



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**“METODOLOGÍAS PARA EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE MUROS DE CORTE Y
FIBRAS DE CARBONO.”**

AUTORES:

DANIEL MALDONADO MORA

JOSÉ DURÁN FERNÁNDEZ

DIRECTOR: ING. MARCELO GUERRA

QUITO – ECUADOR

2013

DEDICATORIA

A mis padres Miguel y Gioconda, quienes siempre estuvieron a mi lado a lo largo de toda la carrera, apoyándome y dándome fuerzas para seguir adelante.

A mis hermanos David Isaac y Miguel Ángel.

Daniel Alberto Maldonado Mora.

DEDICATORIA

A mi madre María Isabel, a mi padre Ricardo Iván y a mi hermano Carlos

Iván.

A papito Julio y tío Manolo que están en el cielo, a mi abuelito Ricardo, mamita

Charito y abuelita Raquel.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a Dios por darme la vida cada mañana, las oportunidades para mi desarrollo, y la hermosa familia que tengo.

A mis padres por todo el sacrificio, esfuerzo y amor incondicional que me han brindado cada día.

A mis hermanos quienes siempre me brindan su apoyo.

A mis amigos que forman una parte muy importante de mi vida, quienes han estado conmigo en las buenas y en las malas, con quienes he compartido tantos momentos preciados, especialmente a José por todo el esfuerzo y empeño que dedicamos a este trabajo.

A mi director, el Ing. Marcelo Guerra y a mis correctores Ing. Juan Carlos Montero e Ing. Diego Andrade por todas sus enseñanzas y tiempo dedicado para la elaboración de este trabajo.

A la PUCE que con mucho orgullo he representado sus colores en torneos deportivos de baloncesto, y en especial a mi tan querida Facultad de Ingeniería que me ha dado la formación profesional a lo largo de todo este tiempo.

Gracias!

Daniel Alberto Maldonado Mora.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por su Amor y porque nunca me abandona, gracias a Él todo esto es posible.

A mis padres y hermano, por su amor y apoyo incondicional en todo momento, ellos han sido un pilar fundamental en mi vida.

A mis abuelos, tíos y primos porque siempre han estado cuando los necesito.

A mis amigos, especialmente a Daniel, por compartir conmigo este gran esfuerzo.

A todos mis profesores, especialmente al Ing. Marcelo Guerra, Ing. Juan Carlos Montero, e Ing. Diego Andrade por sus consejos y su tiempo para lograr este trabajo.

Finalmente a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y en especial a la Facultad de Ingeniería, que me ha dado una formación íntegra y profesional.

José Ricardo Durán Fernández.

RESÚMEN

El presente trabajo proporciona una metodología de evaluación estructural en edificios de hormigón armado existentes, los cuales pueden presentar fallas técnicas o desgaste de los materiales por agentes naturales como son el fuego, la lluvia, el viento, sulfatos, entre otros. Esta metodología sigue los lineamientos del ACI y sus comités encargados de dar ciertas pautas pertinentes para quienes van a realizar la evaluación.

Se presenta también los métodos de reforzamiento estructural para edificios mediante la inclusión de muros de corte, recrecido de secciones de hormigón, y fibras de carbono. Con un ejemplo aplicado a un edificio de 10 pisos altos y 2 subsuelos con estructura de hormigón, el cual es reforzado hasta cumplir con los requerimientos especificados en este documento.

ABSTRACT

This work provides a methodology for structural evaluation intended for existing reinforced concrete buildings, which can present technical failures or deterioration of materials caused by natural agents like fire, rain, wind, sulfates, and some others. This methodology follows the guidelines of ACI and its committees responsible for giving certain guidelines for those who will be making the evaluation process.

This work also presents structural reinforcements methods for buildings by including shear walls and FRP. Includes an example applied to a 10-story concrete structure building with two underground, which is enhanced until it meets the requirements specified in this document.

Índice

CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. JUSTIFICACIÓN	2
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.4. EL HORMIGÓN.....	3
1.4.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN.....	4
1.4.1.1. RELACIÓN AGUA – CEMENTO (A / C).....	4
1.4.1.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	4
1.4.1.3. RESISTENCIA A LA TENSIÓN.....	5
1.4.1.4. RESISTENCIA AL CORTE.....	6
1.4.1.5. TRABAJABILIDAD.....	6
1.4.1.6. DURABILIDAD Y VIDA ÚTIL.....	7
1.5. ACERO ESTRUCTURAL	7
1.5.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO.....	8
1.5.1.1. DUCTILIDAD	9
CAPÍTULO II	10
MÉTODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	10
2.1. INTRODUCCIÓN	10
2.2. INVESTIGACIÓN PRELIMINAR.....	10

2.3. INVESTIGACIÓN DETALLADA.....	18
2.3.1. DOCUMENTACIÓN.....	18
2.3.1.1. INFORMACIÓN DE DISEÑO.....	18
2.3.1.2. INFORMACIÓN DE MATERIALES.....	19
2.3.1.3. INFORMACIÓN DE CONSTRUCCIÓN.....	19
2.3.1.4. HISTORIA DE SERVICIO.....	20
2.3.1.5. COMUNICACIÓN.....	21
2.3.2. OBSERVACIONES DE CAMPO Y ESTUDIO DE CONDICIONES.....	21
2.3.3. MUESTREO Y ENSAYO DE MATERIALES.....	25
2.3.3.1. TÉCNICAS DE MUESTREO.....	26
2.3.4. EVALUACIÓN.....	29
2.3.4.1. DIMENSIONES Y GEOMETRÍA.....	30
2.3.4.2. EVALUACIÓN DE MATERIALES.....	30
2.3.4.3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	31
2.3.4.4. PRUEBA DE CARGA COMO COMPLEMENTO A LA EVALUACIÓN ANÁLITICA.....	35
2.3.4.5. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO.....	39
2.3.5. REPORTE FINAL.....	40
2.4. AUSCULTACIÓN DE ESTRUCTURAS.....	43
2.4.1. MARTILLO SCHMIDT O ESCLERÓMETRO.....	44
2.4.2. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (PISTOLA WINDSOR).....	46
2.4.3. DETECTOR DEL ACERO DE REFUERZO.....	48
2.4.4. EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN.....	49
CAPÍTULO III.....	51
METODOLOGÍAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	51
3.1. MUROS DE CORTE.....	51
3.1.1. INTRODUCCIÓN.....	51
3.1.2. REQUISITOS GENERALES DE LOS MUROS DE CORTE.....	52
3.1.3. CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CORTE.....	52
3.1.4. CRITERIOS DE UBICACIÓN DE LOS MUROS DE CORTE.....	55
3.1.4.1. CONCEPTOS BÁSICOS.....	55
3.1.4.2. UBICACIÓN DE MUROS DE CORTE.....	57
3.1.5. REQUISITOS DE MUROS DE CORTE.....	60
3.1.5.1. REFUERZO.....	60

3.1.5.2.	FUERZAS DE DISEÑO	64
3.1.5.3.	RESISTENCIA AL CORTANTE	64
3.1.6.	DISEÑO A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	65
3.1.6.1.	SUPOSICIONES DE DISEÑO	65
3.1.6.2.	PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES.....	67
3.1.6.3.	ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESTRUCTURALES (CABEZALES)	69
3.1.7.	INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE EN ESTRUCTURAS EXISTENTES..	71
3.2.	SISTEMAS DE FIBRAS DE CARBONO (FRP) EXTERNAMENTE ENLAZADOS.....	73
3.2.1.	INTRODUCCIÓN	73
3.2.2.	MATERIALES CONSTITUYENTES	77
3.2.2.1.	RESINAS.....	78
3.2.2.2.	CEBADOR	78
3.2.2.3.	MASILLA DE RELLENO	78
3.2.2.4.	RESINA DE SATURACIÓN.....	79
3.2.2.5.	ADHESIVOS.....	79
3.2.2.6.	FIBRAS.....	79
3.2.2.7.	REVESTIMIENTO PROTECTOR.....	80
3.2.3.	PROPIEDADES FÍSICAS	81
3.2.3.1.	DENSIDAD.....	81
3.2.3.2.	COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA.....	81
3.2.4.	PROPIEDADES MECÁNICAS.....	82
3.2.4.1.	COMPORTAMIENTO A LA TRACCIÓN.....	82
3.2.4.2.	COMPORTAMIENTO A LA COMPRESIÓN	83
3.2.5.	REQUERIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN.....	84
3.2.5.1.	CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO	84
3.2.5.2.	VIDA ÚTIL	84
3.2.5.3.	MANEJO Y VESTIMENTA SEGURA PARA EL PERSONAL.....	84
3.2.5.4.	MANEJO SEGURO EN EL LUGAR DE TRABAJO.....	85
3.2.5.5.	LIMPIEZA Y ELIMINACIÓN DE DESECHOS.....	85
3.2.6.	INSTALACIÓN	86
3.2.6.1.	COMPETENCIA DEL CONTRATISTA	86
3.2.6.2.	CONSIDERACIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA.....	86
3.2.6.3.	EQUIPAMIENTO.....	87
3.2.6.4.	PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE	87
3.2.7.	MEZCLADO DE RESINAS.....	90
3.2.8.	APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS FRP.....	90
3.2.8.1.	CEBADOR Y MASILLA	91
3.2.8.2.	SISTEMAS DE BANDEJA HÚMEDA (WET LAYUP SYSTEM)	92

3.2.8.3.	SISTEMAS APLICADOS CON MÁQUINA	93
3.2.8.4.	SISTEMAS PRECURADOS	93
3.2.8.5.	SISTEMAS NSM	94
3.2.9.	CAPAS MÚLTIPLES Y EMPALMES	95
3.2.10.	CURADO DE LAS RESINAS.....	95
3.2.11.	PROTECCIÓN TEMPORAL.....	96
3.3.	REFORZAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS MEDIANTE ENCAMISADO .	96
3.3.1.	REFORZAMIENTO DE VIGAS	96
3.3.2.	REFORZAMIENTO DE COLUMNAS.....	99
CAPÍTULO IV	102
APLICACIÓN DE MUROS DE CORTE A UN EDIFICIO COMO MÉTODO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	102
4.1.	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	102
4.2.	ANÁLISIS DEL EDIFICIO SIN MUROS DE CORTE.....	103
4.2.1.	EVALUACIÓN DE DERIVAS SIN MUROS DE CORTE	105
4.2.2.	ANÁLISIS PUSHOVER SIN MUROS DE CORTE	106
	107	
4.3.	UBICACIÓN DE LOS MUROS DE CORTE	108
4.3.1.	ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON MUROS DE CORTE.....	110
4.3.2.	EVALUACIÓN DE DERIVAS CON MUROS DE CORTE	112
4.3.3.	ANÁLISIS PUSHOVER CON MUROS DE CORTE	114
	114	
	114	
	115	
4.3.4.	DISEÑO DE LOS MUROS DE CORTE.....	116
4.3.4.1.	MURO UBICADO EN EJE 2 ENTRE EJES B Y D.....	116
4.3.4.2.	MURO UBICADO EN EJE 7 ENTRE EJES B Y D.....	121
4.3.4.3.	MURO UBICADO EN EJE B ENTRE EJES 2 Y 3.....	124
4.3.4.4.	DETERMINACIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL	126
4.3.4.5.	DETERMINACIÓN DEL REFUERZO POR CORTANTE	127
4.4.	ANÁLISIS DE REFORZAMIENTO EN COLUMNAS.....	128

4.5. ANÁLISIS DE REFORZAMIENTO EN VIGAS.....	134
CAPÍTULO V.....	143
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	143
5.1. CONCLUSIONES.....	143
5.2. RECOMENDACIONES	147
CAPÍTULO VI.....	150
BIBLIOGRAFÍA.....	150
ANEXOS	153

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón armado es uno de los materiales más comunes en lo que se refiere a la construcción de estructuras civiles debido a su gran comportamiento estructural; de igual manera representa un costo menor en comparación con otros materiales que se emplean en estructuras. Su facilidad de ser mezclado y manipulado es otra de las virtudes que tiene este material.

Las estructuras de hormigón armado son diseñadas para cumplir ciertos requerimientos arquitectónicos, funcionales y de servicio, durante un período de tiempo sin que se generen gastos no previstos por reparación, sin embargo debido a la exposición de las estructuras a agentes climáticos, estas sufren deterioros inesperados antes del cumplimiento de su vida útil.

Dentro de la disciplina de la ingeniería estructural, la evaluación de estructuras es un tema de gran importancia en la actualidad. Debido al alto crecimiento de la industria de la construcción en las últimas décadas, daños provocados por desastres naturales, deterioro de los elementos estructurales, posibles incrementos de cargas, corrosión del acero estructural, errores en diseño o construcción; la evaluación estructural tiene como objetivo dar un diagnóstico confiable del estado en el cual se encuentra actualmente la estructura evaluada.

1.2. JUSTIFICACIÓN

En el Ecuador, especialmente en las ciudades más antiguas, existen estructuras que han cumplido ya con su vida útil, y estructuras nuevas que han tenido errores en el diseño; y sin embargo todavía se encuentran ocupadas sin haber sido evaluadas o calificadas para seguir brindando su servicio. Por esta razón es importante desarrollar una metodología que permita a los profesionales evaluar dichos edificios para facilitar la selección de un método de reforzamiento estructural que resultaría más económico que derrumbar a los edificios.

Complementariamente a la evaluación de edificios cuyo diagnóstico no ha sido favorable, es preciso implementar técnicas de reforzamiento estructural que permitirán incrementar el estado de serviciabilidad, capacidad de carga, estándares de seguridad y evitar otros tipos de fallas como las que han sido mencionadas. Estas técnicas pueden alterar propiedades originales de la estructura causando cambios en la rigidez, ductilidad, fragilidad, amortiguamiento, entre otros, las mismas que deben ser tomadas en consideración al modificar la capacidad de carga del edificio.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Investigar métodos de evaluación de estructuras y reforzamiento estructural, profundizando en reforzamiento mediante muros de corte y fibras de carbono.

Aplicar uno de los métodos de reforzamiento estructural a un edificio de ocho pisos de hormigón armado.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigación de la metodología de evaluación estructural de edificios existentes.
- Investigar el uso de las fibras de carbono en el reforzamiento estructural.
- Investigar la implementación de encamisado de columnas y vigas.
- Investigar la implementación de muros de corte como reforzamiento estructural.
- Realizar el análisis estructural de un edificio teórico como ejemplo.
- Diseñar los muros de corte para reforzar la estructura del edificio.
- Implementar los muros de corte al edificio.
- Realizar el análisis y comparación de los resultados.
- Establecer conclusiones.

1.4. EL HORMIGÓN

El hormigón es un material homogéneo compuesto por agua, árido fino, árido grueso y aglomerante, el cual luego de un tiempo de fragüe¹ adquiere dureza y cierta resistencia que depende de las proporciones de los elementos antes mencionados. Durante la mezcla pueden colocarse ciertos aditivos para mejorar las propiedades físico químicas del hormigón.

El hormigón es uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción, debido a su buen comportamiento mecánico, resistencia a

¹ Fragüe: Tiempo en el cual el hormigón pasa de ser un material fluido a ser un material sólido.

acciones climáticas, agentes químicos, fuego, abrasión o cualquier tipo de deterioro.

El hormigón que normalmente se utiliza en estructuras tiene una densidad de $2,4 \text{ t/m}^3$, sin embargo existen hormigones pesados con densidades mayores a $3,2 \text{ t/m}^3$ y hormigones ligeros con densidades de $1,8 \text{ t/m}^3$.

1.4.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

1.4.1.1. RELACIÓN AGUA – CEMENTO (A / C)

Este factor es el más importante en la resistencia del hormigón; es la cantidad de agua con respecto a la de cemento.

1.4.1.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Esta propiedad depende de la proporción de cada uno de los componentes del hormigón durante su mezcla, depende también de la relación agua – cemento y de la calidad del curado.

La resistencia a la compresión f'_c , está basada en la obtenida en cilindros cuya relación altura – diámetro (h/d) sea igual a 2, estos cilindros deben ser ensayados a los 28 días de haber sido elaborados. Los ensayos consisten en la aplicación de una carga axial uniforme sobre toda la superficie de la probeta a una velocidad constante, establecida por la norma ASTM C873. Como resultado de este ensayo se obtiene la curva Esfuerzo – Deformación, donde se puede evidenciar la máxima deformación unitaria. Normalmente se encuentra en un rango

entre 0.003 y 0.008, sin embargo el código ACI-318 establece como normativa una deformación unitaria del hormigón no mayor a 0.003.

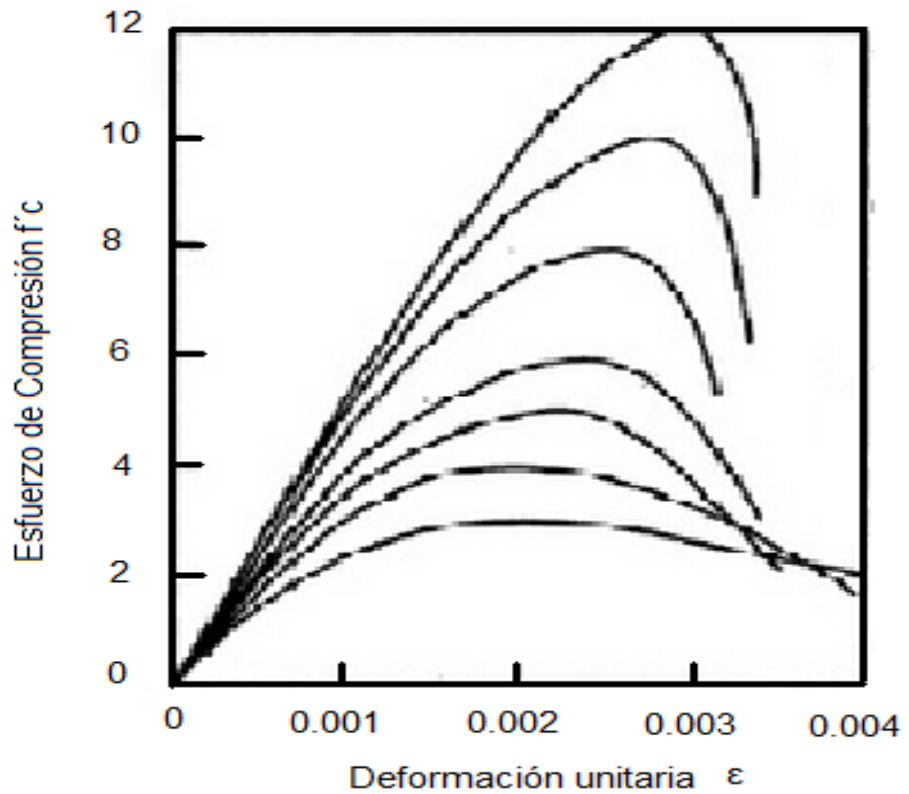


Figura 1.3.1 Curva Esfuerzo – Deformación típica del hormigón.²

Por lo general en estructuras comunes como son edificios, puentes, vías, etc., se utiliza resistencias a la compresión $f'c$ de 210 Kg/cm² en adelante.

1.4.1.3. RESISTENCIA A LA TENSIÓN

La resistencia a la tensión del hormigón es baja en relación a la resistencia a la compresión, “aproximadamente del 10 al 15% de la resistencia a la compresión, ocasionalmente del 20%.”³

² Fuente: NILSON, 2001

Esta propiedad resulta más difícil de determinar en relación a la resistencia a la compresión, se obtienen resultados dispersos entre probetas que corresponden a un hormigón de la misma edad.

Debido a su bajo desempeño a esfuerzos de tensión, el hormigón estructural es reforzado con acero dando como resultado el hormigón armado.

1.4.1.4. RESISTENCIA AL CORTE

“La resistencia del concreto al corte es grande, y los datos que se han dado al respecto varían del 35 al 80% de la resistencia a la compresión.”⁴

Los esfuerzos cortantes suelen ser llamados como esfuerzos de tensión diagonal que deben ser contrarrestados para evitar las fisuras por tensión diagonal. En hormigón estructural se lo logra incorporando refuerzo transversal de acero.

1.4.1.5. TRABAJABILIDAD

Es aquella propiedad que determina la capacidad del hormigón de ser colocado adecuadamente sin que se genere segregación que pueda producir daños al mismo.

La trabajabilidad del hormigón se ve reflejada en su consistencia, esta dependerá de la cantidad de agua, tamaño de los agregados, así como también del tipo de aditivo que ha sido colocado durante la mezcla.

³ FERGUSON, Phil M., “TEORÍA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO”, pág 15.

⁴ FERGUSON, Phil M., “TEORÍA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO”, pág 16.

1.4.1.6. DURABILIDAD Y VIDA ÚTIL

En general se entiende como durabilidad a “La capacidad de mantener en servicio un producto, componente o construcción durante un tiempo especificado.”⁵, dicho esto la durabilidad del hormigón tiene un gran comportamiento contra agentes climáticos, ataques químicos, abrasión o procesos de deterioro.

La vida útil de las estructuras se ven íntimamente ligadas con el servicio que vayan a ofrecer las mismas bajo ciertas condiciones de servicio, durante un determinado tiempo, es decir, se entiende como vida útil al tiempo en el cual los servicios de la estructura son eficaces y eficientes.

1.5. ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural es una aleación de componentes metálicos, especialmente hierro y carbono. Este último suele estar presente en el acero en proporciones del 0,5 al 1,5%.

Debido a su gran capacidad para soportar esfuerzos de tracción, se lo utiliza para reforzar al hormigón el cual relativamente ofrece poca resistencia a dichos esfuerzos. La unión del hormigón simple y el acero estructural se conoce como hormigón armado.

En nuestro medio el acero estructural es comercializado en varillas de diferentes diámetros. Para realizar estructuras de hormigón armado, se usa comúnmente varillas desde 10 mm a 28 mm de diámetro, sin embargo, existen varillas de menor y mayor diámetro que las mencionadas.

⁵ Norma ASTM E 632.

1.5.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO

Ya que el acero es un material apropiado para resistir esfuerzos traccionantes, es típico someter a aceros de diferentes resistencias a esfuerzos de esta naturaleza para obtener una curva esfuerzo – deformación analizar el comportamiento mecánico del acero.

Generalmente en nuestro medio se utiliza aceros con un esfuerzo de fluencia f_y de 4200 kg/cm^2 y un módulo de elasticidad E de $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

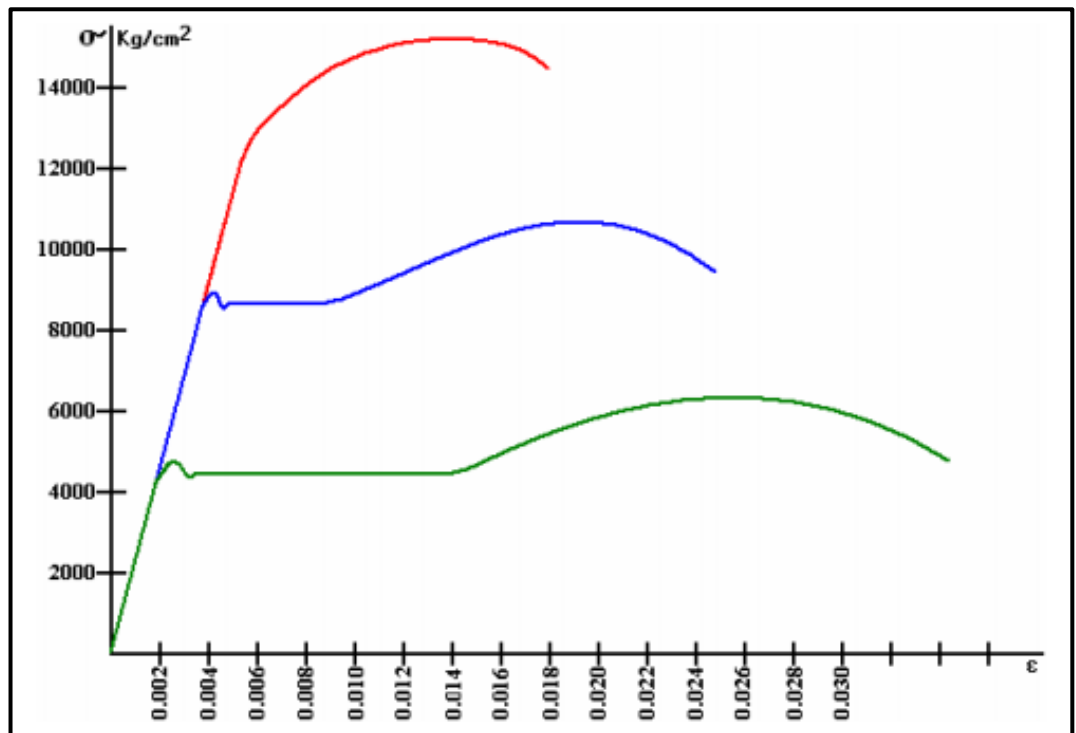


Figura 1.4.1. Curvas Esfuerzo – Deformación unitaria típicas del acero.⁶

Como se puede ver en la Figura 1.4.1., conforme la resistencia del acero aumenta, la deformación unitaria disminuye.

⁶ Fuente: <http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon03.pdf>

1.5.1.1. DUCTILIDAD

La ductilidad es la propiedad que tienen algunos materiales de deformarse ampliamente al ser sometidos a una fuerza. En adición a lo mencionado anteriormente, mientras más resistencia tiene el acero, es menos dúctil.

En nuestro medio, se busca que las edificaciones sean sismoresistentes. Para ello, la estructura debe ser capaz de absorber la mayor cantidad de energía producida por el sismo. Esta capacidad se logra haciendo una estructura dúctil implementando la cantidad y detallamiento adecuados en el hormigón.

CAPÍTULO II

MÉTODOLÓGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

2.1. INTRODUCCIÓN

En el medio se aplican varios métodos para evaluación estructural. Ninguna metodología debe tener el propósito de reemplazar el criterio del ingeniero responsable de la evaluación. De acuerdo con el ACI 364.1R, la labor de evaluación de una estructura generalmente se la realiza por uno o varios de los propósitos a continuación:

Para determinar la factibilidad de cambiar el uso de la estructura, o adecuarla para satisfacer un uso diferente al original, es decir, alargarla o cambiar su apariencia.

Para determinar la integridad o adecuación de una estructura o de elementos selectos.

Para evaluar los problemas estructurales o fatigas que son resultado de la aplicación de cargas inusuales, diseño inadecuado o prácticas constructivas erróneas, ataques químicos, etc.

Para determinar la factibilidad de modificar una estructura existente con el fin de cumplir con los códigos y normas vigentes.

2.2. INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

El propósito de una investigación preliminar es determinar las condiciones de la estructura, la magnitud y tipo de problemas que esta tiene y la factibilidad para aplicar métodos de rehabilitación o reforzamiento.

Una investigación preliminar debe estar basada en un objetivo, que es realizar el reforzamiento estructural, por lo tanto, el encargado de realizar la evaluación debe mantener diálogos con el dueño de la obra de tal manera que se puedan fijar los objetivos de la evaluación.

El ACI 364.1R propone ciertos pasos a seguir dentro de una investigación preliminar:

- a) Revisión de planos, especificaciones y registros de la construcción.
- b) Observaciones in-situ de las condiciones.
- c) Mediciones de la geometría, deflexiones, desplazamientos, grietas y otros daños.
- d) Pruebas no destructivas.
- e) Extracción exploratoria.
- f) Muestreo, ensayos, y análisis.

Dependiendo de la edad de la estructura, será la dificultad para hallar los planos. “Los archivos del dueño, archivos de la ciudad, diseñadores originales, y contratistas originales son generalmente las mejores fuentes para buscar documentos y archivos.”⁷

Los planos proporcionan una gran ayuda para iniciar la evaluación de la estructura con un conocimiento preciso de la misma siempre y cuando en la fase de construcción se hayan cumplido satisfactoriamente las especificaciones de los planos. Cuando no se logra obtener los planos de una estructura debido a la antigüedad de esta o por otros motivos, la evaluación puede verse forzada a iniciar sin los conocimientos precisos.

⁷ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág 3.

Se debe comprobar que la estructura existente concuerda con los planos. Para ello se pueden realizar ensayos complementarios que permitan explorar internamente la estructura. De estos ensayos se hablará detalladamente más adelante.

“Es importante revisar qué requerimientos de código eran aplicables al momento del diseño. Estos deben ser comparados con los presentes códigos y normas aplicables.”⁸

La inspección visual es un paso fundamental dentro de la evaluación estructural y debe ser realizada una vez terminado el estudio de planos. Esta inspección provee información evidente que puede definir el alcance de un proyecto de reforzamiento estructural. La inspección visual indica manifestaciones físicas de fallas o problemas en una estructura:

- Agrietamientos.
- Deformaciones excesivas.
- Desprendimiento o rotura del hormigón.
- Exfoliación del hormigón.
- Erosión.
- Meteorización.
- Pérdida del recubrimiento.

Se debe registrar toda la información obtenida en una inspección visual. Para ello se debe utilizar listas de chequeo, fotografías y si es posible, filmaciones. Por supuesto, se debe contar con el equipo adecuado para obtener registros precisos, por ejemplo, comparadores de grietas, alcohol desnaturalizado, etc.

⁸ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág 3.

Tabla 2.2.1. Cuadro de inspección visual

1. General	Reporte No.		
	Propósito de la inspección		
	Nombre del Inspector		
1.a. Descripción de la estructura	Nombre		
	Localización		
	Tamaño		
	Dueño		
	Ingeniero del Proyecto		
	Contratista		
	Datos de construcción		
	Fotografías		
	Vista General		Condiciones detalladas del área
	Mapa de orientación		
1.b. Materiales utilizados (si se conocen)	Hormigón	Peso normal del tipo de agregado	
		Tamaño del agregado	
		Tipo de aditivo	
		Proporción de mezcla	
		Resistencia a la compresión $f'c$	
		Módulo de	

		elasticidad	
2. Naturaleza del ambiente y condicione s de carga	Exposición	Ambiente (árido, subtropical, marino,indus trial,etc)	
		Clima	
		Congelación y descongelac ión	
		Ataques químicos y de corrosión (sulfatos, ácidos, gases, bases, cloruros)	
		Abrasión, erosión, cavitación, impacto	
		Conductivida d eléctrica	
		Productos químicos de deshielo que contienen iones de cloruro	
	Drenaje	Calor de fuentes adyacentes	
		Intermitente	
		Selladores de juntas	
		Lloraderos	
		Contorno	
	Condiciones de Carga	Desagües elevados	
		Muerta	
		Viva	
		Impacto	
		Vibración	
		Tráfico	
		Sísmica	
	Otras		

	Suelo (condición de cimentación)	Suelo expansivo		
		Suelo compresible (asentamiento)		
		Evidencia de bombeo		
3. Indicadores de daños	Agrietamiento			
	Manchas en el hormigón			
	Depósitos en la superficie y exudaciones			
	Filtraciones			
4. Condición presente de la estructura	Alineación general aparente de la estructura	Asentamientos		
		Deflecciones		
		Expansión		
		Contracción		
	Condición superficial del hormigón	Condición general: buena, satisfactoria, deficiente		
		Superficies formadas y terminadas	Lisa	
			Vacios de aire superficiales	
			Juntas frías	
			Manchas	
		Agrietamiento	Localización y frecuencia	
			Mapa de grietas	
			Ancho	
			Lixiviación	
		Descascaramientos	No, tamaño, profundidad	
		Manchas de salitre		
		Exposición del refuerzo: corrosión		
Erosión	Abrasión			

			Cavitación	
		Reparaciones previas	Tipo y espesor	
		Revestimiento de superficies, sistemas de protección	Adherencia al hormigón	
			Condición	
		Selladores de penetración	Tipo	
			Efectividad	

Complementariamente en una inspección visual, se deben realizar mediciones en la estructura de sus desplazamientos, agrietamientos, deflexiones, longitud de las luces y dimensión de los miembros.

Terminada la inspección visual, y con la información obtenida a través de esta, se pueden aplicar procedimientos o pruebas no destructivas a la estructura en análisis. El ACI 364.1R sugiere algunas de las técnicas más comunes que se utilizan durante la investigación preliminar:

- a) Impacto acústico
- b) Instrumento de detección magnética
- c) Martillo de rebote
- d) Resistencia a la penetración
- e) Pruebas de vibración forzada.

“Es poco común que todos estos métodos sean usados durante una investigación preliminar. Las pruebas preliminares no destructivas a menudo pueden ayudar a identificar lugares de la estructura en los cuales es más

comprehensivo que se requiera realizar pruebas no destructivas y destructivas.”⁹

Como se mencionó anteriormente, la inspección visual puede arrojar información que indique un deterioro evidente en la estructura. En estos casos, es recomendable realizar extracciones exploratorias. Así mismo, las extracciones son recomendables cuando existen sospechas de defectos ocultos dentro de la estructura o falta de información. Sin embargo, las extracciones exploratorias son más usuales dentro de una investigación detallada, la cual será explicada más adelante.

La obtención, prueba y análisis de muestras si bien es uno de los pasos sugeridos por ACI 364.1R para una investigación preliminar, no es usualmente realizado durante esta investigación, sino durante una investigación detallada.

Ya que toda la información obtenida durante la investigación preliminar debe ser registrada por escrito y con imágenes, es factible y necesario realizar un reporte de resultados. Para realizar un informe completo de la investigación preliminar se debe incluir la siguiente información:

- Chequeo de la capacidad estructural.
- La factibilidad para realizar un proyecto de reforzamiento.
- Los problemas que presenta la estructura.
- Requerimientos de reforzamiento.
- La necesidad de realizar investigaciones más profundas.

⁹ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág 4.

2.3. INVESTIGACIÓN DETALLADA

Antes de realizar la investigación detallada, la investigación preliminar debe ser finalizada. De igual manera que para esta última, se deben identificar claramente los deseos del dueño de la obra para plantear los objetivos de la investigación detallada.

El ACI 364.1R propone que una investigación detallada debe estar dividida en cinco partes principales:

- Documentación.
- Observaciones de campo y estudio de condiciones.
- Muestreo y pruebas de los materiales.
- Evaluación
- Reporte final.

2.3.1. DOCUMENTACIÓN

2.3.1.1. INFORMACIÓN DE DISEÑO

Esto se refiere a planos y cálculos estructurales, planos de montajes y estructuras de acero, planos de la ubicación de los refuerzos del concreto, planos de alteraciones a la estructura existente, fotografías de la estructura, códigos de construcción, información técnica del constructor, descripciones de materiales de construcción, patentes, y datos de ensayos.

2.3.1.2. INFORMACIÓN DE MATERIALES

Esta información debe ser acerca de los materiales utilizados en la construcción de la estructura en análisis y debe contener lo siguiente según ACI 364.1R:

- Componentes de la mezcla de concreto, proporciones y resultados de ensayos.
- Informes de pruebas de molienda en cemento, acero y acero pretensado.
- Especificaciones y dibujos de los materiales, incluyendo aquellos preparados por proveedores de materiales y que solían colocar sus productos en la construcción original.

2.3.1.3. INFORMACIÓN DE CONSTRUCCIÓN

En caso de que esta información esté disponible, ACI 364.1R propone incluir:

- Correspondencia entre los miembros del equipo de construcción, equipo de diseño, y propietario o desarrollador del proyecto.
- Resultados de ensayos en concreto fresco y endurecido.
- Datos de control de calidad e informes de inspección de campo.
- Libros de obra conservados por el equipo de construcción.
- Fotografías de avance de obra.
- Planos de construcción.
- Notas de estudio y registros.
- Reportes realizados por fiscalizadores.

- Planos y especificaciones de modificaciones u órdenes de cambios.
- Reportes de los ensayos realizados a todos los materiales utilizados en la estructura.
- Información que concierna a la cimentación, capacidad portante del suelo, capacidad portante del suelo utilizada en el diseño, trabajos realizados en la cimentación y el suelo.

Por lo tanto, es importante que durante la construcción de un edificio, todos los registros de obra, resultados de ensayos, planos, etc., sean bien conservados y obtener respaldos de estos para que en un futuro se pueda facilitar esta documentación.

2.3.1.4. HISTORIA DE SERVICIO

Esta información es importante ya que la estructura pudo haber sido utilizada para propósitos diferentes de los de diseño. Esto suele provocar sobre cargas en la estructura y por ende ser causa de daños ya mencionados anteriormente.

Generalmente, la información que suele estar disponible es:

- Registro de antiguos y actuales propietarios.
- Registros de mantenimiento y remodelaciones.
- Reportes de estructuras adyacentes.
- Reportes climáticos.
- Reportes de actividad sísmica y geológica.
- Fotografías.

2.3.1.5. COMUNICACIÓN

Toda la documentación obtenida en una investigación detallada debe ser guardada en archivos separados. Así mismo, es recomendable realizar respaldos de todos los archivos obtenidos. Tal como lo sugiere el ACI 364.1R.

2.3.2. OBSERVACIONES DE CAMPO Y ESTUDIO DE CONDICIONES

Luego de haber realizado un análisis exhaustivo de la documentación obtenida, se debe proceder a realizar una inspección de campo de la estructura.

Dentro de la observación de campo, se debe realizar una inspección visual de la estructura tal como se indicó previamente en la investigación preliminar. Pero en este caso más detallada.

Como complemento necesario de la inspección visual, al realizarse una investigación de campo, se debe verificar que la construcción concuerde con lo planificado, se debe realizar una evaluación del estado de la estructura y por supuesto, un informe que resuma la información obtenida en la observación.

Cuando se verifica que la construcción concuerde con lo planificado, se debe realizar mediciones de la geometría estructural ya que pueden existir variaciones tardías en el diseño y que difieren con la información mostrada en los planos. “En particular, las alteraciones no registradas pueden ser

críticas porque pueden ser la causa de la reducción en la resistencia de la estructura.”¹⁰

Es importante realizar ensayos no destructivos como pachometrías durante la investigación de campo para verificar que el acero de refuerzo colocado en la estructura concuerde con los planos estructurales. Es esencial determinar la ubicación del acero de refuerzo durante esta etapa. Ya que durante la construcción de la edificación podría no haberse cumplido con el diseño estructural y esto puede ser causa de fallas graves.

La inspección visual y los ensayos no destructivos pueden ser insuficientes para determinar deterioros serios o fallas en la estructura. En estos casos es recomendable la obtención de muestras mediante ensayos destructivos. Ya que estos ensayos conllevan la extracción y reposición de porciones de la estructura, antes de realizarlos se debe contar con la aprobación del propietario de la edificación.

Para una inspección visual completa se deben llevar registros complementados con esquemas, fotografías y filmaciones. El ACI 201.1R y el ACI 364.1R proponen lo siguiente para identificar apropiadamente agrietamientos, roturas o desprendimientos, corrosión del acero de refuerzo, etc.:

- a) Los agrietamientos estructurales y no estructurales deben ser medidos. Se debe registrar su ancho, profundidad, longitud, ubicación y tipo. En caso de que se conozca, registrar si el agrietamiento se produjo por flexión, corte o tensión directa.

¹⁰ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág. 8.

- b) Desprendimiento, eflorescencia y otros defectos de superficie deben ser medidos y registrados.
- c) La corrosión de las varillas de refuerzo incluyendo la extensión y cantidad de la sección transversal perdida, debe ser medida y registrada.
- d) Conectores sueltos, corroídos o cualquier otro defecto de elementos prefabricados de hormigón, o vínculos con elementos arquitectónicos o revestimientos deben tenerse en cuenta.
- e) Las deformaciones, sean estas permanentes o temporales por cargas, columnas desplomadas, y otras desalineaciones, deben ser medidas y registradas.
- f) Se deben identificar asentamientos o levantamientos de la cimentación.
- g) Se deben identificar fugas de agua, áreas encharcamiento, zonas de drenaje deficiente y otros problemas de agua.
- h) Debe ser notada la evidencia de deterioro por ataques químicos agresivos como ataques de sulfatos o ácidos.

Cuando se trata de daños visibles, es complicado hacer una cuantificación de estos. ACI 364.1R seis puntos para clasificar los daños visibles:

- a) Inseguro.
- b) Potencialmente peligroso.
- c) Severo.
- d) Moderado.
- e) Menor.
- f) Buenas condiciones.

Si se detecta daños visibles inseguros o potencialmente peligrosos, se debe tomar las medidas necesarias inmediatamente.

“Es importante notar la extensión y severidad de las áreas deterioradas con respecto a la estructura completa en evaluación.”¹¹

Durante la observación de campo se debe realizar un chequeo de las cargas actuantes en la estructura, combinaciones de carga, presiones en el suelo y condiciones ambientales actuantes en la estructura que quizá actualmente son diferentes a las consideradas en el momento del diseño original.

Al hacer la inspección de cargas se deben revisar las cargas muertas, ya que estas pueden haber variado en las dimensiones de los elementos estructurales o cambios en la densidad o contenido de humedad de los materiales con el paso del tiempo. Dentro de estas cargas se deben tomar en cuenta las cargas superpuestas en la estructura como son pisos arquitectónicos, acabados en los techos, sistemas mecánicos, tabiques divisores y revestimientos exteriores.

De igual manera es muy importante hacer una revisión de las cargas vivas actuantes en la estructura ya que estas dependen del tipo de uso de esta. Es necesario averiguar si la estructura va a tener un uso futuro diferente o si en algún momento de la vida de la estructura esta fue sometida a solicitaciones mayores a aquellas con las que fue diseñada. Cuando se está realizando una evaluación estructural de serviciabilidad en adición de la resistencia, se debe estimar las cargas vivas que estarán presentes en condiciones normales del edificio. Estas estimaciones pueden obtenerse realizando estudios detallados y medidas de de otros edificios con ocupaciones similares.

¹¹ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág. 9.

Las cargas de viento y sísmicas deben ser consideradas también en esta etapa y en sobretodo en nuestro medio, las cargas sísmicas. “Los requerimientos de los códigos para cargas de viento y sísmicas pueden actualmente ser más estrictos que cuando la estructura fue construida.”¹²

2.3.3. MUESTREO Y ENSAYO DE MATERIALES

Los requerimientos para ensayar materiales dependerán de los hallazgos realizados en la investigación preliminar y del enfoque del proyecto de reforzamiento estructural.

Es necesario tener un amplio conocimiento de los tipos de ensayos que existen, en qué consiste cada uno de ellos, y qué información arrojan con el fin de escoger correctamente los ensayos a realizarse.

La evaluación de una estructura existente debe incluir la determinación de su resistencia y calidad. Más adelante se explicará los ensayos destinados a este propósito.

Ya que el hormigón armado es un elemento que sirve para soportar cargas, se debe revisar tres aspectos: resistencia adecuada, sección transversal adecuada tanto de hormigón como de acero de refuerzo, y adecuada adherencia entre hormigón y acero. Estos tres aspectos están íntimamente relacionados, por lo tanto, si la combinación de ellos no es adecuada, el hormigón armado no es aceptable.

Por otro lado, el hormigón provee protección contra el fuego y otros elementos del medio ambiente. Sobre todo, brinda al acero de refuerzo protección contra la corrosión. Por lo tanto, el hormigón debe ser

¹² ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág. 8.

relativamente denso, tener baja capilaridad, contener agregados y elementos cementantes no reactivos entre sí y resistentes al medio ambiente. “Aunque algunas de estas propiedades están relacionadas al esfuerzo de compresión, las propiedades deseadas usualmente se las obtiene controlando la cantidad y tipo de cemento, contenido de aire, relación de materiales agua-cemento, tipo de agregados y tipo de aditivos, y controlando procedimientos de mezclado, colocación, y curado.”¹³

El ASCE 11 propone tablas que pueden ser usadas como guía para una investigación de hormigón basada en experiencias pasadas y juicio, estas tablas proporcionan un método para selección de ensayos a realizarse. Así mismo, el ASCE 11 propone tablas que pueden ser consideradas para evaluar la aceptabilidad del acero embebido.

2.3.3.1. TÉCNICAS DE MUESTREO

Las muestras deben ser tratadas con extremo cuidado, es decir, identificadas (cada una de ellas), y guardadas de tal manera que queden aisladas de peligro de daño o contaminación. La norma ASTM C823 provee una guía adecuada para la obtención de muestras.

Cuando se desea obtener información general de la estructura, es recomendable obtener muestras aleatorias a lo largo de la estructura. El número de muestras dependerá de los ensayos que se necesite realizar y por supuesto, del grado de certeza que se desea que los resultados tengan. Cuando se identifican daños mayores o inusuales, la obtención de muestras se limita a porciones específicas de la estructura.

¹³ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág. 10.

El plan de muestreo depende de que el hormigón sea en general uniforme o si es que es posible que haya dos o más regiones diferentes en composición, condición, o calidad. Antes de obtener las muestras es prudente revisar planos y la información de la investigación preliminar.

El ACI 364.1R menciona que en casos en los cuales las muestras vayan a ser utilizadas para la obtención de valores promedio de una propiedad del hormigón, como resistencia, módulo de elasticidad, o contenido de aire, el número de muestras debe ser determinado en concordancia con la norma ASTM E 122. El número requerido de muestras generalmente depende de:

- a) Máxima diferencia (o error) que uno está dispuesto a aceptar entre el promedio de la muestra y el promedio real.
- b) Variabilidad de los resultados de ensayo.
- c) El riesgo que uno está dispuesto a aceptar en que la diferencia aceptable sea excedida.

“Se debe reconocer que el hormigón no es un material isotrópico y sus propiedades variarán dependiendo de la dirección en que las muestras sean tomadas.”¹⁴

Es muy común obtener núcleos de hormigón como muestras de los elementos estructurales. El número de muestras y su ubicación debe ser tal que satisfaga a todos los ensayos a realizarse. Si es posible, utilizar un núcleo diferente para cada ensayo a realizarse, ya que estos pueden perder sus propiedades en ensayos anteriores.

¹⁴ ACI 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation”, pág. 17.

Cuando los núcleos están destinados para ensayos de resistencia, se deben tomar al menos tres muestras en cada ubicación de la estructura. Para determinar el esfuerzo de compresión o módulo de la elasticidad estático o dinámico, el diámetro de la muestra debe ser al menos tres veces el tamaño máximo nominal del agregado.

Una alternativa para reemplazar la extracción de núcleos de una estructura es obtener muestras de hormigón de vigas aserradas. Sin embargo, experimentos realizados han demostrado que se producen significantes pérdidas de resistencia es este tipo de muestras.

Se pueden obtener muestras de hormigón roto. Estas muestras pueden ser usadas para determinar las características químicas y físicas del hormigón de la estructura, pero no deben ser usadas para realizar ensayos de resistencia.

2.3.3.1.1. ACERO DE REFUERZO

Las muestras de acero de refuerzo son obtenidas para determinar las propiedades químicas y físicas y/o la resistencia.

Muchas veces el acero de refuerzo removido es completamente necesario según el diseño, en esos casos es necesario reemplazar las piezas. La norma ASTM A 370 proporciona una amplia explicación para obtención, selección y preparación de muestras. El ACI 364.1R sugiere algunas consideraciones importantes:

- a) Los especímenes deben ser tomados en partes de esfuerzo mínimo en el refuerzo. No se debe tomar más de una muestra de la misma sección transversal del elemento estructural en análisis.

- b) Las ubicaciones de especímenes en construcción continua de concreto deben ser separadas al menos la longitud de desarrollo del refuerzo para evitar un debilitamiento excesivo en el elemento estructural.
- c) Para elementos estructurales que tienen una luz menor de 25 ft (7,5 m) o un área cooperante menor que 625 ft² (60 m²), al menos un espécimen debe ser tomado del reforzamiento longitudinal principal (no estribos o amarres).
- d) Para luces o áreas mayores, se deben tomar más especímenes bien distribuidos a lo largo de la porción en análisis, para determinar si se usó acero de la misma resistencia a lo largo de la estructura.
- e) Si es posible, se debe recolectar información de Grade Marks y Mill Marks y usarla apropiadamente como guía para recolección de muestras.

2.3.4. EVALUACIÓN

La evaluación es un proceso que consiste en determinar qué tan adecuada es la estructura para el uso que esta tiene previsto luego de hacer un análisis exhaustivo de la documentación existente, inspección de campo, las condiciones de estado, y ensayos de materiales.

Dependiendo del propósito de la evaluación estructural, la condición física y calidad de la estructura, y la información disponible, se escogerán el número y tipo de pasos a seguir en la evaluación. Por lo tanto, no se puede estandarizar el proceso de evaluación como una serie de pasos bien definidos.

2.3.4.1. DIMENSIONES Y GEOMETRÍA

Se debe evaluar las dimensiones de la estructura y el diseño arquitectónico para uso, accesibilidad y espacio necesitado. Es necesario revisar las secciones transversales de los elementos estructurales críticos, compararlos con los especificados en los planos y hacer una evaluación.

2.3.4.2. EVALUACIÓN DE MATERIALES

Los resultados de los ensayos realizados a los materiales de la estructura indicarán si es necesario o no realizar una reparación o reforzamiento estructural.

Realizando una evaluación de materiales se puede identificar si es necesario reemplazar por completo elementos estructurales y también seleccionar los materiales nuevos a utilizarse. Por supuesto, los nuevos materiales a usarse deben ser evaluados en cuanto a resistencia, vida útil, y propósito de uso.

En caso de que sea necesario un reforzamiento, se debe estudiar los nuevos materiales y realizar las recomendaciones necesarias. La selección de materiales a usarse en un reforzamiento es función de la vida útil, tipo de uso, medio ambiente y la compatibilidad con los materiales existentes de la estructura.

2.3.4.3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

La capacidad de carga de la estructura debe ser evaluada usando la información obtenida anteriormente. El método más común para evaluar una estructura es mediante la evaluación analítica.

La evaluación analítica implica dos circunstancias. La primera se refiere a encontrar los valores de fuerzas y momentos que existen en la estructura. El otro usa las características de la estructura o del miembro que se está analizando para predecir cómo va a responder a los efectos de las cargas existentes.

La estructura debe ser analizada para determinar los momentos flectores, momentos torsionales, fuerzas de corte, y fuerzas axiales en las secciones críticas. Un análisis mediante métodos elásticos brinda muy buenos resultados para valores importantes de efectos de carga.

Para la segunda forma de análisis se asume el comportamiento de la estructura. Se asume que tanto el hormigón con el acero de refuerzo se comportan de una manera lineal- elástica, considerando un análisis para cargas de servicio. Sin embargo es necesario tener en cuenta que debido a la baja resistencia del hormigón a esfuerzos de tensión, se lo debe trabajar como secciones agrietadas.

ACI 437R-03 indica que existen tres niveles de análisis: análisis riguroso, análisis de elementos finitos, y análisis aproximado.

- **Análisis riguroso.-** Este análisis se basa en teorías verificadas experimentalmente acerca de la mecánica estructural. Sirve cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- ✓ Las condiciones de carga del edificio son conocidas con un alto grado de certeza luego de examinar la información obtenida.
 - ✓ Los dibujos estructurales de ingeniería y las especificaciones de los materiales están disponibles y son considerados verdaderos, o han sido confirmados o complementado con la información obtenida anteriormente.
 - ✓ Cuando se puede recoger la suficiente información para realizar una adecuada validación de la condición física existente de la estructura, incluyendo la estimación de los efectos de deterioro y daño.
-
- **Análisis de elementos finitos.-** Análisis lineal de elementos finitos y análisis no lineal de elementos finitos proveen una solución para casos donde los métodos convencionales de análisis no son suficientes. Este último método puede ser utilizado para evaluar los efectos de las propiedades no lineales del material en respuesta estructural a niveles de carga que producen comportamientos inelásticos, tales como agrietamiento del hormigón y la fluencia del acero.

 - **Análisis aproximados.-** El uso de métodos aproximados de evaluación requieren experiencia considerable con el tipo de sistema estructural en evaluación y su comportamiento. Lo más importante para estos métodos es el criterio del ingeniero. Los análisis aproximados deben seguir las siguientes pautas:

- ✓ Todos los supuestos necesarios para realizar el análisis estructural debe ser claramente documentados. Se debe tener cuidado al describir dichos supuestos hechos en la evaluación estructural, contabilizando las dificultades existentes, deterioro o daños; y
- ✓ Todos los supuestos necesarios para realizar el análisis estructural analítico, deben proveer un límite inferior conservador para la capacidad de soportar cargas en la estructura.

Es necesario establecer la resistencia del elemento o de la estructura, estos principios de diseño proveen la base para establecer la resistencia nominal de los elementos estructurales y se los puede encontrar en ACI 318. “La resistencia a la compresión promedio obtenida de ensayar los núcleos de hormigón puede ser dividido para 0,85 para alcanzar la resistencia del hormigón en sitio que será usado en los cálculos de resistencia”.¹⁵

El comportamiento asumido de la estructura y los resultados del análisis teórico deben ser consistentes con el comportamiento que se observó en la estructura.

Se considera que la estructura o el elemento estructural en análisis tiene la suficiente resistencia, cuando la evaluación analítica demuestre que la capacidad de los elementos que fueron diseñados en un principio satisfacen los requerimientos de ACI 318.

¹⁵ ACI 437R-03, “Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings”, pág 16.

Una evaluación analítica de la resistencia estructural tiene tres posibles resultados:

- El análisis demuestra que el edificio o el elemento estructural tiene un adecuado margen de seguridad de acuerdo a lo establecido por el código que se utilizó en su diseño. En este caso la resistencia de diseño (resistencia nominal multiplicada por el coeficiente de reducción ϕ) excede a la requerida por las cargas mayoradas;
- El análisis demuestra que la resistencia de diseño es menor a la requerida por las cargas mayoradas pero mayores a las requeridas por cargas de servicio. En este caso el edificio o el elemento estructural no son adecuados para su uso. En ciertos casos, se puede restringir el uso de la estructura de manera que se limite el uso de las cargas de acuerdo a lo que permitido por la resistencia calculada. En caso de que la resistencia sea menor o igual a un 5% de la resistencia por cargas mayoradas, el juicio del ingeniero indicará si la estructura puede ser utilizada sin mayores restricciones;
y
- El análisis demuestra que la resistencia de diseño del edificio o del elemento estructural, es menor que la requerida por cargas de servicio de acuerdo al código aplicable. En tal caso, el dueño debe ser notificado para que la consideración de realizar apuntalamientos, restricción severa de uso, o la evacuación de la estructura mientras se realizan los procedimientos de reforzamiento estructural.

2.3.4.4. PRUEBA DE CARGA COMO COMPLEMENTO A LA EVALUACIÓN ANÁLITICA

Adicional a la evaluación analítica y si es necesario existe el procedimiento para realizar ensayos de carga en edificaciones. Este ensayo tiene como referencia las disposiciones del ACI donde señala que la prueba de carga se realiza cuando existen dudas razonables respecto a la seguridad de la estructura, elementos estructurales, o si es necesario información para establecer límites en la capacidad de carga.



Figura 2.3.1. Prueba de carga aplicada a una vigueta de hormigón¹⁶

En las disposiciones generales se recomienda que las pruebas de carga se realicen en elementos sujetos a flexión como vigas y losas. Para otros

¹⁶ Fuente: <http://civilgeeks.com/2011/10/13/los-ensayos-de-carga-en-estructuras/> (junio 2013)

elementos como columnas y muros, se torna difícil realizar la prueba e interpretar los resultados.

Las pruebas de cargas en edificios existentes se realizan generalmente por las siguientes condiciones:

- Cumplimiento de especificaciones
- Verificación de la capacidad portante de la estructura.
- Cambio de uso de la estructura
- Estructuras sometidas a sobrecargas inhabituales, como fuego.
- Estructuras que presentan deficiencias en los materiales.

La prueba de carga se debe realizar una vez que el elemento a ser ensayado haya cumplido al menos 56 días de edad. En caso de que se requiera realizar la prueba a una edad menor, deberán estar enterados tanto el ingeniero supervisor que realiza la prueba como el dueño de la estructura, teniendo en cuenta la relación que existe entre la edad del hormigón y su resistencia.

La parte de la estructura seleccionada para aplicar la carga, deberá incluir la carga muerta ya presente, y será la mayor entre:

- ✓ $1,15D+1,5L+0,4(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- ✓ $1,15D+0,9L+1,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- ✓ $1,3D$

La carga de la prueba debe aplicarse con un mínimo de cuatro incrementos aproximadamente iguales, sin ocasionar impacto a la estructura. Las cargas deben disponerse de manera tal que no se produzca el efecto de arco.

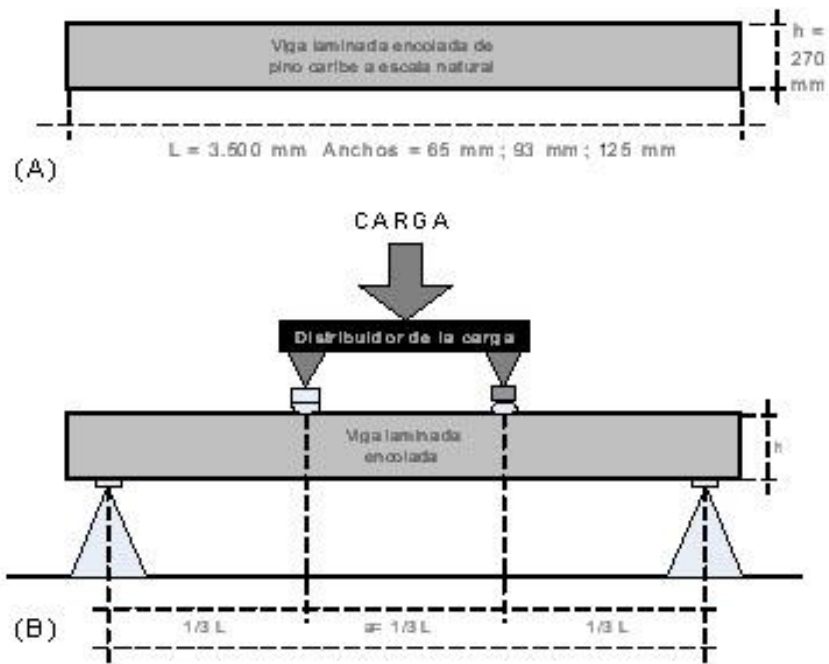


Figura 2.3.2. Esquema de distribución de la carga de prueba¹⁷

Previo a la colocación de cada incremento de carga, se debe realizar un conjunto de mediciones de la respuesta después de colocar cada incremento de carga, y después de colocar toda la carga por al menos 24 horas. Una vez que se han realizado todas las mediciones, debe retirarse inmediatamente toda la carga de prueba. Al cabo de las 24 horas de que haya sido removida la carga de prueba, deberá realizarse un conjunto final de mediciones de respuesta.

Para realizar la medición de las deformaciones se recomienda utilizar deformómetros acústicos, de cuerda vibrante o deflectómetros mecánicos, los mismos que amplifican las deformaciones y que en algunos modelos están provistos de un mecanismo de relojería para registrar las deflexiones.

¹⁷ Fuente: http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-221X2007000300008&script=sci_arttext

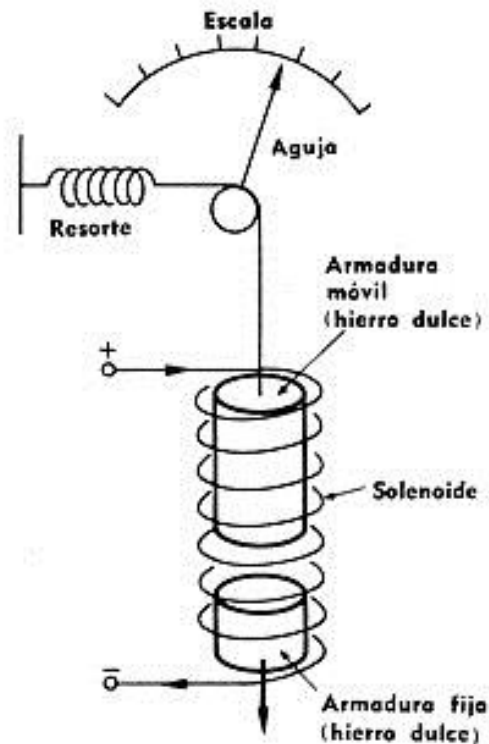


Figura 2.3.3 Aparato para medir deflexiones¹⁸

Si la parte de la estructura sometida a la carga de prueba presenta evidencia visible de falla como fisuración, desprendimiento del recubrimiento, o deflexiones de tal magnitud que sean incompatibles con los requerimientos de seguridad de la estructura, se considerará que la estructura no ha pasado satisfactoriamente la prueba.

El ACI-3128 en el capítulo 20, sección 20.5.2 establece que:

“Las deflexiones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta_1 \leq \frac{l_t^2}{20000h}$$

¹⁸ Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos67/tecnologia-control/tecnologia-control4.shtml>

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4}$$

La repetición de la prueba no debe realizarse antes de 72 horas desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba. La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si la recuperación de la deflexión Δ_r satisface la condición:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5}$$

Donde Δ_2 es la deflexión máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba”.¹⁹

Siendo l_t la distancia a ejes de apoyo, o la luz libre entre apoyos más el peralte del elemento (la que sea menor), y h el peralte del elemento.

Se considera a la deflexión residual Δ_r , como la diferencia entre la deflexión inicial y final después de que se ha retirado la carga, tanto para la primera carga como para la repetición.

Los elementos que han sido ensayados no deben presentar fisuras que indiquen una posible falla por cortante.

2.3.4.5. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

Cuando una estructura no cumple con los requerimientos de resistencia, se deben evaluar varias alternativas de reforzamiento estructural. Al momento de realizar una selección del método de reforzamiento, es necesario realizar un presupuesto de cada método.

¹⁹ ACI 318S-08, “Requisitops de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”, Capítulo 20, pág.335.

Se debe considerar también que una estructura que necesite reforzamiento puede estar ocupada. Los métodos de reforzamiento en sí involucran sonidos altos, polvo e interrupción de operaciones, por lo tanto, pueden provocar molestias a los ocupantes del edificio.

2.3.5. REPORTE FINAL

Luego de realizar una evaluación estructural, se debe realizar un informe final que debe contener al menos lo siguiente propuesto por ACI 364.1R:

a) Propósito y alcance de la investigación

Se debe detallar el propósito y alcance de la investigación acordada con el dueño de la edificación y especificar cualquier tipo de cambio que se haya hecho durante el proceso.

b) Construcción y documentación existente

En esta sección se debe incluir: Nombre de la edificación, ubicación, dimensiones, datos históricos, planos estructurales y arquitectónicos. La información recopilada durante el proceso de evaluación debe ser incluida con fotografías y esquemas.

c) Observaciones de campo y evaluación de estado

En esta sección se debe especificar brevemente los métodos de evaluación y equipos usados, los resultados de las comprobaciones in-situ, incluyendo todas las variaciones, las mayores deficiencias de la estructura que requieran remediación y aquellas porciones de la

estructura que vayan a tener alteraciones. Debe contener también fotografías, planos y toda información pertinente obtenida durante la inspección de campo.

d) Muestreo y ensayos de materiales

Se debe resumir la ubicación, métodos empleados y resultados de los ensayos destructivos y no destructivos realizados durante el proceso de investigación detallada. Se debe adjuntar los reportes de laboratorio y fotografías. Los resultados deben indicar la adecuación en términos de condición física, resistencia y el rendimiento futuro de los materiales ensayados.

e) Evaluación

En esta sección se debe incluir un resumen de los resultados de la evaluación de resistencia de la estructura. Se debe especificar los métodos utilizados en el proceso.

Se debe incluir una breve descripción de los métodos de reforzamiento estructural que pueden ser utilizados, incluyendo presupuestos, esquemas detallados y el impacto que pueden generar.

f) Hallazgos y recomendaciones

Todos los hallazgos de la evaluación deben tener una discusión de la condición de la estructura y la factibilidad de la rehabilitación. Las recomendaciones deben incluir:

1. Plan de acción: Se debe definir un curso de acciones apropiado, por ejemplo:
 - a. Aceptar la estructura tal como es.
 - b. Reforzar la estructura para corregir las deficiencias.
 - c. Cambiar el uso de la estructura.
 - d. O poner a la estructura en fase fuera de servicio.

El plan más efectivo definirá qué acciones tomar.

2. Presupuestos: Si bien este es un aspecto que puede no controlar las recomendaciones finales pueden influir en gran medida a la toma de decisiones en cuanto a métodos de reforzamiento estructural. Los costos totales deben incluir servicios de ingeniería, ensayos de materiales e imprevistos.
3. Programación: Es muy necesaria ya que un proceso de reforzamiento puede abarcar procesos como detención de las operaciones de los usuarios de la edificación, el tiempo de ingeniería, imprevistos, hallazgos de nuevas deficiencias. Todas las operaciones a realizarse durante el proceso de rehabilitación y reforzamiento estructural requieren de tiempo y deben ser consideradas en la programación.

4. Determinación de restricciones y factibilidad: Las restricciones de los procesos de reforzamiento se asocian directamente con la situación de los alrededores. Como se mencionó anteriormente, se puede producir polvo, malos olores, excesivo ruido, vibraciones o el uso de materiales peligrosos. Es recomendable realizar reuniones periódicas para solventar estas limitaciones o cualquier tipo de imprevisto. El proyecto de reforzamiento estructural será factible si se logra solventar las restricciones o limitaciones. Todas las restricciones identificadas deben ser incluidas en el reporte final.

2.4. AUSCULTACIÓN DE ESTRUCTURAS

La auscultación en estructuras es aquella técnica encargada de recopilar toda la información acerca de su estado, tanto en los materiales que la componen, como el estado en el que se encuentra la estructura (deformaciones, estado de agrietamiento, etc.).

En la actualidad existen varios métodos que permiten la detección del estado en que se encuentra la estructura, esto se lo realiza mediante ensayos denominados de perforación y de muestras de núcleos, así como también mediante ensayos denominados no destructivos (END); estos últimos son realizados *in-situ* para estimar la resistencia a la compresión relativa dentro de la estructura. Los ensayos no destructivos fueron creados para contrarrestar los ensayos de perforación y extracción de núcleo.

La característica principal de los ensayos *in-situ* es que estos no miden directamente la resistencia a la compresión del hormigón, sino que miden

otras propiedades que han sido demostradas empíricamente que mediante correlaciones se puede saber la resistencia a la compresión.

Es recomendable realizar ensayos de extracción de núcleos de hormigón en lugares adyacentes donde se han ejecutado ya los ensayos no destructivos, de esta manera se puede obtener datos de comparación, los mismos que llevarán a una mayor confiabilidad con el dato que se ha obtenido. Por lo tanto se puede eliminar el número de perforaciones en la estructura, sin embargo estos no pueden ser completamente eliminados.

Como indica el ACI 437R, todas las áreas que se encuentren en deterioro o dañadas en los elementos estructurales deben ser identificadas e inspeccionadas, de manera que se pueda tener un registro de la locación y del grado de severidad en la que se encuentra. El ingeniero encargado de realizar la evaluación decidirá qué métodos son necesarios para obtener la información requerida que permitirá determinar las condiciones en las que se encuentran los elementos de la estructura que está siendo evaluada.

2.4.1. MARTILLO SCHMIDT O ESCLERÓMETRO

El martillo Schmidt o Esclerómetro permite estimar la resistencia del hormigón en cualquier elemento estructural. Como se mencionó, la resistencia se obtiene en base a curvas de correlación con precisiones limitadas. De igual manera este equipo permite evaluar la uniformidad de la superficie del elemento estructural. Brinda una gran facilidad para ser ocupado en el sitio, facilitando la determinación de los puntos donde se va a realizar la extracción del testigo de hormigón.

El Esclerómetro consiste de una carcasa de metal, una masa de resorte denominado martillo, y una varilla de acero (émbolo).



Figura 2.4.1. Esclerómetro²⁰

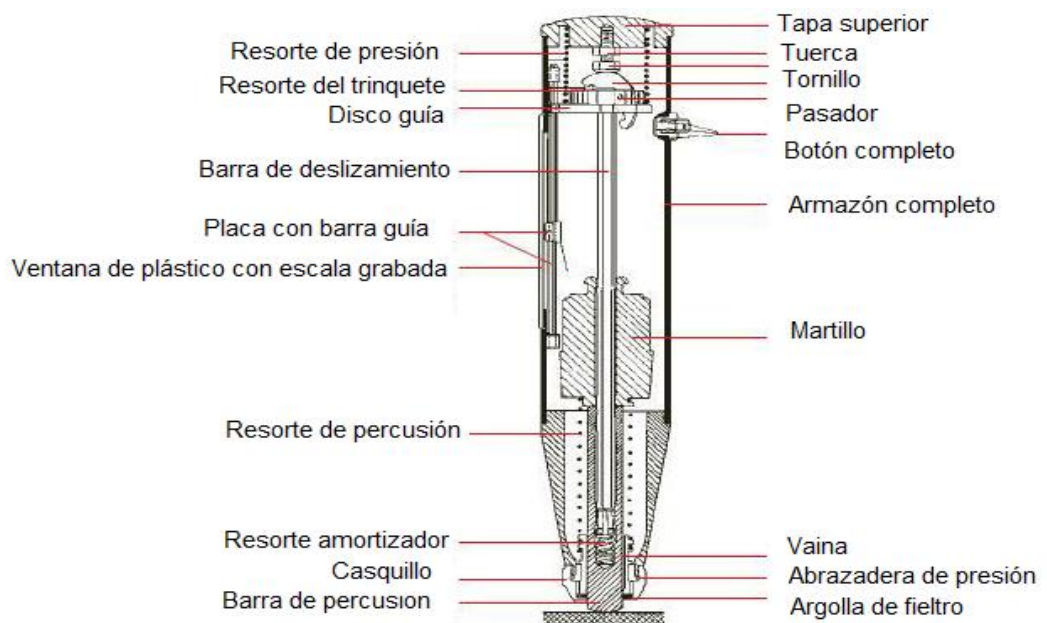


Figura 2.4.1. Partes del Esclerómetro²¹

²⁰ Fuente: <http://www.gisiberica.com/escler%F3metros/ec007.htm>

²¹ Fuente: http://tpmequipos.com/994286_Esclerometro-Medidor-De-Resistencia-al-Hormigon.html

Para realizar este ensayo, el martillo es colocado perpendicular a la superficie de hormigón y la carcasa es empujada hacia el hormigón, esta acción causa que el resorte se estire, cuando el instrumento alcanza su límite, se libera una captura y el martillo es propulsado hacia el hormigón donde impacta sobre el émbolo. El martillo rebota, y este rebote es medido en una escala del 10 al 100.

El rebote depende de que tanta energía inicia es absorbida en la interacción entre el émbolo y el hormigón. La norma ASTM C 805 exige como mínimo 10 rebotes en una lectura de ensayo. La dirección en que se realiza el ensayo, sea de lado, hacia arriba, o hacia abajo, afecta la distancia del rebote, por lo que debe ser considerado en el momento de realizar la comparación de las lecturas y el uso de las correlaciones.

La prueba del esclerómetro es un ensayo simple y económico para poder identificar aquellas zonas débiles dentro del elemento de la estructura, por lo tanto este ayuda a definir aquellos sitios donde debe realizarse un muestreo como la extracción de núcleos. Las correlaciones con las lecturas obtenidas a través del esclerómetro permitirán conocer un mayor grado de confiabilidad la situación en la que se encuentra el elemento estructural.

2.4.2. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (PISTOLA WINDSOR)

Este ensayo permite determinar la resistencia del hormigón mediante la penetración de la barra o bala de acero, disparada por medio de la pistola Windsor sobre la superficie en la cual se requiere obtener información.

Los procedimientos para realizar este ensayo se encuentran normados en las normas ASTM C 803/C 803M. La prueba involucra el uso de una pistola

de pólvora conocida comercialmente como la pistola Windsor, con el fin de introducir una barra normada de acero (probeta) en la superficie del elemento de hormigón. La penetración de la probeta en el hormigón es un indicador de la resistencia del hormigón.



Figura 2.4.2. Pistola Windsor²²

Un análisis teórico de este ensayo resulta muy complejo, es por esto que todavía no existe un estudio profundo acerca de este ensayo; sin embargo a dado grandes resultados trabajando en conjunto con otros ensayos sobre cualquier elemento.

Cualitativamente, el ensayo involucra la energía cinética inicial de la probeta, y la energía cinética inicial por fricción y falla del hormigón. A medida que la probeta va penetrando por el hormigón, el mortero y los agregados que lo conforman van siendo fracturados en forma cónica alrededor de la probeta,

²² Fuente: <http://civilgeeks.com/2011/09/06/tres-metodos-no-destructivos-para-determinar-la-resistencia-del-concreto/>

por lo tanto, las propiedades de resistencia de los mismos son de gran influencia a lo largo de la penetración.

Una característica muy importante de este ensayo es que la relación entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la penetración depende del tipo de agregado grueso que se ha utilizado en el hormigón.

Para la realización de este ensayo se requiere conocer la dureza del agregado que conforma al elemento de hormigón. Esta dureza deber estar expresada en la escala de Mohs, clasificada por su dureza.

En el caso de que no se conozcan los agregados que se utilizaron, se puede determinar rayando al agregado con cada mineral que forma parte de la escala de Mohs, el momento que el agregado no sea rayado por el mineral se podrá considerar como aquella dureza del agregado.

Para iniciar el ensayo se debe introducir la sonda que va a penetrar el hormigón dentro de la pistola, una vez cargada se selecciona la correcta energía que se va a aplicar. La superficie donde se va a realizar la prueba debe estar completamente lisa.

2.4.3. DETECTOR DEL ACERO DE REFUERZO

Este equipo permite detectar el acero de refuerzo, espesor del recubrimiento y determinación del diámetro de las barras que se encuentran en el elemento de hormigón, sin la necesidad de remover la capa superficial del mismo.



Figura 2.4.3. Pachómetro²³

El equipo funciona generando un campo electromagnético mediante el scancar o carruaje, que detecta la aparición de las barras de acero o cualquier otro tipo de metal que se encuentran dentro de este campo, generando una deformación en las líneas de fuerza.

Para realizar este ensayo, el área que será examinada debe ser preparada procurando que la superficie no sea áspera, ni tenga ningún tipo de recubrimiento. En lo posible se trazan ejes por donde va a pasar el scancar en ambos sentidos. Este enviará la información obtenida al receptor por medio de una pantalla indicando la ubicación del acero de refuerzo, así como también su diámetro aproximado.

2.4.4. EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE HORMIGÓN

Complementario a los ensayos vistos anteriormente, es indispensable la realización de extracción de testigos de hormigón de los elementos que se quieren analizar, como complemento de los ensayos que se han mencionado para una correcta correlación entre los resultados antes obtenidos. Estos testigos que han sido extraídos directamente del elemento

²³ Fuente: <http://www.proceq.com/es/site/downloads/profometer-5.html>

que se estudia, brindarán las propiedades necesarias como la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, entre otros.



Figura 2.4.4. Extractora de núcleos de hormigón²⁴

El ensayo debe realizarse en base a la norma ASTM C 42, la misma que demanda una cantidad mínima de tres extracciones por cada zona que se requiera analizar de la estructura; así como un diámetro mínimo del testigo por lo menos tres veces al tamaño nominal del agregado que forma parte del hormigón. La resistencia a la compresión será el promedio de las tres probetas ensayadas. La extracción de núcleos no podrá realizarse en zonas que presenten agrietamientos.

²⁴ Fuente: <http://www.testerinchina.es/3-15-core-drilling-machine.html>

CAPÍTULO III

METODOLOGÍAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

3.1. MUROS DE CORTE

3.1.1. INTRODUCCIÓN

Los muros de corte son elementos estructurales hechos de hormigón armado capaces de soportar cargas verticales y horizontales.

Por su naturaleza, las estructuras tienen mayor facilidad para soportar cargas verticales, es por eso que los muros de corte son una gran ayuda para soportar cargas horizontales. Su característica radica en que su ancho es mucho menor que las otras dos direcciones. Siendo así, proporcionan una alta rigidez en la dirección paralela a la cara del muro, por lo tanto son capaces de soportar los esfuerzos cortantes producidos por cargas horizontales como son vientos y sismos.

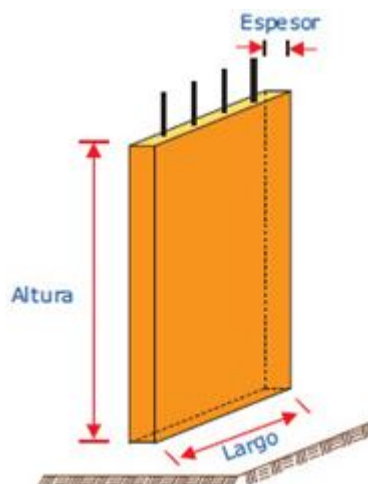


Figura 3.1.1. Ejemplo de muro de corte.²⁵

²⁵ Fuente: <http://www.acerosarequipa.com/maestro-obra/boletin-construyendo/edicion-15/edicion-15capacitandonos-muros-de-concreto-armado.html>

Estas cargas horizontales producen oscilaciones horizontales en las estructuras que se transmiten como fuerzas inerciales.

El Ecuador se caracteriza por tener zonas con actividad sísmica alta, por lo tanto, es muy común y acertada la aplicación de muros de corte en las estructuras para brindar un reforzamiento adecuado y que sean capaces de soportar la actividad sísmica.

La gran mayoría de las edificaciones actuales son diseñadas y construidas con muros de corte, sin embargo, se puede aplicar muros de corte a estructuras existentes que no cumplen con serviciabilidad y necesitan un reforzamiento.

3.1.2. REQUISITOS GENERALES DE LOS MUROS DE CORTE

Debido a que la función de los muros de corte es rigidizar a la estructura, estos deben:

- Limitar los desplazamientos laterales, de manera que se disminuyan los daños en elementos no estructurales (mamposterías, etc).
- Aumentar la rigidez tridimensional de la estructura, disminuyendo los períodos de vibración.
- Limitar las derivas de piso.

3.1.3. CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte se clasifican de varias formas:

- **Por su forma de vista en planta:** Los muros de corte pueden ser uniformes o tener alas.

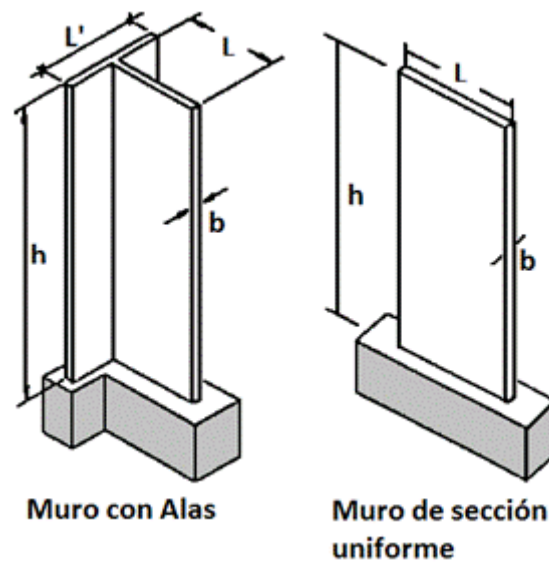


Figura 3.1.3. a) Muros con diferentes vistas en planta.²⁶

- **Por su ubicación en la estructura:** Pueden estar ubicados en el interior de la estructura o en sus partes externas. Generalmente se los coloca como ductos de ascensores en la parte interna de la estructura.
- **Por la relación de aspecto:** Se refiere a la relación entre la altura del muro y la base del mismo. Mientras menor es la relación de aspecto, mayor es la rigidez del muro, por lo tanto es más capaz de soportar fuerzas cortantes. Cuando los muros tienen una relación de aspecto muy elevada, es decir, muros altos, pueden empezar a trabajar a flexión y volverse más deformables.

²⁶ Fuente: <http://www.civil.cicloides.com/muros/4.5.2/>

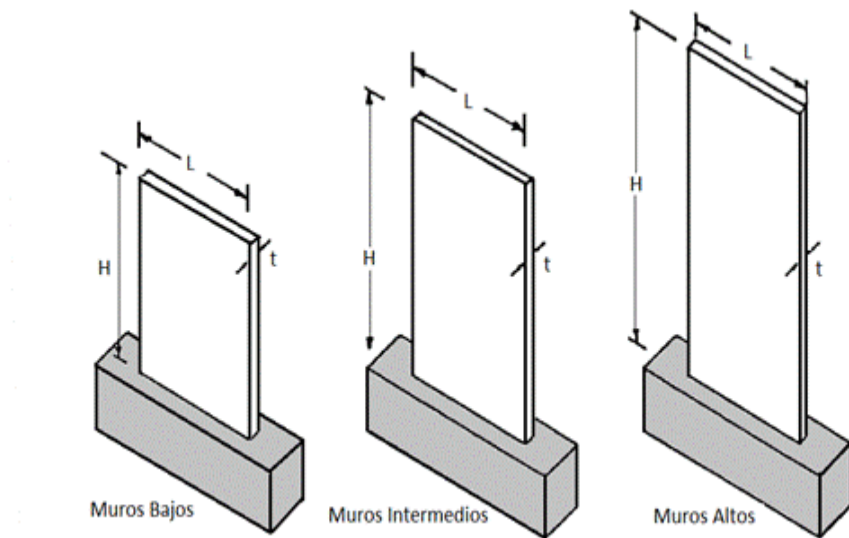


Figura 3.1.3. b) Muros con diferentes relaciones de aspecto.²⁷

- Por la presencia de vanos:** Cuando los muros se encuentran en los exteriores de la estructura, es posible que tengan huecos que serán dispuestos para ventanas. Por supuesto, estos muros presentan una disminución de la rigidez lateral y puede llegar a tal punto esta disminución que los muros empiecen a comportarse como pórticos. Estos muros suelen contener vigas de acople para una mejor distribución de la fuerza cortante entre los muros.

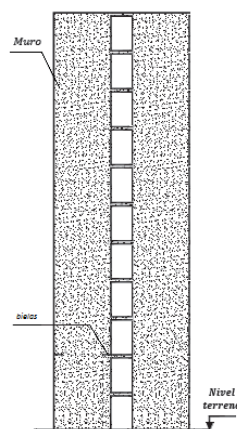


Figura 3.1.3. c) Muros con presencia de vanos.²⁸

²⁷ Fuente: <http://www.civil.cicloides.com/muros/4.5.1/>

²⁸ Fuente: <http://www.civil.cicloides.com/muros/4.5.1/>

- **Por su método constructivo:** Los muros de corte pueden ser fabricados en la obra al momento de la construcción de la misma, prefabricados, o construidos en la obra después de finalizada la misma con el fin de reforzar a la estructura.

3.1.4. CRITERIOS DE UBICACIÓN DE LOS MUROS DE CORTE

3.1.4.1. CONCEPTOS BÁSICOS

3.1.4.1.1. Centro de masas

Para hablar de centro de masas se debe hacer referencia al centro de gravedad. El centro de gravedad de la planta es aquel punto en el que “suponemos concentrada toda la masa del objeto, pero sólo de forma virtual, ya que la masa de un objeto se encuentra repartida a lo largo del mismo.”²⁹

3.1.4.1.2. Centro de rigidez

El centro de rigidez de una estructura está definido por sus columnas y/o muros de corte. Se lo puede definir también como el punto donde se concentra la resultante de la fuerza resistente definida por las columnas y/o muros de corte.

3.1.4.1.3. Torsión en planta

La torsión en planta es un fenómeno que tal como lo dice su nombre, la planta del edificio se tuerce cuando la estructura es sometida a grandes

²⁹ http://www.iesbahia.es/departamentos/Tecnologia/estructuras/centro_de_gravedad.html

fuerzas horizontales, como las producidas por sismos. Al ocurrir este fenómeno, se generan grandes esfuerzos de torsión que deben ser soportados por la estructura. La torsión en planta aparece cuando existe excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez. La fuerza del sismo actúa sobre el centro de masas y si existe excentricidad se genera un momento torsor que hace que la estructura tienda a rotar alrededor del centro de rigidez.

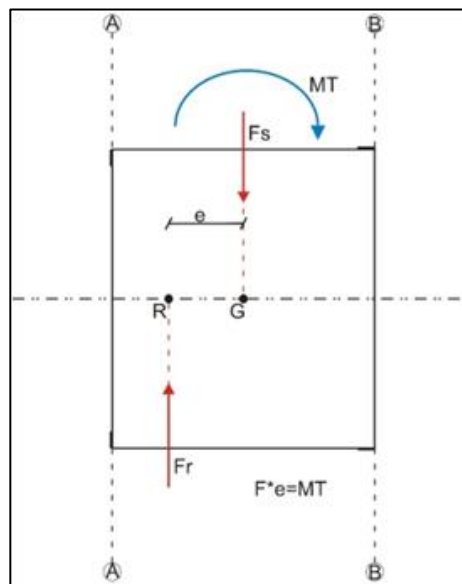


Figura 3.1.4.1.2. Torsión en planta.³⁰

Como se puede ver en la figura 3.1.4.1.2. , que exista o no torsión en planta depende mucho de la ubicación de los muros de corte, que como ya se mencionó anteriormente, definen también la ubicación del centro de rigidez.

³⁰ Fuente: <http://laboratorioestructurasunivalle.blogspot.com/2012/02/12-estructura-torsion-por-asimetria-de.html>

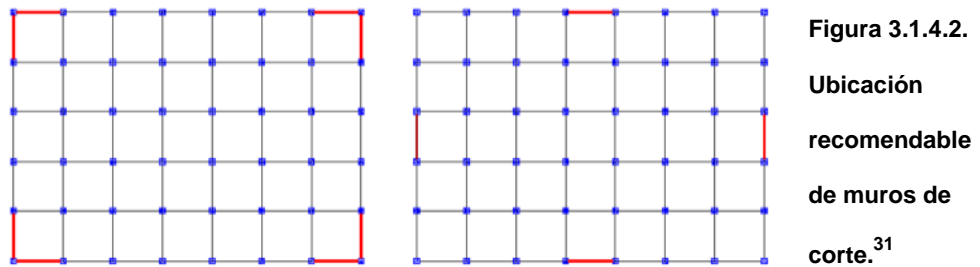
3.1.4.2. UBICACIÓN DE MUROS DE CORTE

Con los conceptos mencionados anteriormente, es más sencillo entender el aspecto de estructuración de los muros de corte.

La ubicación de los muros de corte siempre dependerá del diseño arquitectónico, sin embargo, se debe buscar en la medida de lo posible tratar de hacer coincidir el centro de masas con el centro de rigidez del edificio con el fin de evitar la torsión en planta.

Se debe considerar la estabilidad torsional, simetría de rigideces y la capacidad disponible de volcamiento de la cimentación. Por lo tanto para ubicar con buen criterio los muros de corte, se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

- Distribuir los muros de corte de manera que exista simetría o al menos que la distribución de estos sea cercana a la simetría.
- Determinar el centro de masas y procurar que el centro de rigideces esté lo más cerca posible del primero.
- Si se trata de edificios de gran altura, es conveniente colocar varios muros para obtener una buena distribución de esfuerzos entre ellos y por ende aliviar los esfuerzos transmitidos a la cimentación. Los esfuerzos transmitidos por los muros a la cimentación son mayores mientras menos muros hay.
- La resistencia torsional puede aumentar colocando muros en los exteriores del edificio.



3.1.4.2.1. Muros ubicados en el exterior de la estructura

Los muros de corte pueden ser ubicados al exterior de la estructura cuando existen limitaciones de espacio y continuidad de uso en el interior. Estas limitaciones generalmente vienen impuestas por el diseño arquitectónico. Cuando hay que colocar muros en el exterior, muchas veces hay que realizarlos con huecos para ventanas, lo cual como ya se mencionó, reduce la rigidez de los muros.

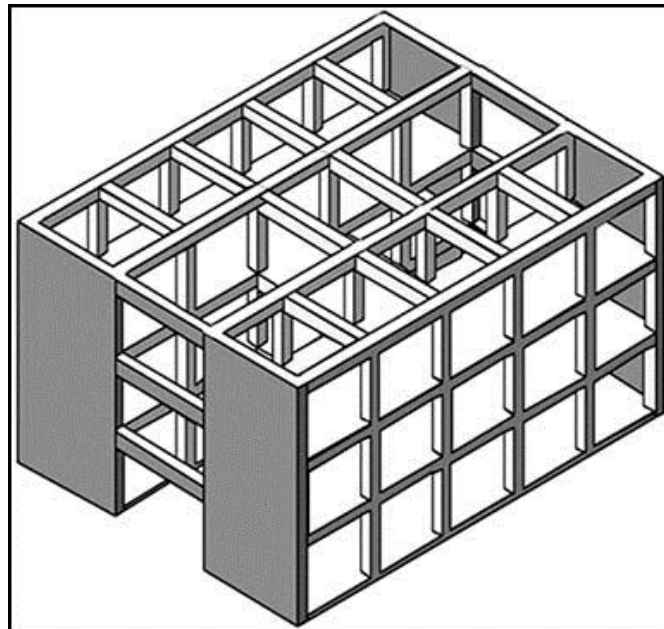


Figura 3.1.4.2.1. Muros ubicados en el exterior de la estructura.³²

³¹ Fuente: <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6273/1/AC-CIVIL-038886.pdf>

3.1.4.2.2. Muros ubicados en el interior de la estructura

Si el diseño arquitectónico lo permite, se puede ubicar muros de corte en el interior de la estructura. Ubicar los muros en el interior es recomendable para edificios largos. Generalmente se los ubica de manera que constituyan el ducto de ascensores y/o escaleras.

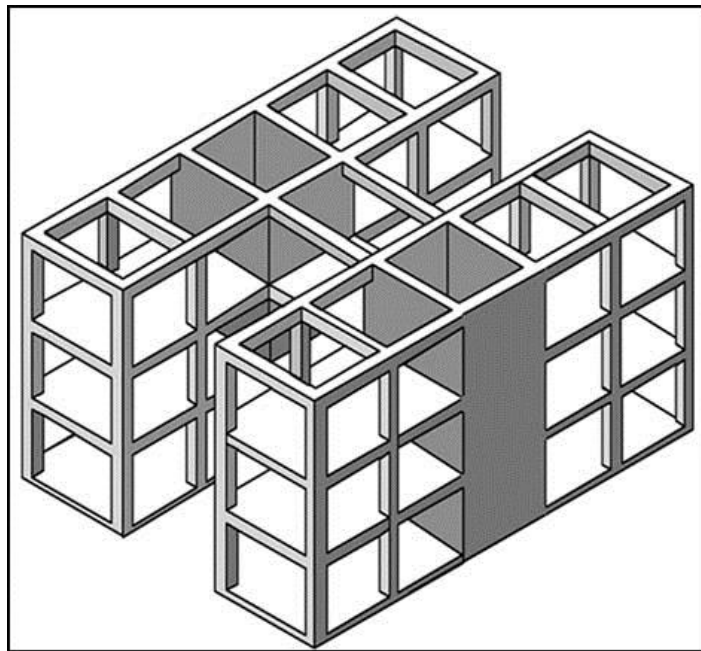


Figura 3.1.4.2.2. Muros ubicados en el interior de la estructura.³³

3.1.4.2.3. Muros de relleno

Cuando se ha determinado que la estructura existente no cumple con los límites de desplazamientos, se puede aumentar su rigidez implementando muros de corte o mampostería reforzada como relleno de los vanos de los pórticos.

³² Fuente: <http://helid.digicollection.org/en/d/Js8287s/6.6.2.html>

³³ Fuente: <http://helid.digicollection.org/en/d/Js8287s/6.6.2.html>

Esto significa que los esfuerzos en las columnas pueden cambiar. La unión entre los muros con las columnas puede hacerse mediante pasadores en caso de que el refuerzo de la columna sea suficiente. Si el refuerzo de la columna no es suficiente se debe hacer un encamisado de columna monolítico con el muro. Cabe recalcar que se puede determinar el refuerzo existente de las columnas mediante pachometrías, explicadas anteriormente.

3.1.5. REQUISITOS DE MUROS DE CORTE

En esta sección se presentan los requisitos de muros estructurales especiales de corte utilizando las especificaciones del código ACI 318S-11, capítulo 21. En el Ecuador, se debe tratar de construir muros de este tipo ya que es un país de alto riesgo sísmico.

3.1.5.1. REFUERZO

En el alma del muro se debe colocar refuerzo longitudinal y transversal. La distribución del refuerzo por cortante debe ser uniforme con el fin de controlar el ancho de las fisuras inclinadas.

Cuantía mínima (ρ)

La cuantía mínima para refuerzo longitudinal ρ_ℓ y transversal ρ_t debe ser:

- $\rho_\ell \leq 0,0025$
- $\rho_t \leq 0,0025$

Ahora bien, si la fuerza cortante mayorada $V_u \leq 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$, las cuantías se reducen a:

- Para ρ_e :
 - (a) 0.0012 para barras corrugadas no mayores que 16 mm con f_y no menor que 4200 kg / cm².
 - (b) 0.0015 para otras barras corrugadas.
 - (c) 0.0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200.

- Para ρ_t :
 - (a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores que 16 mm con f_y no menor que 4200 kg / cm².
 - (b) 0.0025 para otras barras corrugadas.
 - (c) 0.0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 ó MD200.

Espaciamiento

El espaciamiento del refuerzo para ambas direcciones no debe ser mayor que 450 mm. El refuerzo contribuyente a la fuerza resistente V_n deber ser continuo y bien distribuido a lo largo de todo el plano de cortante.

Capas de refuerzo

Se deben colocar al menos dos capas de refuerzo en el alma del muro cuando la fuerza cortante mayorada $V_u > 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$. La razón para poner dos capas de refuerzo radica en que es muy complicado mantener una sola capa cerca de la mitad del muro en condiciones normales de construcción y también en que al poner dos capas el refuerzo queda más

cercano a la superficie del muro, lo cual impide la fragmentación del hormigón cuando hay fisuraciones grandes durante sismos.

Longitud de desarrollo (ℓ_d)

Las longitudes de desarrollo para muros estructurales deben cumplir con las disposiciones del código ACI 318S-11 Capítulo 12, con ciertas excepciones indicadas en el Capítulo 21.

Es necesario desarrollar lo suficiente el acero de refuerzo ya que las fuerzas reales en el mismo pueden exceder las fuerzas calculadas.

- Varillas corrugadas a tracción:

En ningún caso ℓ_d será menor que 30cm.

Para varillas con espaciamiento y recubrimiento libres no menores que d_b y estribos dentro de ℓ_d no menores que el mínimo o para varillas con espaciamiento libre no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b .	
Varillas Φ 20 o menores	Varillas Φ 22 o mayores
$\ell_d \geq \frac{d_b f_y \psi_t \psi_e}{2,1\lambda\sqrt{f'_c}}$	$\ell_d \geq \frac{d_b f_y \psi_t \psi_e}{1,7\lambda\sqrt{f'_c}}$
Otros casos	
$\ell_d \geq \frac{d_b f_y \psi_t \psi_e}{1,4\lambda\sqrt{f'_c}}$	$\ell_d \geq \frac{d_b f_y \psi_t \psi_e}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}}$
Fórmula general	
$\ell_d \geq \frac{d_b f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{1,12\sqrt{f'_c} \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)}$	

Tabla 3.1.5.1. (a) Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas a tracción.

El término $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ se lo toma igual a 2,5.

Los valores de los factores de modificación son los siguientes:

$\Psi_t = 1,3$ cuando para el refuerzo horizontal se coloca más de 30 cm de concreto fresco bajo ℓ_d .

$\Psi_t = 1,0$ para otras situaciones.

$\Psi_e = 1,5$ para varillas con protección epóxica, recubrimiento menor que $3d_b$ ó espaciamiento libre menor que $6d_b$.

$\Psi_e =$ para el resto de varillas con protección epóxica.

$\Psi_e = 1,0$ para varillas sin protección.

$\Psi_s = 0,8$ para varillas Φ 20 o menores.

$\Psi_s = 1,0$ para varillas Φ 22 o mayores.

$\lambda \leq 0,75$ para hormigón liviano.

$\lambda = 1,0$ para hormigón normal.

- Varillas corrugadas a compresión:

En ningún caso ℓ_{dc} será menor que 20 cm.

Se debe tomar el mayor valor de ℓ_{dc} entre	
$\ell_{dc} \geq \frac{0,24f_y d_b}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$\ell_{dc} \geq 0,043 f_y d_b$

Tabla 3.1.5.1. (b) Longitudes de desarrollo para varillas corrugadas a compresión.

- Refuerzo de flexión:

El refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión por una distancia igual a $0,8\ell_w$ o $12d_b$, la que sea mayor.

3.1.5.2. FUERZAS DE DISEÑO

La fuerza cortante V_u debe obtenerse del análisis de carga lateral de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga. “Sin embargo, se debe considerar la posibilidad de fluencia en componentes de tales estructuras, como por ejemplo, en la parte de un muro entre dos aberturas de ventanas, en cuyo caso el cortante real puede ser bastante mayor que el cortante indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.”³⁴

3.1.5.3. RESISTENCIA AL CORTANTE

Para muros estructurales se debe cumplir que:

$$V_n \geq V_u$$

V_n es la resistencia nominal

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Donde α_c es 0,25 para $h_w / \ell_w \leq 1,5$, 0,17 para $h_w / \ell_w = 2,0$, y varía linealmente entre 0,25 y 0,17 para h_w / ℓ_w entre 1,5 y 2,0. El término A_{cv} se refiere al área bruta de la sección transversal y no al producto del ancho y la altura útil.

El valor de la relación h_w / ℓ_w empleada para determinar V_n para segmentos de un muro debe ser la mayor entre aquella para todo el muro y aquella para el segmento de muro considerado. Un segmento vertical de un muro se refiere a una parte del muro delimitada horizontalmente por aberturas o por una abertura y un borde.

³⁴ ACI 318S-11, Capítulo 21, pág., 366.

Se debe colocar refuerzo por cortante en los muros de manera que se proporcione resistencia en dos direcciones perpendiculares en el plano del muro. Si $h_w / \ell_w \leq 2,0$, $\rho_e \geq \rho_t$.

Para todos los segmentos verticales de muro destinados a resistir una fuerza lateral común, el V_n combinado no debe ser mayor que $0,66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} es el área bruta combinada de todos los segmentos de muro. Para cualquiera de los segmentos individuales del muro, V_n no debe suponerse mayor que $0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} es el área de la sección transversal del segmento de muro en análisis.

Para segmentos horizontales de muros, y también vigas de acople, V_n no debe suponerse mayor que $0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ donde A_{cw} es el área de la sección del segmento horizontal del muro o viga de acople.

3.1.6. DISEÑO A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

Los muros de corte sometidos a flexo-compresión deben ser diseñados bajo las especificaciones de 10.2 y 10.3 del código ACI 318S-11 con ciertas excepciones indicadas en el Capítulo 21.

El método de diseño establecido por ACI 318S-11 es el de última resistencia.

3.1.6.1. SUPOSICIONES DE DISEÑO

- 1) La deformación unitaria a través de una sección transversal de hormigón resulta ser prácticamente lineal incluso cerca de su última resistencia.

- 2) La máxima deformación unitaria aplicable a la fibra extrema en compresión del hormigón ϵ_c debe suponerse igual a **0,003**.
- 3) Si el esfuerzo en el acero de refuerzo f_s es menor que el esfuerzo de fluencia f_y , se lo debe tomar como:

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

Por lo tanto la fuerza que se desarrolla en el acero es:

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

Donde:

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo.

E_s = Módulo de elasticidad del acero, que se lo puede tomar $2,1 \times 10^6$ kg / cm².

ϵ_s = Deformación unitaria del acero de refuerzo.

A_s = Área transversal del acero de refuerzo.

Esto debido a que “resulta razonable suponer que, para refuerzo corrugado, el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, para esfuerzos por debajo de la resistencia de fluencia especificada f_y .”³⁵

- 4) Debido a la baja capacidad del hormigón para soportar esfuerzos de tracción, no se debe considerar esta capacidad en los cálculos de diseño de elementos de hormigón armado sometidos a flexo-compresión.

³⁵ ACI 318S-11, Capítulo 10, pág., 137.

- 5) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión y deformación unitaria del hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que prediga representativamente la resistencia del hormigón.

Para hacer esta distribución se adopta un esfuerzo de $0,85f'_c$ distribuido uniformemente en la zona de compresión del hormigón. Esta distribución es limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, formándose así el bloque rectangular de esfuerzos de Whitney.

En la expresión de la distancia a , el factor β_1 se toma igual a 0,85 para hormigón con f'_c menor o igual que 285 kg / cm^2 , y disminuye en 0,05 por cada 71 kg / cm^2 de f'_c sobre los 285 kg / cm^2 , pero en ningún caso será menor que 0,65. El término c es la distancia perpendicular desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro.

3.1.6.2. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

- 1) El diseño de muros de corte debe estar basado en el equilibrio estático y la compatibilidad de deformaciones.
- 2) La condición de un muro balanceado ocurre cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria de fluencia ϵ_y y al mismo tiempo el hormigón alcanza su supuesta deformación unitaria máxima de 0,003 en la fibra extrema a compresión.

- 3) Las secciones se denominan controladas por compresión cuando la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su supuesta deformación unitaria máxima de 0,003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada.

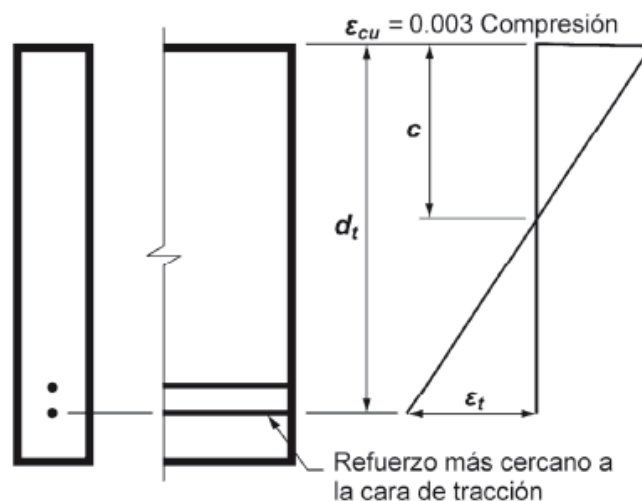


Figura 3.1.6.2. Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción.³⁶

- 4) Las secciones se denominan controladas por tracción si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o mayor a 0,005, justo cuando el hormigón bajo compresión alcanza la deformación unitaria máxima supuesta de 0,003.

³⁶ Fuente: ACI 318S-11, Capítulo 10, pág., 140.

- 5) Para elementos de hormigón en flexión y elementos de hormigón en compresión con carga axial mayorada menor a $0,10f'_c A_g$, la deformación unitaria ϵ_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor que 0,004.
- 6) La resistencia axial de diseño ΦP_n de elementos de hormigón en compresión debe ser menor que $\Phi P_{n,max}$. Este último término será:

$$\Phi P_{n(max)} = 0,80\phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Para elementos de hormigón presforzado, ΦP_n no debe ser mayor que 0,80 de la carga axial de diseño sin excentricidad ΦP_o .

3.1.6.3. ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESTRUCTURALES (CABEZALES)

- 1) Si los muros son continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y son diseñados para soportar flexo-compresión se aplica:
- a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos de borde que cumplan con:

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

Donde el término c es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u . La relación δ_u / h_w debe ser mayor o igual que 0,007.

- b) Donde se requieran cabezales según a), el refuerzo de los cabezales debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia mayor o igual que la mayor entre ℓ_w ó $M_u / 4 V_u$.
- 2) Si los muros de corte no son diseñados con 1), deben tener cabezales en los bordes y en las aberturas cuando el máximo esfuerzo de compresión de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas actuantes mayoradas incluyendo las sísmicas E sea mayor que $0,2f'_c$.
- Se puede discontinuar los cabezales donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0,15f'_c$.
- 3) En cualquier caso, si se requiere usar cabezales se deben cumplir los siguientes requisitos:
- a) El cabezal debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor o igual que el mayor valor entre $c - 0,1\ell_w$ y $c/2$, donde el término c es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .
- b) Si los muros de corte tienen alas, los cabezales deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender al menos 30cm dentro del alma del muro.
- c) Los estribos y amarres de los cabezales debe disponerse mediante espirales, estribos cerrados de confinamiento

circulares, o estribos de confinamiento cerrados rectilíneos con o sin amarres.

Los amarres pueden ser del mismo diámetro o menores que el de las varillas longitudinales y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo de los amarres debe abrazar una varilla longitudinal. Se debe alternar los extremos de los amarres consecutivos a lo largo de las varillas longitudinales. El espaciamiento entre amarres h_x debe ser menor que 35 cm de centro a centro.

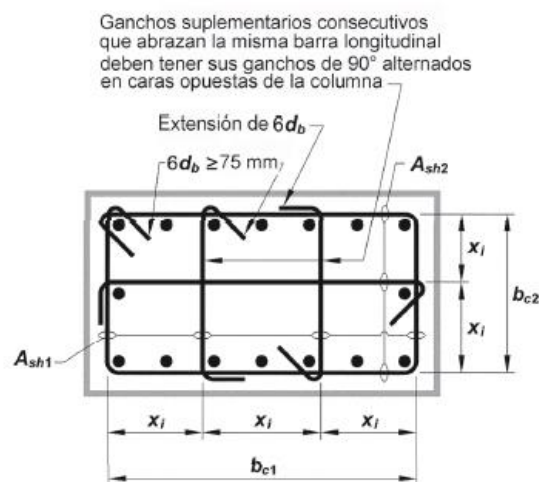


Figura 3.1.6.3. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas (aplicable a cabezales para muros de corte).³⁷

3.1.7. INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE EN ESTRUCTURAS EXISTENTES

Existen estructuras que fueron construidas como sistemas de vigas y columnas y necesitan ser reforzadas mediante la inclusión de muros de corte. A continuación se presenta el proceso constructivo para incluir muros de corte en una estructura existente.

En primer lugar, es necesario realizar una evaluación completa de la estructura existente. El pórtico a reforzarse debe estar en buenas condiciones tanto físicas como químicas antes de la inclusión de muros de

³⁷ Fuente: ACI 318S-11, Capítulo 21, pág., 357.

corte ya que debe existir una buena conexión entre el pórtico existente y el muro de corte de refuerzo.

Se deben realizar perforaciones en las vigas y columnas del pórtico existente para colocar conectores de acero.

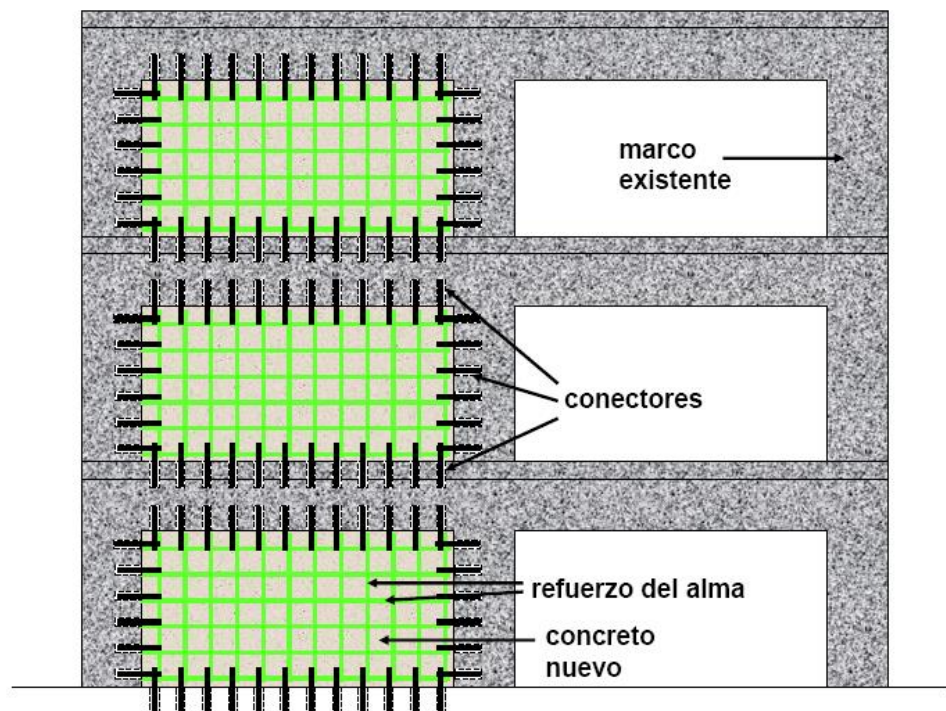


Figura 3.1.7. Adición de muros de corte.³⁸

Los conectores servirán para un mejor desempeño estructural y tratar de unir de mejor manera al muro y al pórtico. Para realizar este proceso, es importante haber localizado el refuerzo de acero de vigas y columnas para evitar daños en el mismo, para lo cual se puede revisar planos estructurales y/o pachometrías.

Una vez realizadas las perforaciones, se procede a la construcción del muro. Para una correcta unión entre el muro y el pórtico, además de usar

³⁸Fuente: <http://es.scribd.com/doc/134054567/Evaluacion-de-Edificios-04-Rehabilitacion>

conectores, se coloca un pegamento epóxico en las superficies de contacto. Así se logra una unión que permita que el pórtico y el muro trabajen en conjunto. Se debe lograr una buena adherencia entre el hormigón nuevo y el hormigón viejo.

Cabe resaltar que la evaluación estructural previa debe servir para un diseño adecuado del muro de corte de reforzamiento y con una estructuración adecuada con el fin de rigidizar a la estructura lo necesario y no provocar problemas de torsión.

3.2. SISTEMAS DE FIBRAS DE CARBONO (FRP) EXTERNAMENTE ENLAZADOS

3.2.1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas de fibras de carbono o FRP por sus siglas en inglés (Fiber-Reinforced Polymer) han sido utilizados para rehabilitar o restaurar la resistencia de elementos estructurales deteriorados, adaptar o reforzar una estructura la cual será sometida a un nuevo uso donde implica aumento de cargas, o para corregir errores tanto de diseño como de construcción alrededor del mundo a mediados de los años 80's, siendo Japón y Europa los pioneros en la utilización de estos métodos. Los elementos estructurales reforzados por fibras de carbono externamente enlazados incluyen columnas, vigas, muros, nudos, conexiones, bóvedas, túneles, silos, tuberías, entre otros. Estos sistemas fueron desarrollados como alternativa a otros sistemas tradicionales de reforzamiento estructural como el encamisado de vigas y columnas.



Figura 3.2.1 Viga de puente reforzada con fibras de carbono³⁹



Figura 3.2.2 Muro de hormigón reforzado con fibras de carbono⁴⁰

³⁹ Fuente:
http://www.fhwa.dot.gov/everydaycounts/technology/bridges/pbeswebinartraining/s3_m9.cfm

⁴⁰ Fuente:
http://www.fhwa.dot.gov/everydaycounts/technology/bridges/pbeswebinartraining/s3_m9.cfm

Los sistemas FRP y su forma deben ser seleccionados en base a una aceptable transferencia de cargas de la estructura y la simplicidad de aplicación. Los sistemas más comunes que existen son:

- Sistemas de bandeja húmeda (Wet Layup System): Este sistema consiste en láminas unidireccionales o multidireccionales de fibras, o telas secas impregnadas con una resina saturada en sitio. La resina saturada, junto con el cebador compatible y masilla, pega las láminas a la superficie de hormigón donde se está colocando. Los sistemas de bandeja húmeda son saturados y curados en el sitio. Los tres tipos más comunes son:
 - Láminas de fibra unidireccional, donde las fibras recorren longitudinalmente en una dirección del plano,
 - Láminas de fibra multidireccional, donde las fibras están orientadas en al menos dos direcciones en planta, y
 - Mechas de fibras secas que se enrollan alrededor de la superficie de hormigón. Estas fibras son impregnadas con resina en el sitio, durante la operación de enrollamiento.
- Sistemas de pre impregnado: Estos sistemas consisten en láminas unidireccionales o multidireccionales de fibra parcialmente curadas, que son pre impregnadas con resina saturada en las instalaciones del fabricante. Los sistemas pre impregnados son adheridos a la superficie de hormigón con o sin la aplicación de resina adicional, dependiendo de los requerimientos. Al igual que los sistemas anteriores, estos deben ser curados en sitio. Se debe consultar con los fabricantes acerca del tipo de almacenamiento que estos requieren, así como también los

procedimientos de curado. Existen tres tipos comunes de sistemas pre impregnados:

- Láminas pre impregnadas de fibra unidireccional, donde las fibras recorren longitudinalmente en una dirección del plano,
 - Láminas pre impregnadas de fibra multidireccional, donde las fibras están orientadas en al menos dos direcciones en planta, y
 - Mechas pre impregnadas de fibras secas que se enrollan alrededor de la superficie de hormigón. Estas fibras son impregnadas con resina en el sitio, durante la operación de enrollamiento.
- Sistemas pre-curados: Estos sistemas consisten de una gran variedad de formas compuestas, fabricadas fuera de la obra. Normalmente se utiliza un adhesivo junto con el cebador y la masilla para pegar las formas pre curadas a la superficie de hormigón. El proveedor de estos sistemas deberá proporcionar los procedimientos de instalación. Existen tres tipos comunes de sistemas pre-curados:
 - Hojas laminadas pre-curadas en una sola dirección, típicamente entregadas en el sitio en forma de tiras delgadas de cintas en un rollo.
 - Mallas multidireccionales pre-curados, típicamente entregadas en el sitio en un rollo, y
 - Conchas pre-curadas, típicamente entregadas en el sitio en forma de conchas segmentadas cortadas longitudinalmente, de manera que pueden ser abiertas y colocadas alrededor de columnas u otros miembros estructurales. Este tipo de sistemas provee confinamiento sísmico cuando son colocados múltiples capas del mismo.

- Sistemas NSM: Estos sistemas llamados así por sus siglas en inglés near-surface-mounted, consisten en barras circulares o rectangulares instaladas y adheridas dentro de las ranuras hechas en la superficie de hormigón. Se utiliza un adhesivo adecuado para colocar las barras FRP dentro de las ranuras. Existen dos tipos comunes de barras para estos sistemas:
 - Barras redondas usualmente fabricadas usando sistemas de extrusión por estirado. Estos sistemas normalmente se entregan en el sitio en forma de barras simples o enrolladas dependiendo del diámetro de la barra.
 - Barras rectangulares fabricadas por lo general mediante sistemas de extrusión por estirado. Estos sistemas se entregan típicamente en el sitio en rollos.

Para elegir el mejor método de FRP, el profesional encargado debe realizar un estudio de las condiciones en las que se encuentra la estructura como se mencionó en el capítulo 2.

3.2.2. MATERIALES CONSTITUYENTES

Los materiales que constituyen a los sistemas de reforzamiento estructural mediante fibras de carbono externamente enlazados, incluyendo resinas, cebadores, masillas, saturantes, adhesivos, y fibras, han sido desarrollados para el reforzamiento estructural de elementos, en base a pruebas de materiales y pruebas estructurales.

3.2.2.1. RESINAS

Existe una gran gama de resinas poliméricas como masillas de relleno, saturantes, adhesivos, entre otros, son utilizados en los sistemas de reforzamiento con FRP. Estos utilizan resinas que tengan:

- Compatibilidad y adhesión con la superficie de hormigón;
- Compatibilidad y adhesión con el sistema compuesto de FRP;
- Resistencia a los efectos ambientales, incluyendo humedad, agua salada, temperaturas extremas, y químicos asociados con el hormigón expuesto;
- Capacidad de relleno;
- Trabajabilidad;
- Vida útil consistente con su aplicación.

3.2.2.2. CEBADOR

El cebador se utiliza para penetrar la superficie de hormigón, suministrando un mejor enlace para la resina de saturación o adhesivo.

3.2.2.3. MASILLA DE RELLENO

La masilla se utiliza para rellenar los pequeños agujeros en el sustrato de hormigón, y para proporcionar una superficie lisa donde el sistema de FRP se pueda enlazar. Rellenar los huecos previene la formación de burbujas que podrían generarse durante el proceso de curado de la resina.

3.2.2.4. RESINA DE SATURACIÓN

La resina de saturación se utiliza para “impregnar las fibras de refuerzo, fijarlos en su lugar, y proporcionar una ruta de carga de corte para una transferencia efectiva de carga entre las fibras”.⁴¹

Esta resina también sirve de adhesivo para los sistemas wet layup, proporcionando una ruta de carga entre el sustrato de hormigón previamente cebado y el sistema FRP.

3.2.2.5. ADHESIVOS

Los adhesivos se utilizan para enlazar los sistemas pre-curados y los sistemas NSM, al sustrato de hormigón. El adhesivo proporciona una ruta de carga de corte entre el sustrato de hormigón y el sistema de reforzamiento FRP. Los adhesivos también son utilizados para enlazar múltiples capas de fibras pre-curadas.

3.2.2.6. FIBRAS

Las fibras son las que proveen la resistencia y rigidez a los sistemas FRP. Las fibras más comunes en sistemas FRP son las de vidrio, arámida⁴² y las de carbono, siendo esta última muy utilizada en el mercado. La fibra de carbono es un material formado por fibras de 50-10 micras de diámetro, compuesto principalmente por átomos de carbono. Estos átomos se encuentran unidos entre sí en cristales que son más o menos alineados en paralelo al eje longitudinal de la fibra. La alineación de cristal da a la fibra de alta resistencia en función del volumen (lo hace

⁴¹ ACI 440.2R-08, “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for the Strengthening Concrete Structures”, pág 11.

⁴² Arámida: Tipo de fibra sintética, altamente resistente y termoestable.

fuerte para su tamaño). Varios miles de fibras de carbono están trenzados para formar un hilo, que puede ser utilizado por sí mismo o tejido en una tela.

Las propiedades de las fibras de carbono, tales como una alta flexibilidad, alta resistencia, bajo peso, tolerancia a altas temperaturas y baja expansión térmica, las hacen muy populares en la industria aeroespacial, ingeniería civil, aplicaciones militares,. Sin embargo, son relativamente caros en comparación con las fibras similares, tales como fibras de vidrio o fibras de plástico, lo que limita en gran medida su uso.

3.2.2.7. REVESTIMIENTO PROTECTOR

El revestimiento protector salvaguarda al reforzamiento FRP enlazado del potencial daño provocado por el medio ambiente. Los revestimientos son aplicados a la superficie exterior del sistema FRP curado, después de que el adhesivo o la resina saturada hayan sido curados. Estos sistemas de protección se encuentran en varias formas, como:

- Revestimientos de polímeros que generalmente son epóxicos o poliuretanos.
- Revestimientos de acrílicos.
- Sistemas de cemento que requieren rugosidad en la superficie de FRP y que pueden ser instalados de la misma manera como si fueran a colocarse sobre una superficie de hormigón.

3.2.3. PROPIEDADES FÍSICAS

3.2.3.1. DENSIDAD

La densidad de sistemas FRP son aproximadamente de 4 a 6 veces menor que el acero, entre 1.2 a 2.1 gr/cm³. La baja densidad de los materiales conlleva a menores costos en el transporte, reducción de carga muerta en la estructura en comparación con otros sistemas de reforzamiento estructural, y el fácil manejo de los materiales y colocación en sitio.

3.2.3.2. COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA

Los coeficientes de expansión térmica de los sistemas de fibras FRP difieren en las direcciones longitudinales y transversales, dependiendo del tipo de fibras que se utiliza en el sistema, tipo de resina. En la tabla 3.2.1. se puede observar los coeficientes de expansión térmica longitudinal y transversal típicos para sistemas FRP unidireccionales:

Dirección	Coeficiente de expansión térmica ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	GRFP	CFRP	AFRP
Longitudinal, α_L	6 a 10	-1 a 0	-3.3 a -1.1
Longitudinal, α_T	19 a 23	22 a 50	33 a 44

Tabla 3.3.1 Coeficientes de expansión térmica típicos para sistemas FRP

Se entiende a los sistemas GRFP, CFRP y AFRP como sistemas FRP con fibras de vidrio, carbono y arámida, respectivamente. Nótese que un coeficiente de expansión térmica negativo indica que el material se

contrae cuando se eleva la temperatura, y se expande cuando esta decrece.

3.2.4. PROPIEDADES MECÁNICAS

3.2.4.1. COMPORTAMIENTO A LA TRACCIÓN

Cuando los sistemas unidireccionales FRP son cargados únicamente por tensión, estos no presentan un comportamiento plástico (fluencia) antes de la ruptura. El comportamiento a la tracción de estos sistemas está caracterizado por una relación linear elástica tensión-deformación hasta que se produce la falla repentina, es por esto que se considera que tiene una falla frágil.

La resistencia a la tensión y la rigidez de los sistemas FRP dependen de muchos factores. Debido a que las fibras son los mayores constituyentes que soportan las cargas, el tipo, orientación y cantidad de las fibras, así como también los métodos y condiciones de los compuestos para formar el sistema, afectan las propiedades a la tensión del mismo.

Las propiedades de los sistemas FRP deben ser caracterizados como un compuesto, reconociendo no solo las propiedades individuales de cada una de las fibras, sino también la eficiencia de los sistemas de resina y el método utilizado para crear el compuesto.

Las propiedades a tensión de los sistemas FRP se obtienen del fabricante de los mismos. En la tabla 3.2.2. se puede observar las propiedades de tensión típicas de fibras:

TIPO DE FIBRA	Módulo de Elasticidad		Resistencia Última	
	10 ³ ksi	Gpa	ksi	Mpa
Carbón				
Uso General	32-34	220-240	300-550	2050-3790
Alta Resistencia	32-34	220-240	550-700	3790-4280
Ultra Alta Resistencia	32-34	220-240	700-900	4280-6200
Módulo Alto	50-75	340-520	250-450	1720-3100
Módulo Ultra Alto	75-100	520-690	200-350	1380-2400
Vidrio				
Vidrio-E	10-10.5	69-72	270-390	1860-2680
Vidrio-S	12.5-13	86-90	500-700	3440-4140
Aramida				
Uso General	10-12	69-83	500-600	3440-4140
Alto desempeño	16-18	110-124	500-600	3440-4140

Tabla 3.2.2. Propiedades de tensión típicas de fibras utilizadas en sistemas FRP

3.2.4.2. COMPORTAMIENTO A LA COMPRESIÓN

Pruebas realizadas en los sistemas FRP laminados han demostrado que la resistencia a la compresión es menor que la resistencia a la tensión. El modo de falla para laminados FRP sujetos a compresión longitudinal puede incluir falla por tensión transversal, micropandeo, o falla por corte. El modo de falla depende del tipo de fibra y el tipo de resina. Se ha registrado una resistencia a la compresión para sistemas FRP con fibras de vidrio, carbono y arámida del 55,78 y 20% de la resistencia a la tensión, respectivamente (Wu, 1990). Según reportes, el módulo de elasticidad a la compresión es aproximadamente para sistemas FRP con fibras de vidrio, carbono y arámida, del 80,85 y 100% del módulo de elasticidad a tensión, respectivamente (Ehsani 1993). Debido a la falta de datos consistentes y ensayos como reforzamiento a compresión, no se recomienda los sistemas FRP para este propósito.

3.2.5. REQUERIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

3.2.5.1. CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO

Con el fin de preservar las propiedades y mantener a salvo los materiales que conforman a los sistemas FRP, estos deberán ser almacenados de acuerdo a las recomendaciones de cada uno de los fabricantes. Dentro de estos se incluyen agentes reactivos de curado, endurecedores, y disolventes de limpieza. Catalizadores y peróxidos deberán ser almacenados en un lugar separado.

3.2.5.2. VIDA ÚTIL

Las propiedades de los componentes de resinas no curadas pueden cambiar con el tiempo, temperatura o la humedad ambiental. Dichas condiciones pueden afectar la reactividad del sistema mezclado y de las propiedades no curadas y curadas de las resinas. Cada fabricante deberá proveer el tiempo de vida útil de cada uno de los componentes del sistema FRP. Si alguno de estos ha excedido su vida útil, ha sido deteriorado o contaminado, no deberá usarse. Todo material que se considere que no debe ser usado, deberá ser dispuesto y aceptado por las regulaciones ambientales del estado.

3.2.5.3. MANEJO Y VESTIMENTA SEGURA PARA EL PERSONAL

Trajes y guantes desechables son adecuados para el manejo de las fibras y los materiales de las resinas. Se recomienda que se utilicen guantes desechables ya sean de plástico o de caucho, y que estos a su vez sean desechados luego de cada uso. Dichos guantes deberán ser

resistentes a los solventes y a las resinas. Cuando se está trabajando con la resina y los solventes, se deberá utilizar gafas de seguridad.

Cuando se presente polvo, pelusas de fibra, vapor orgánico o durante el mezclado y colocación de las resinas deberá utilizarse protección respiratoria como máscaras.

3.2.5.4. MANEJO SEGURO EN EL LUGAR DE TRABAJO

El lugar donde se van a realizar los trabajos deberá estar bien ventilado. Las superficies deberán ser recubiertas, según la necesidad, para protegerlas contra la contaminación y/o el derrame de las resinas, ya que estas pueden resultar muy peligrosas sobre todo durante el proceso de mezclado. Los catálogos de cada fabricante deben ser consultados para un correcto procedimiento de mezcla. Las formulaciones de resinas curadas al ambiente producen calor, lo que produce una aceleración de reacción. Si no se controlan dichas reacciones, puede producirse humo, incendios, o ebullición violenta en los contenedores donde se encuentra la mezcla, por lo que estos deberán ser monitoreados periódicamente.

3.2.5.5. LIMPIEZA Y ELIMINACIÓN DE DESECHOS

La limpieza puede incluir el uso de solventes inflamables, y se deberá tomar las precauciones apropiadas. También existen solventes que no presentan las mismas preocupaciones inflamables. Todos los materiales de desperdicio, deberán ser contenidos y dispuestos bajo los reglamentos de la autoridad ambiental.

3.2.6. INSTALACIÓN

3.2.6.1. COMPETENCIA DEL CONTRATISTA

El contratista que va a realizar la instalación del sistema de reforzamiento con fibras de carbono externamente enlazadas deberá demostrar que apto tanto para preparar la superficie como para realizar la instalación del mismo. Dicha aptitud podrá ser demostrada mediante evidencia de entrenamiento y documentación de trabajos completos anteriores relacionados por el contratista, o mediante la preparación e instalación en el momento de realizar el trabajo en porciones de la estructura. El fabricante del sistema que va a instalarse deberá capacitar al personal del contratista en los procedimientos de instalación de su sistema y asegurar que se encuentran aptos para la instalación.

3.2.6.2. CONSIDERACIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA

La temperatura, humedad relativa, y cantidad de agua en la superficie al momento de la instalación pueden afectar el rendimiento del sistema FRP. Se deben observar las condiciones de: temperatura de la superficie de hormigón, temperatura del aire, humedad relativa, y punto de rocío correspondiente, antes y durante la instalación del sistema.

Cuando se tiene superficies muy frías o congeladas, en general no es recomendable aplicar los cebadores, resinas de saturación, y adhesivos.

Cuando la temperatura de la superficie de hormigón cae debajo de un mínimo nivel especificado por el fabricante, se puede producir una saturación inapropiada de las fibras, así como también un curado inapropiado de las resinas, comprometiendo así la integridad del sistema

FRP. Se puede utilizar una fuente de calor auxiliar para subir la temperatura de ambiente y la temperatura de la superficie de hormigón durante la instalación. Esta fuente de calor deberá ser limpia de forma que no contamine la superficie o el sistema no curado.

Las resinas y los adhesivos no deben ser aplicados, generalmente, en superficies mojadas, a menos que estos hayan sido formulados para dicha aplicación. Los sistemas FRP no deberán ser aplicados sobre superficies de hormigón que estén sujetas a transmisión de vapor de agua (o cualquier fluido). Dicha transmisión de la superficie de hormigón hacia la resina no curada, genera burbujas y puede comprometer la adherencia entre el sistema de reforzamiento y el sustrato.

3.2.6.3. EQUIPAMIENTO

El contratista deberá tener personal entrenado en la operación de todo el equipo necesario. Dicho equipo deberá encontrarse limpio y en buenas condiciones de operación. El equipo de protección del personal, tales como guantes, máscaras, gafas protectoras, y overoles, deben ser elegidos para la función de cada empleado. Todas las provisiones y equipamiento debe estar disponible en cantidad suficientes para permitir la continuidad en la instalación y asegurar calidad.

3.2.6.4. PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

El comportamiento de miembros de hormigón reforzados con fibras FRP depende sustancialmente de la preparación de la superficie donde se van a colocar. Una superficie preparada inapropiadamente puede

resultar en el desprendimiento de las fibras antes de poder asimilar la transferencia las cargas.

Los sistemas de reforzamiento estructural mediante fibras no deben colocarse donde exista sospecha de que el acero de refuerzo este corroído. Las fuerzas expansivas asociadas con la corrosión son difíciles de determinar, y podrían comprometer la integridad estructural del sistema aplicado. Las causas de corrosión deberán ser identificadas, el deterioro relacionado con la corrosión deberá ser reparado antes de la aplicación de los sistemas de reforzamiento FRP externamente enlazados.

Las grietas de 0.3 mm (y mayores) pueden afectar el rendimiento del sistema de reforzamiento delaminando o triturando las fibras. Por esta razón, las grietas anteriormente mencionadas deberán ser inyectadas a presión con epóxico antes de la instalación del sistema. Las grietas menores que se encuentren expuestas a ambientes agresivos pueden requerir inyección o sellamiento para prevenir la corrosión en el acero de refuerzo.

Los requerimientos de preparación de la superficie deben basarse en el destino de aplicación del sistema FRP. Las aplicaciones pueden categorizarse en dos: enlace crítico y contacto crítico. El primero se refiere al reforzamiento de flexión o corte de vigas, losas, columnas o muros, los cuales requieren un enlace adhesivo entre el sistema FRP y el hormigón. El segundo se refiere al reforzamiento por confinamiento de columnas, solamente requiere contacto íntimo entre el sistema FRP y el hormigón, sin embargo, a menudo se utiliza adhesivo para facilitar la instalación.

Para sistemas donde se va a utilizar enlace crítico, la superficie de hormigón debe encontrarse recién expuesta y libre de material suelto o defectuoso. Donde las fibras se envuelven alrededor de las esquinas de sección transversal rectangular, estas esquinas deben ser rodeadas con un radio mínimo de 13 mm para prevenir concentraciones de esfuerzo en las fibras y evitar vacíos entre el sistema FRP y el hormigón. Las esquinas rugosas deberán ser alisadas con masilla. En el caso de que se encuentren obstrucciones y objetos enveidos, estos requerirán ser removidos antes de la instalación, así como también debe ser removido el polvo, aceites, lechada, revestimientos existentes, o en general cualquier material que pudiera interferir con el enlace entre el hormigón y el sistema FRP. Las variaciones fuera de plano no deberán exceder 1mm o la tolerancia recomendada por el fabricante. En caso de que existan agujeros, estos deberán ser sellados con masilla a base de resina. Toda superficie donde se vaya a colocar el sistema de reforzamiento, debe encontrarse tan seco como recomienda el fabricante. El agua en los poros puede inhibir la penetración de la resina reduciendo el enlace mecánico.

Para el confinamiento de elementos estructurales (contacto crítico), la preparación de la superficie debe promover el contacto íntimo continuo entre el hormigón y el sistema FRP. Las superficies que van a ser envueltas deberán, como mínimo, ser planas o convexas, de manera que se pueda promover una carga correcta del sistema. Los grandes vacíos en la superficie deben ser parchados con material compatible con el hormigón existente.

En el anexo A, se puede observar las condiciones de preparación de superficie para el sistema SIKA CarboDur.



Figura3.2.3. Preparación de la superficie de hormigón⁴³

3.2.7. MEZCLADO DE RESINAS

La mezcla de las resinas debe ser realizada mediante los procedimientos dados por el fabricante. Todos los componentes deben encontrarse en la temperatura adecuada y deben ser mezclados en la proporción correcta hasta que exista uniformidad y correcta mezcla de los materiales.

3.2.8. APLICACIÓN DE LOS SISTEMAS FRP

El tipo de sistema FRP debe ser seleccionado en base al impacto ambiental que este pueda producir, incluyendo la emisión de compuestos orgánicos y su toxicidad.

⁴³ Fuente: Producto Sika Carbodur.



Figura 3.2.4. Aplicación del sistema FRP (Fibras de carbono)⁴⁴



Figura 3.2.4. Presión en sistema FRP (Fibras de carbono) instalado⁴⁵

3.2.8.1. CEBADOR Y MASILLA

Cuando se requiera, el cebador debe aplicarse a todas las áreas de la superficie de hormigón donde el sistema de reforzamiento de fibras va a colocarse. Este debe ser colocado uniformemente en la superficie

⁴⁴ Fuente: Producto Sika Carbodur.

⁴⁵ Fuente: Producto Sika Carbodur.

preparada a una velocidad de aplicación recomendada por el fabricante. El cebador aplicado debe ser protegido del polvo, agua estancada, y cualquier otro contaminante antes de ser aplicado.

La masilla debe ser usada en un espesor apropiado y en secuencia del cebador según las recomendaciones de cada fabricante. La masilla debe ser utilizada únicamente para rellenar vacíos y completar discontinuidades en superficies lisas antes de la aplicación de otros materiales. Los bordes ásperos de la masilla deberán rectificarse antes de continuar con la instalación.

3.2.8.2. SISTEMAS DE BANDEJA HÚMEDA (WET LAYUP SYSTEM)

Estos sistemas son típicamente instalados a mano usando láminas de fibra seca y resinas de saturación. Las resinas de saturación deben ser aplicadas uniformemente a las superficies previamente preparadas donde se va a instalar el sistema. Las fibras también pueden ser impregnadas en un proceso separado, usando una máquina de impregnación de resina antes de su colocación en la superficie.

Las fibras de reforzamiento deben ser presionadas suavemente sobre la resina de saturación no curada de acuerdo a lo especificado por el fabricante. En el anexo A se observa como ejemplo las especificaciones del sistema SIKA CarboDUR. El aire atrapado entre las capas debe ser liberado antes de la aplicación de la resina. Se debe aplicar la cantidad de resina saturada suficiente para lograr una saturación total de las fibras.

Las capas sucesivas de resina de saturación y de fibras deben colocarse antes del curado completo de la capa anterior de resina. Si dicha capa

ha sido curada, la preparación de superficie entre capas tales como lijado ligero o aplicación de disolvente, pueden ser necesarios según las especificaciones de cada fabricante.

3.2.8.3. SISTEMAS APLICADOS CON MÁQUINA

Estos sistemas pueden utilizar estopas de resina pre impregnado o estopas de fibras secas. Las estopas pre pegadas son impregnadas con resina de saturación y entregadas al sitio de trabajo como carretes de material pre impregnado. Las fibras secas son impregnadas en el sitio de trabajo.

Las maquinas utilizadas para envolver las columnas, se colocan alrededor del elemento y automáticamente envuelve el material alrededor del perímetro de la columna mientras se mueve de arriba hacia debajo de la misma.

Luego de envolver el elemento, los sistemas de pre impregnado deben ser curados a una temperatura elevada. Usualmente, se coloca una fuente de calor alrededor de la columna con una temperatura determinada y el tiempo adecuado en base a las recomendaciones del fabricante. Las temperaturas deben ser controladas para asegurar una calidad consiste.

3.2.8.4. SISTEMAS PRECURADOS

Los sistemas precurados incluyen cáscaras, tiras y mallas abiertas que son instaladas típicamente con adhesivo. Los adhesivos deben ser aplicados uniformemente a las superficies preparadas donde se va a colocar el sistema precurado, excepto en ciertas instancias de

confinamiento del hormigón donde la adhesión del sistema FRP con el sustrato no es requerida.

Las superficies donde se van a colocar estos sistemas deben ser preparadas de acuerdo a las especificaciones del fabricante. Las láminas precuradas o las cáscaras curvas deben ser colocadas sobre el adhesivo húmedo en la forma que recomienda el fabricante. El aire atrapado entre las capas debe ser liberado antes de la aplicación del adhesivo.

3.2.8.5. SISTEMAS NSM

Estos sistemas consisten en la instalación de barras rectangulares o circulares en ranuras de corte dentro de la superficie de hormigón y el enlace en sitio utilizando adhesivo. Las ranuras deben ser dimensionadas para asegurar una adhesión adecuada alrededor de las barras como se indica en la figura 3.2.8.1.

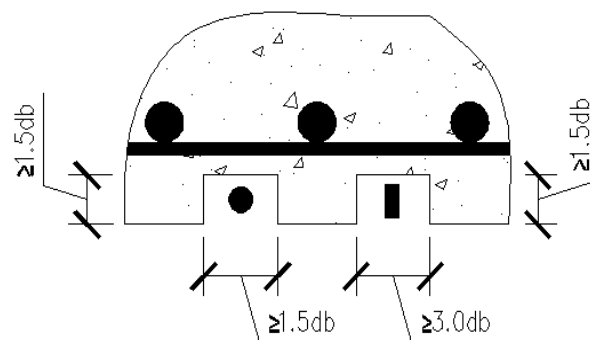


Figura3.2.3 Dimensiones mínimas de ranuras

Donde d_b es el diámetro menor de las barras de fibras. Los sistemas NSM pueden ser utilizados en la parte superior de los elementos estructurales y para varias aplicaciones en general.

3.2.9. CAPAS MÚLTIPLES Y EMPALMES

Las capas múltiples pueden utilizarse, siempre que todas las capas se encuentren completamente impregnadas con el sistema de resina, la resistencia al corte de la resina es suficiente para transferir las cargas de corte entre las capas, así como la resistencia de enlace entre la superficie de hormigón y el sistema FRP es suficiente. Para tramos largos, se puede utilizar longitudes múltiples de fibras o material precurado para transferir continuamente la carga proporcionando un adecuado empalme entre capas. Las capas deben colocarse de forma escalonada, a menos que el experto indique lo contrario. Los detalles de traslapes, incluyendo su longitud, debe ser proporcionada por el fabricante y respaldado por ensayos que son independientes por parte del fabricante.

3.2.10. CURADO DE LAS RESINAS

El curado de las resinas es un fenómeno que depende del tiempo y de la temperatura. Curado de resinas al ambiente puede tardar algunos días hasta alcanzar un curado completo. Temperaturas extremas o fluctuaciones pueden retardar o acelerar el tiempo de curado de la resina. El fabricante del sistema deberá proveer algunos grados precalificados de resina para acomodar estos percances. Todo tipo de resina debe ser curado según las especificaciones y recomendaciones del fabricante de la misma. No se permitirá la modificación de los componentes de la resina. El curado de capas colocadas debe ser monitoreado antes de colocar la capa subsiguiente.

3.2.11. PROTECCIÓN TEMPORAL

Temperaturas adversas, contacto directo con la lluvia, polvo o suciedad, excesiva presencia de luz sola, alta humedad, o vandalismo, puede dañar al sistema FRP durante su instalación y causar un curado inapropiado de las resinas, por lo que es necesario una proyección temporal, tal como pantallas de plástico o tiendas, durante la instalación del sistema y hasta que las resinas estén curadas.

En caso de que se requiera apuntalar los elementos estructurales, el sistema FRP que se esté instalando deberá estar curado completamente antes de que sean retirados, permitiendo que el elemento estructura pueda soportar las cargas.

3.3. REFORZAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS MEDIANTE ENCAMISADO

3.3.1. REFORZAMIENTO DE VIGAS

El reforzamiento de vigas por encamisado se puede realizar mediante el recrecido de hormigón o el adosado de perfiles metálicos. Estos métodos de reforzamiento permiten incrementar considerablemente la rigidez y resistencia de las vigas originales.

El reforzamiento de vigas empleando perfiles metálicos resulta ser más sencillo constructivamente que el recrecido de hormigón, razón por la cual su costo es menor.

Adosar perfiles metálicos a las vigas tiene sus limitaciones, por ejemplo, no existe una adherencia efectiva entre el hormigón y el perfil metálico. Esto quiere decir que la transferencia de esfuerzos al refuerzo no ocurre por completo. La viga de hormigón y el perfil de refuerzo no entran a trabajar

conjuntamente, sino que lo hacen independientemente al momento en que la viga se deforma por flexión.

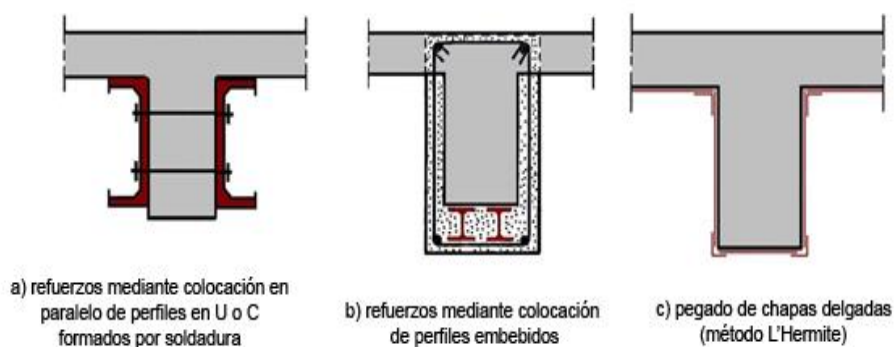


Figura 3.3.1. Encamisado de vigas con perfiles metálicos.⁴⁶

Para realizar el encamisado de las vigas con perfiles metálicos generalmente se realizan perforaciones en la viga y losa para colocar pasadores que servirán para unir a los perfiles de refuerzo con las vigas. Por su puesto, conociendo la ubicación del refuerzo de acero de viga y losa (Figura 3.3.1. a)). Otra forma de encamisar una viga es realizando un recrecido de hormigón armado y embebiendo dentro de él perfiles metálicos compactos (Figura 3.3.1. b)). Por último, se puede encamisar la columna colocando perfiles o chapas angulares en las esquinas de las vigas pegándolas con resina epóxica que asegura una correcta unión entre los materiales (Figura 3.3.1. b)), este método se conoce con el nombre L'Hermite.

Para cualquiera de estos métodos de reforzamiento de vigas, es necesario realizar un análisis y cálculo estructural de manera que el método a

⁴⁶ Fuente:http://www.construccion.com/espanol/rehabilitacion_con_acero/iii_tecnicas_de_refuerzo_de_vigas

aplicarse sea suficiente para que la estructura funcione adecuadamente y también evitar excesos en el reforzamiento y economizar.

El método de reforzamiento de vigas con recredido de hormigón se lo realiza en casos donde la arquitectura de la estructura no permite apoyos extras. Este método tiene como objetivo dotar a la viga una sección necesaria de forma que controle nuevas condiciones. Para realizar este procedimiento se debe descargar la viga que será intervenida, teniendo en cuenta un correcto apuntalamiento de losas y viga. Se debe desbastar las caras de la viga hasta encontrar el refuerzo, luego se debe perforar la viga de manera que se pueda anclar el nuevo refuerzo. Limpiar y humedecer el sustrato antes de colocar el refuerzo y estribos, realizado esto se procede a encofrar y posteriormente realizar el vertido del hormigón el cual deberá tener el aditivo expansor correspondiente. Se debe tener en cuenta el correcto curado del elemento. En la figura 3.3.2 se puede observar algunos tipos de recredido de vigas:

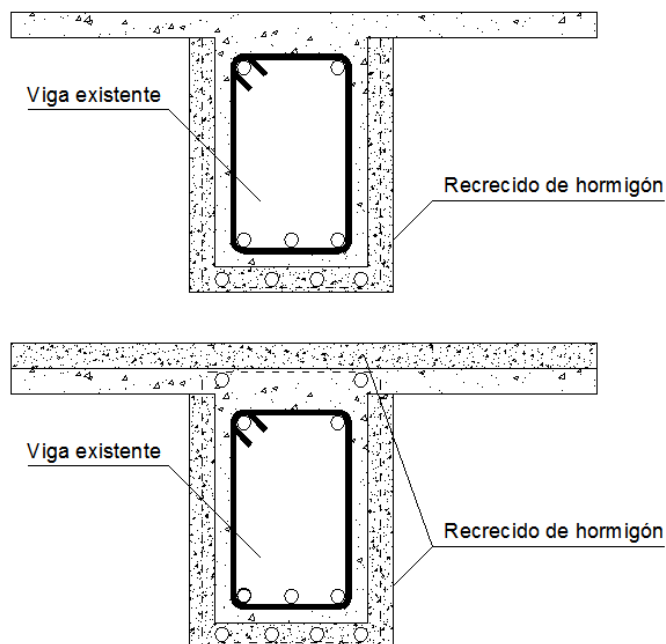


Figura 3.3.2. Recredido de hormigón en vigas.

3.3.2. REFORZAMIENTO DE COLUMNAS

El reforzamiento de columnas mediante perfiles metálicos generalmente se realiza mediante perfiles angulares laminados que son colocados en sus cuatro esquinas y sujetos lateralmente entre sí mediante travesaños o presillas metálicas soldadas. Las partes superior e inferior del refuerzo terminan en una base metálica y un capitel del mismo material. Cuando se requiere, se utilizan perfiles tipo U, siendo este de menor frecuencia debido a que la cuantía de acero es mayor.

Una de las características de este método de reforzamiento es que el refuerzo no trabaja hasta que el hormigón entre en un proceso de fatiga. Para que el conjunto comience a trabajar antes del comportamiento antes mencionado o antes de que existan deformaciones considerables, es necesario que durante el montaje se logre una perfecta unión (rígida), en todo el conjunto de base y capitel al hormigón de las vigas, losas o cimentación. Para lograr lo antes mencionado, se debe lograr una unión perfecta de la base y del capitel a las superficies horizontales del hormigón por medio de un material de alta resistencia a la compresión, actuando como ligadura entre el acero y el hormigón, creando así un colchón rígido que pueda transmitir las cargas.

Una vez que se ha logrado la unión entre el capitel a las vigas o losa, se debe encajar los extremos superior e inferior de los ángulos metálicos a la base y al capitel, se realiza un punteado de soldadura en dichas uniones; luego de haber comprobado a todo el conjunto, se procede a realizar la suelda general de todo el refuerzo.

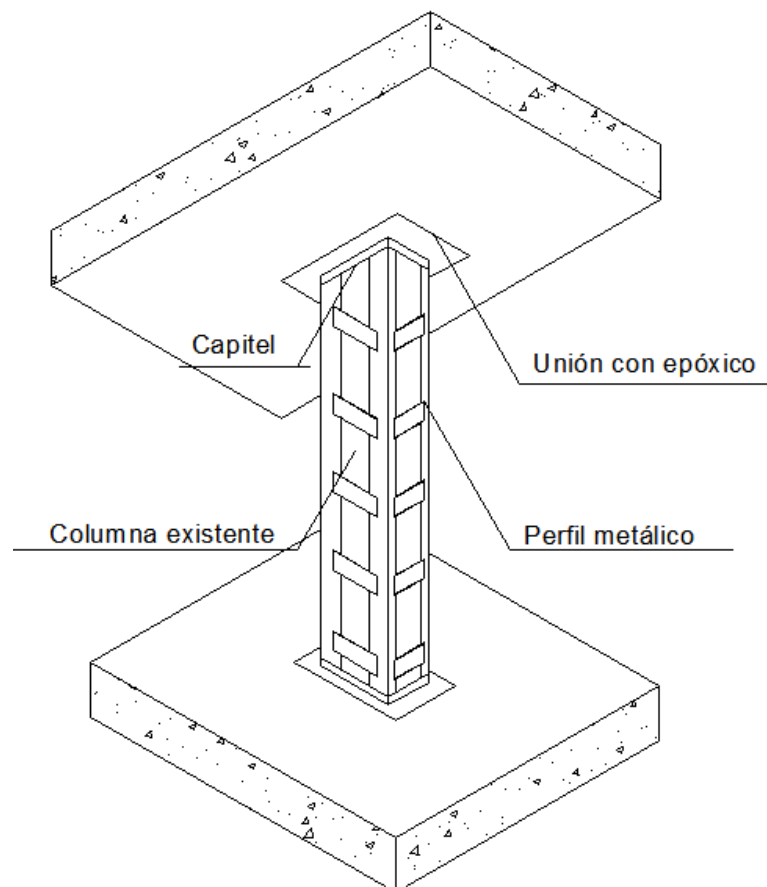


Figura 3.3.2. Encamisado de columna mediante perfiles metálicos.

En caso de que se requiera lograr un mayor lazo entre la columna y el perfil, se puede colocar platinas o presillas horizontales a una temperatura de 200 a 400°C, de manera que al momento de enfriarse, estas se contraen produciendo un mayor enlace en forma de zuncho que trabaja a fricción. El personal que realice este procedimiento debe estar calificado, ya que en ocasiones se dificulta la ejecución el manejo de la soldadura.

Es conveniente tratar de eliminar las aristas que se producen alrededor de la columna, con el fin de tener una correcta adaptación de los elemento al

hormigón. De igual manera la superficie de hormigón deberá tener la nivelación adecuada y limpieza correspondiente.

Las ventajas que presenta este método de reforzamiento estructural son:

- Mejora del confinamiento del núcleo de hormigón
- Mejora de las características mecánicas del elemento
- Incremento de la resistencia.
- Incremento de ductilidad.
- Transmisión de cargas entre elementos debido a la fricción entre los mismos.

CAPÍTULO IV

APLICACIÓN DE MUROS DE CORTE A UN EDIFICIO COMO MÉTODO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio que se va a analizar y al que se va a realizar la aplicación de los métodos de reforzamiento estructural se encuentra en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha. El edificio brinda servicios para oficinas y consta de dos subsuelos, planta baja y 10 plantas altas, con una altura de entre piso igual para cada uno de 3.06 m; en el caso de los subsuelos la altura de entrepiso típica es de 2.88 m. Los materiales utilizados en el edificio son: hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ en forma de varilla milimetrada corrugada.

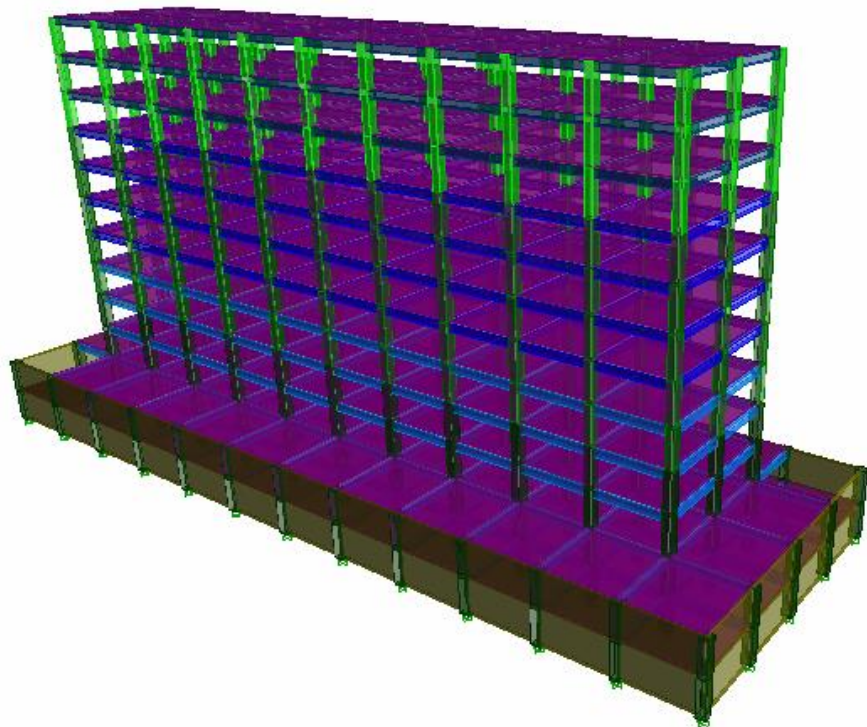


Figura 4.1.1. Vista tridimensional de la estructura en análisis.

En el anexo B se puede observar el plano estructural del edificio, con sus cortes y detalles de cada elemento.

4.2. ANALISIS DEL EDIFICIO SIN MUROS DE CORTE

Para el análisis estructural del edificio, se utilizó el programa ETABS basando los datos en los planos estructurales existentes del mismo.

Se determina el cortante basal de la estructura, se ha utilizado como referencia el Código Ecuatoriano de la Construcción 2001, donde la expresión utilizada es:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p \phi_e} * W$$

Dónde:

- Z: Factor de zona.
- I: Factor de Importancia.
- C: Depende del tipo de suelo
- W: Peso Reactivo de la estructura.
- R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.
- Φ_e : Factor que considera irregularidad en elevación.
- Φ_p : Factor que considera irregularidad en planta.

El edificio al encontrarse en la ciudad de Quito, presenta los siguientes factores basados en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001)⁴⁷:

Zona Sísmica: Z=0.4

Importancia: I=1.3

⁴⁷ Datos obtenidos de las tablas del CEC 2001. Anexo D

Perfil de Suelo S2: S=1.2

Respuesta Estructural: R=10

Irregularidad en Planta: $\Phi_p=1.0$

Irregularidad en Elevación: $\Phi_e=1.0$

El período de vibración del edificio se calculó de la siguiente manera:

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

Para esta expresión h es la altura del edificio, medido desde la base; en este caso el valor para h es 33.48m. El valor para C_t según el CEC 2001 corresponde a 0.08 para pórticos formados por vigas y columnas. De esta manera la expresión antes mencionada adopta los valores y resultado:

$$T = 0.08(33.48)^{3/4}$$

$$T=1.114 \text{ seg}$$

Por lo tanto se calcula el valor C:

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 * S^s}{T} \leq C_m$$

Los valores S y C_m obtenidos de la tabla 3 del CEC 2001 corresponden a 1.2 y 3.0 respectivamente;

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{1.114} \leq 3.0$$

$$C = 1.40 \leq 3.0$$

Una vez obtenido el valor del período de vibración de la estructura, se calcula el factor sísmico que actuará sobre la estructura:

$$V = \frac{0,4 * 1.3 * 1.40}{10 * 1.0 * 1.0} * W$$

$$V = 0.0728 * W$$

Este valor será ingresado en el programa ETABS para el correspondiente análisis.

4.2.1. EVALUACIÓN DE DERIVAS SIN MUROS DE CORTE

El Código Ecuatoriano de la Construcción, establece que la respuesta máxima inelástica en desplazamientos (Δ_m) no será mayor a 0.020 para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera; y se obtendrá con la siguiente expresión:

$$\Delta_m = R * \Delta_E$$

Dónde:

R: Factor de reducción de ordenadas espectrales

Δ_E : Derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de fuerzas laterales de diseño estáticas.

La tabla 4.2.1 muestra las derivas de piso así como también la respuesta máxima inelástica en desplazamiento de cada uno.

PISO	CARGA	DESP. X	DESP. Y	R	Δ_{m_x}	Δ_{m_y}	$\Delta_{m_{adm}}$
TERRAZA	SX1	0.0015		10	0.0145		0.020
TERRAZA	SX2	0.0013		10	0.0125		0.020
TERRAZA	SY1		0.0023	10		0.0233	0.020
TERRAZA	SY2		0.0023	10		0.0233	0.020
PA-9	SX1	0.0023		10	0.0227		0.020
PA-9	SX2	0.0019		10	0.0195		0.020
PA-9	SY1		0.0033	10		0.0334	0.020
PA-9	SY2		0.0033	10		0.0334	0.020
PA-8	SX1	0.0030		10	0.0297		0.020
PA-8	SX2	0.0025		10	0.0252		0.020
PA-8	SY1		0.0042	10		0.0423	0.020
PA-8	SY2		0.0042	10		0.0423	0.020
PA-7	SX1	0.0034		10	0.0339		0.020
PA-7	SX2	0.0029		10	0.0286		0.020
PA-7	SY1		0.0048	10		0.0478	0.020
PA-7	SY2		0.0048	10		0.0478	0.020
PA-6	SX1	0.0039		10	0.0393		0.020
PA-6	SX2	0.0033		10	0.0327		0.020

PA-6	SY1		0.0054	10		0.0539	0.020
PA-6	SY2		0.0054	10		0.0539	0.020
PA-5	SX1	0.0043		10	0.0435		0.020
PA-5	SX2	0.0036		10	0.0358		0.020
PA-5	SY1		0.0058	10		0.0582	0.020
PA-5	SY2		0.0058	10		0.0582	0.020
PA-4	SX1	0.0044		10	0.0443		0.020
PA-4	SX2	0.0036		10	0.0360		0.020
PA-4	SY1		0.0058	10		0.0582	0.020
PA-4	SY2		0.0058	10		0.0582	0.020
PA-3	SX1	0.0043		10	0.0431		0.020
PA-3	SX2	0.0034		10	0.0344		0.020
PA-3	SY1		0.0055	10		0.0549	0.020
PA-3	SY2		0.0055	10		0.0549	0.020
PA-2	SX1	0.0038		10	0.0384		0.020
PA-2	SX2	0.0030		10	0.0302		0.020
PA-2	SY1		0.0047	10		0.0470	0.020
PA-2	SY2		0.0047	10		0.0470	0.020
PA-1	SX1	0.0026		10	0.0256		0.020
PA-1	SX2	0.0020		10	0.0199		0.020
PA-1	SY1		0.0030	10		0.0297	0.020
PA-1	SY2		0.0030	10		0.0297	0.020
PB	SX1	0.0001		10	0.0005		0.020
PB	SX2	0.0000		10	0.0004		0.020
PB	SY1		0.0001	10		0.0014	0.020
PB	SY2		0.0001	10		0.0014	0.020

Tabla 4.1. Valores de Δm y derivas de piso.

Como se observa en la tabla, aquellos valores de Δm que sobrepasan el valor máximo permisible se encuentran de color rojo; por lo que será necesario realizar la inclusión de muros de corte en las dos direcciones, tanto en sentido X como Y del edificio, con el fin de aumentar la rigidez de la estructura y de esta manera poder controlar las derivas de piso.

4.2.2. ANÁLISIS PUSHOVER SIN MUROS DE CORTE

Se aplicó un análisis estático no lineal Pushover para determinar la capacidad del edificio más allá del límite elástico. El proceso utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales superpuestos, así, se puede obtener un

diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura. El resultado de dicho análisis se presenta a continuación:

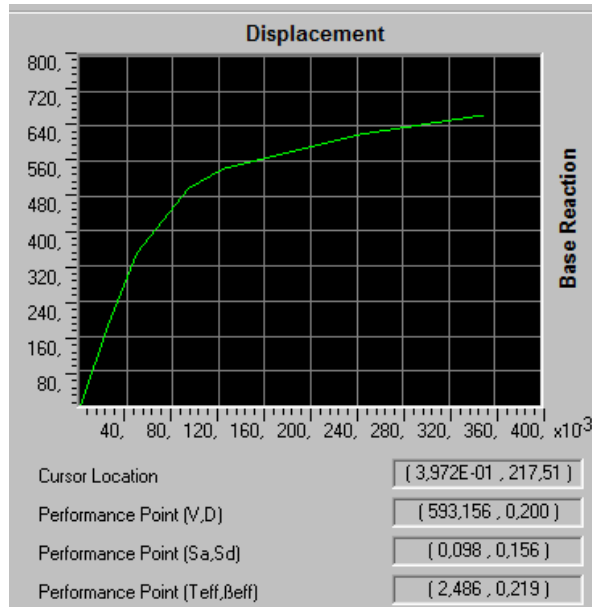


Figura 4.2.1. Análisis Pushover en sentido X

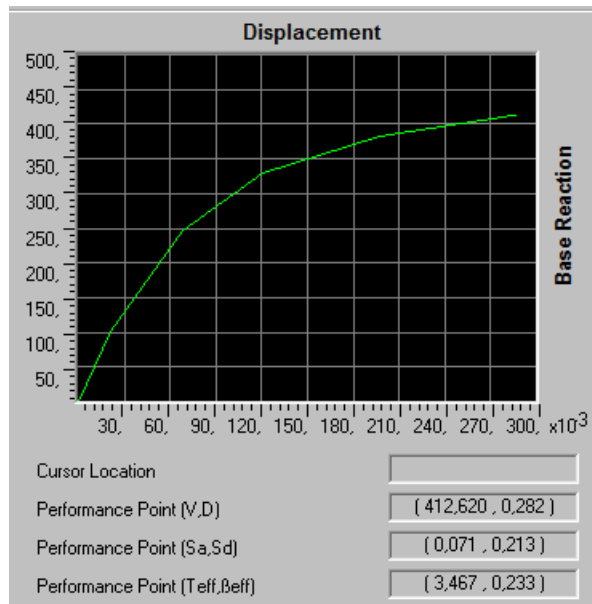


Figura 4.2.2. Análisis Pushover en sentido Y

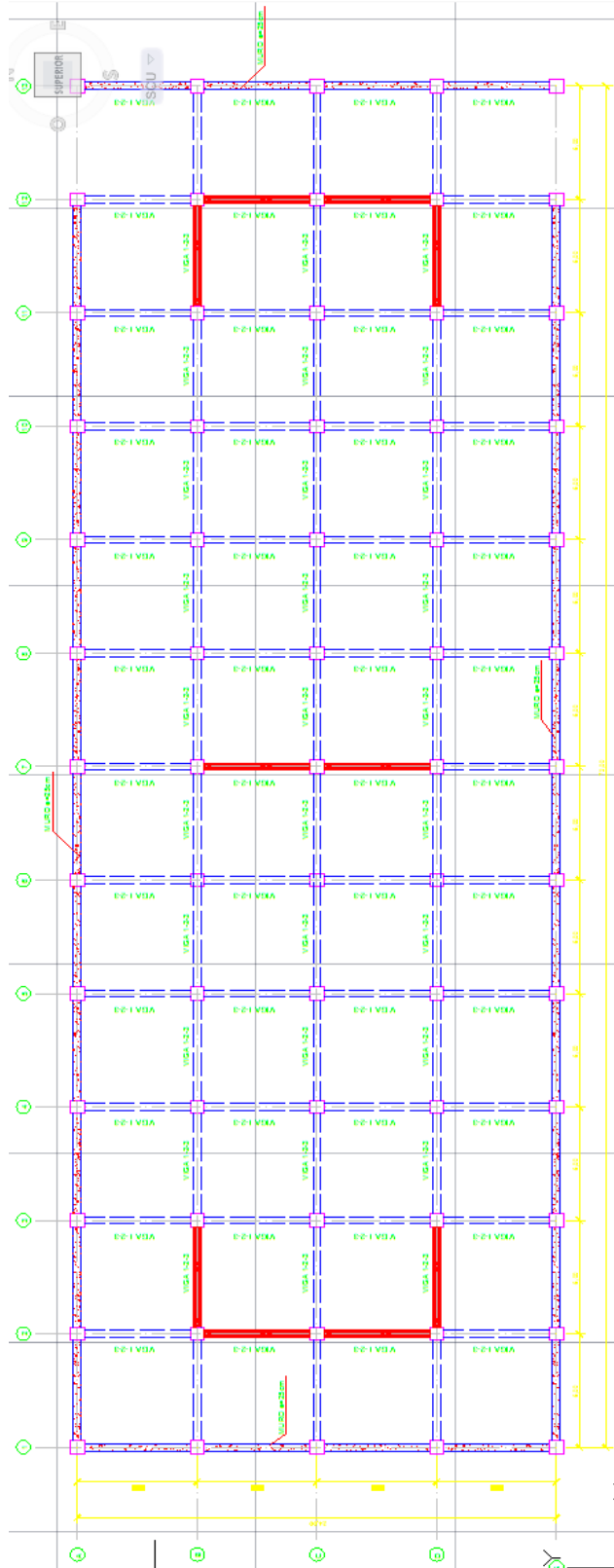
Como se muestra en las figuras 4.2.1 y 4.2.2, las fuerzas laterales máximas de la estructura para que trabaje dentro del rango elástico son de 593.16 t con un desplazamiento máximo de 20 cm cuando el sismo actúa en la dirección X, y 412.62 t con un desplazamiento máximo de 28.2 cm cuando el sismo actúa en el sentido Y. En caso de que se sobrepasen las cargas anteriormente mencionadas, el edificio entrará al rango inelástico.

4.3. UBICACIÓN DE LOS MUROS DE CORTE

Se colocará tres muros de corte en la estructura existente. Dos estarán ubicados en los extremos del edificio y uno ubicado en la mitad. Los muros de los extremos tendrán aberturas que serán destinadas para ventanas y el muro central será continuo.

La siguiente imagen, es una vista en planta de la edificación, en la cual se puede ver la ubicación que tendrán los muros de corte:

Figura 4.2.2. Ubicación de los muros de corte en sentido X y sentido Y



4.3.1. ANALISIS DEL EDIFICIO CON MUROS DE CORTE

De igual manera como se realizó anteriormente, para realizar el análisis del edificio con los muros de corte implementados, se utilizó el programa ETABS.

Para determinar el Corte Basal se aplicó el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2001, en el cual se especifica la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p \phi_e} * W$$

Dónde:

- Z: Factor de zona.
- I: Factor de Importancia.
- C: Depende del tipo de suelo
- W: Peso Reactivo de la estructura.
- R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.
- Φ_e : Factor que considera irregularidad en elevación.
- Φ_p : Factor que considera irregularidad en planta.

El edificio al encontrarse en la ciudad de Quito, presenta los siguientes factores basados en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001)⁴⁸:

Zona Sísmica:	Z=0.4
Importancia:	I=1.3
Perfil de Suelo S2:	S=1.2
Respuesta Estructural:	R=12
Irregularidad en Planta:	$\Phi_p=1.0$

⁴⁸ Datos obtenidos de las tablas del CEC 2001. Anexo D

Irregularidad en Elevación: $\Phi_e=1.0$

El período de vibración del edificio se calculó de la siguiente manera:

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

Para esta expresión h es la altura del edificio, medido desde la base; en este caso el valor para h es 33.48m. El valor para C_t según el CEC 2001 corresponde a 0.06 para pórticos formados por vigas, columnas y muros estructurales. De esta manera la expresión antes mencionada adopta los valores y resultado:

$$T = 0.06(33.48)^{3/4}$$

$$T=0.835 \text{ seg}$$

Por lo tanto se calcula el valor C:

$$0.5 \leq C = \frac{1.25 * S^s}{T} \leq C_m$$

Los valores S y C_m obtenidos de la tabla 3 del CEC 2001 corresponden a 1.2 y 3.0 respectivamente;

$$C = \frac{1.25 * 1.2^{1.2}}{0.835} \leq 3.0$$

$$C = 1.86 \leq 3.0$$

Una vez obtenido el valor del período de vibración de la estructura, se calcula el factor sísmico que actuará sobre la estructura:

$$V = \frac{0,4 * 1.3 * 1.86}{10 * 1.0 * 1.0} * W$$

$$V = 0.0967 * W$$

Este valor será ingresado en el programa ETABS para el correspondiente análisis.

4.3.2. EVALUACIÓN DE DERIVAS CON MUROS DE CORTE

De igual manera, el Código Ecuatoriano de la Construcción, establece que la respuesta máxima inelástica en desplazamientos (Δ_m) no será mayor a 0.020 para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera; y se obtendrá con la siguiente expresión:

$$\Delta_m = R * \Delta_E$$

Dónde:

R: Factor de reducción de ordenadas espectrales

Δ_E : Derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de fuerzas laterales de diseño estáticas.

La tabla 4.3.1 muestra las derivas de piso así como también la respuesta máxima inelástica en desplazamiento de cada uno, del edificio una vez que se han colocado los muros de corte:

PISO	CARGA	DERIVA X	DERIVA Y	R	Δ_{m_x}	Δ_{m_y}	$\Delta_{m_{adm}}$
TERRAZA	SX1	0,00126		12	0,01511		0,020
TERRAZA	SX2	0,00105		12	0,01255		0,020
TERRAZA	SY1		0,00036	12		0,00437	0,020
TERRAZA	SY2		0,00038	12		0,00461	0,020
PA-9	SX1	0,00130		12	0,01559		0,020
PA-9	SX2	0,00108		12	0,01295		0,020
PA-9	SY1		0,00039	12		0,00464	0,020
PA-9	SY2		0,00041	12		0,00487	0,020
PA-8	SX1	0,00131		12	0,01577		0,020
PA-8	SX2	0,00109		12	0,01308		0,020
PA-8	SY1		0,00040	12		0,00482	0,020
PA-8	SY2		0,00042	12		0,00505	0,020
PA-7	SX1	0,00132		12	0,01580		0,020
PA-7	SX2	0,00109		12	0,01307		0,020
PA-7	SY1		0,00041	12		0,00493	0,020
PA-7	SY2		0,00043	12		0,00516	0,020

PA-6	SX1	0,00130		12	0,01564		0,020
PA-6	SX2	0,00108		12	0,01292		0,020
PA-6	SY1		0,00041	12		0,00493	0,020
PA-6	SY2		0,00043	12		0,00516	0,020
PA-5	SX1	0,00127		12	0,01518		0,020
PA-5	SX2	0,00104		12	0,01249		0,020
PA-5	SY1		0,00041	12		0,00487	0,020
PA-5	SY2		0,00042	12		0,00509	0,020
PA-4	SX1	0,00119		12	0,01428		0,020
PA-4	SX2	0,00097		12	0,01168		0,020
PA-4	SY1		0,00039	12		0,00470	0,020
PA-4	SY2		0,00041	12		0,00491	0,020
PA-3	SX1	0,00108		12	0,01296		0,020
PA-3	SX2	0,00088		12	0,01051		0,020
PA-3	SY1		0,00036	12		0,00436	0,020
PA-3	SY2		0,00038	12		0,00451	0,020
PA-2	SX1	0,00094		12	0,01124		0,020
PA-2	SX2	0,00075		12	0,00902		0,020
PA-2	SY1		0,00033	12		0,00392	0,020
PA-2	SY2		0,00034	12		0,00404	0,020
PA-1	SX1	0,00069		12	0,00829		0,020
PA-1	SX2	0,00055		12	0,00658		0,020
PA-1	SY1		0,00027	12		0,00318	0,020
PA-1	SY2		0,00027	12		0,00328	0,020
PB	SX1	0,00009		12	0,00104		0,020
PB	SX2	0,00007		12	0,00082		0,020
PB	SY1		0,00010	12		0,00115	0,020
PB	SY2		0,00010	12		0,00116	0,020
SB-1	SX1	0,00005		12	0,00054		0,020
SB-1	SX2	0,00003		12	0,00041		0,020
SB-1	SY1		0,00006	12		0,00076	0,020
SB-1	SY2		0,00006	12		0,00073	0,020

Tabla 4.3.1 Valores de Δm y derivas de piso.

Como se observar en la Tabla 4.3.1., los valores de Δm en sentido X y sentido Y están dentro del límite permisivo 0,020 establecido por el Código Ecuatoriano de la Construcción. De esta manera, el edificio queda reforzado satisfactoriamente.

En el proceso constructivo para la inclusión de los muros de corte, será necesario colocar anclajes tanto en la parte superior como en los costados de los muros, tal como se describe en el Capítulo III, numeral 3.1.7.

4.3.3. ANÁLISIS PUSHOVER CON MUROS DE CORTE

Se aplicó un análisis estático no lineal Pushover para determinar la capacidad del edificio más allá del límite elástico. El proceso utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales superpuestos, así, se puede obtener un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura. El resultado de dicho análisis se presenta a continuación:

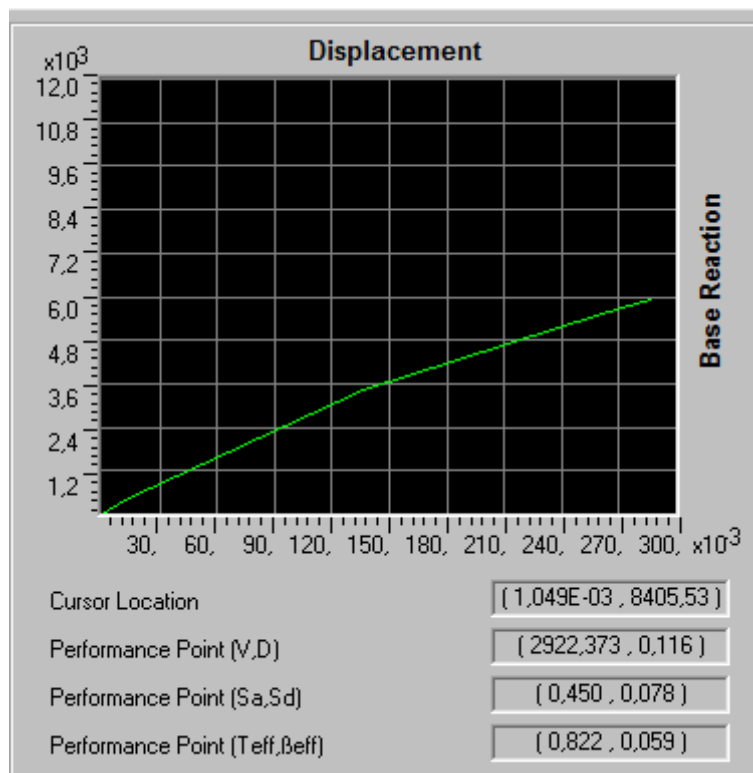


Figura 4.3.1. Análisis Pushover en sentido X

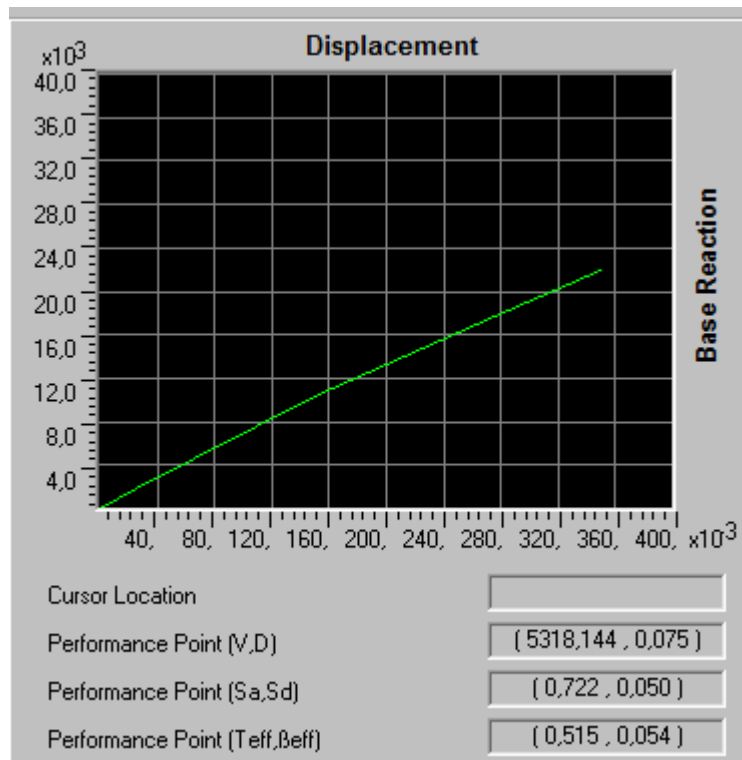


Figura 4.3.2. Análisis Pushover en sentido Y

Como se muestra en las figuras 4.3.1 y 4.3.2, las fuerzas laterales máximas de la estructura para que trabaje dentro del rango elástico son de 2922.37 t con un desplazamiento máximo de 11.6 cm cuando el sismo actúa en la dirección X, y 5318.14 t con un desplazamiento máximo de 7.5 cm cuando el sismo actúa en el sentido Y. En caso de que se sobrepasen las cargas anteriormente mencionadas, el edificio entrará al rango inelástico. Como se ha observado, una vez que se han colocado los muros de corte los desplazamientos se han reducido apreciablemente y el edificio es capaz de trabajar en el rango elástico ante la presencia de mayores cargas laterales.

4.3.4. DISEÑO DE LOS MUROS DE CORTE

El diseño de los muros es un proceso iterativo. A continuación se presenta el procedimiento para el diseño de tres muros arbitrarios presentes en la estructura. Sin embargo, es importante recalcar que todos los muros fueron diseñados y analizados.

4.3.4.1. MURO UBICADO EN EJE 2 ENTRE EJES B Y D

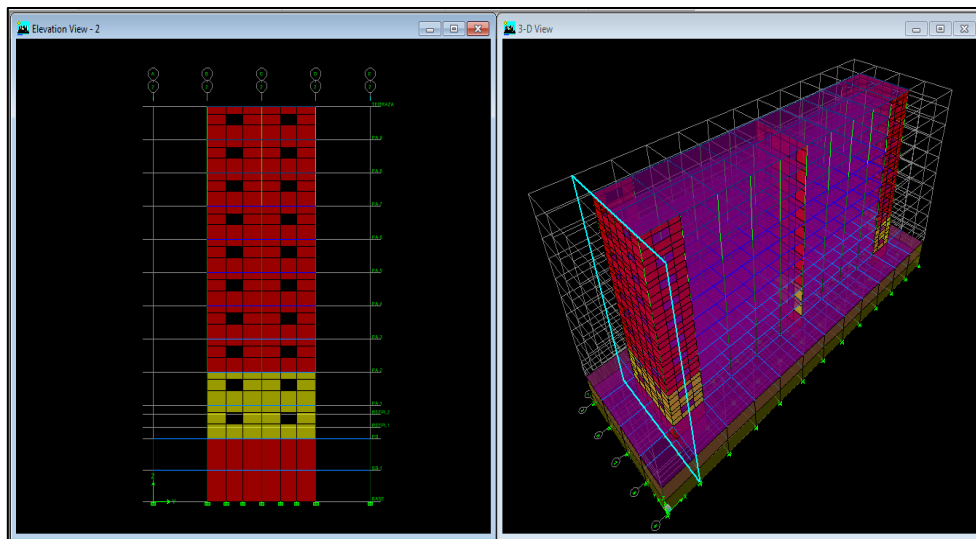


Figura 4.3.3 (a) Vista en elevación del muro a diseñarse.

Para este muro se ha decidido colocar armadura longitudinal y transversal $\Phi 10\text{mm}$ con un espaciamiento de 30 cm tanto vertical como horizontal.

El diseño se lo realizó utilizando la herramienta Section Designer del programa ETABS, la cual permite ingresar el refuerzo y modificarlo al gusto tanto en dimensión como espaciamiento (Figura 4.3.2 (b)).

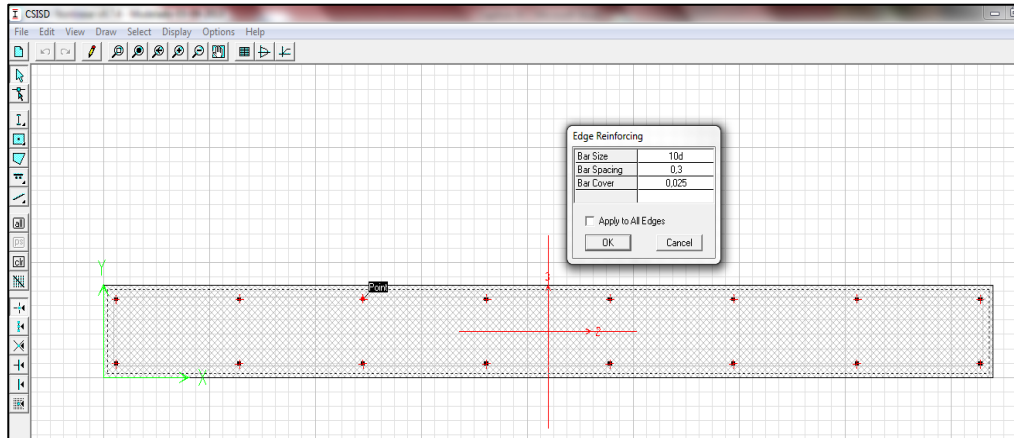


Figura 4.3.4. (b) Detalle del armado del muro.

Se asignó esta sección a todo el muro. Realizando una corrida en el programa ETABS se pudo ver que con la sección asignada los índices Demanda/Capacidad en todos los pisos son mayores que 0,95, límite máximo establecido por el código.

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: TERRAZA Pier ID: P2 X Loc: 6 Y Loc: 12 Units: Ton-m

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1,000)

Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Location	Ratio				
Top	1,279	DWAL4	20,786	-7,310	0,000
Bottom	0,547	DWAL10	28,195	4,064	-14,370

Pier fails in flexure or P-M interaction.

Shear Design

Station	Rebar	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Location	cm ² /m						
Top Leg 1	6,250	DWAL18	15,158	11,908	19,592	75,613	128,533
Bot Leg 1	6,250	DWAL18	25,976	-14,370	18,856	76,911	129,831

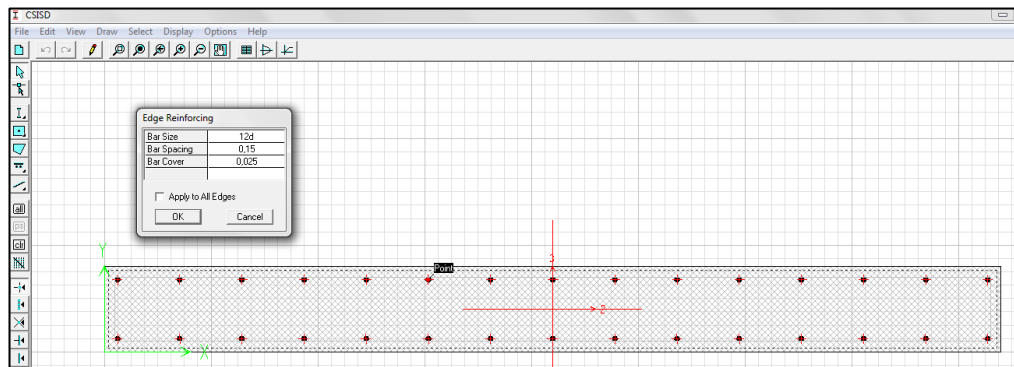
Boundary Element Check

Edge	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Location								
Left Top	0,000	DWAL6	20,298	-0,1960	19,598	560,000	N/C	N/C
Right Top	0,000	DWAL4	20,786	0,0004	19,797	560,000	N/C	N/C
Left Bot	0,000	DWAL4	37,500	-0,0015	35,717	560,000	N/C	N/C
Right Bot	0,000	DWAL6	36,226	0,1986	34,771	560,000	N/C	N/C

Figura 4.3.5. (c) Incumplimiento con índices D/C en terraza (Piso menos solicitado).

La imagen muestra que los índices de Demanda/Capacidad del piso menos solicitado no cumplen con la normativa, de igual manera, los pisos con mayor demanda incumplen con la normativa en mayores proporciones.

Después de un proceso iterativo, haciendo modificaciones en el acero y en el espaciamiento, se determinó que para los pisos bajos, desde los subsuelos hasta la planta alta 3, se asignó una sección con refuerzo $\Phi 16$ mm y con un espaciamiento de 15 cm tanto vertical como horizontal. Para los pisos altos, desde la planta alta 4 hasta la terraza, se asignó una sección con refuerzo $\Phi 12$ mm y con un espaciamiento de 15 cm tanto vertical como horizontal con el fin de facilitar el proceso constructivo también. Para mantener similar resistencia en los pisos altos, se utilizara varilla de $\Phi 16$ mm



con un espaciamiento de 15 cm.

Figura 4.3.6. (d) Detalle del armado del muro para pisos altos.

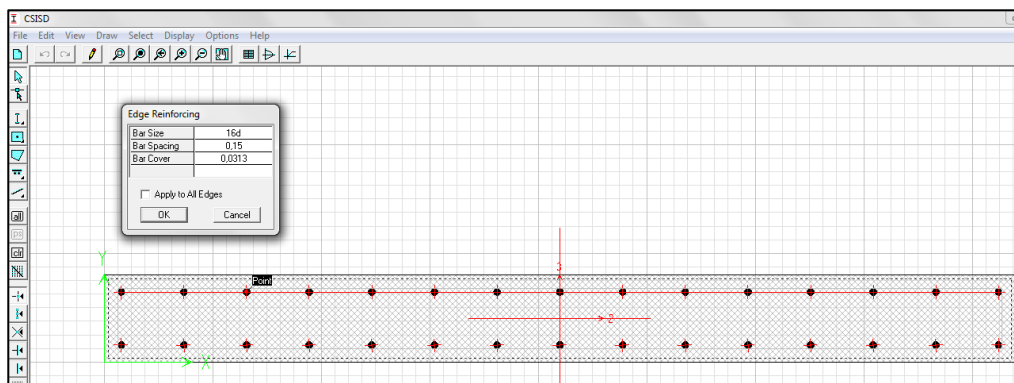


Figura 4.3.7. (e) Detalle del armado del muro para pisos bajos.

Realizando una corrida del modelo en el programa, se verificó que los índices D/C ya cumplen con la normativa en todos los pisos, incluso en los pisos más solicitados, como lo son la planta baja y los subsuelos.

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)									
Story ID: TERRAZA Pier ID: P2 X Loc: 6 Y Loc: 12 Units: Ton-m									
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1,000)									
Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u				
Location									
Top	0,545	DWAL4	20,786	-7,310	0,000				
Bottom	0,271	DWAL10	28,195	4,064	-14,370				
Shear Design									
Station	Rebar	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn		
Location	cm ² /m								
Top Leg 1	6,250	DWAL18	15,158	11,908	19,592	75,613	128,533		
Bot Leg 1	6,250	DWAL18	25,976	-14,370	18,856	76,911	129,831		
Boundary Element Check									
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit	
Left Top	0,000	DWAL6	20,298	-0,1960	19,598	560,000	N/C	N/C	
Right Top	0,000	DWAL4	20,786	0,0004	19,797	560,000	N/C	N/C	
Left Bot	0,000	DWAL4	37,500	-0,0015	35,717	560,000	N/C	N/C	
Right Bot	0,000	DWAL6	36,226	0,1986	34,771	560,000	N/C	N/C	

Figura 4.3.8 (f) Cumplimiento con índices D/C en terraza (Piso menos solicitado).

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)									
Story ID: SB-1 Pier ID: P2 X Loc: 6 Y Loc: 12 Units: Ton-m									
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,400)									
Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u				
Location									
Top	0,923	DWAL4	594,750	-1,031	-0,102				
Bottom	0,939	DWAL4	604,910	1,156	0,583				
Shear Design									
Station	Rebar	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn		
Location	cm ² /m								
Top Leg 1	6,250	DWAL9	315,749	10,716	36,516	83,857	150,007		
Bot Leg 1	6,250	DWAL9	325,910	115,882	36,516	83,857	150,007		
Boundary Element Check									
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit	
Left Top	0,913	DWAL4	594,750	-0,1016	566,567	560,000	1,333	1,000	
Right Top	0,000	DWAL6	542,448	0,6202	517,461	560,000	N/C	N/C	
Left Bot	0,000	DWAL10	325,779	-115,4892	467,394	560,000	N/C	N/C	
Right Bot	0,930	DWAL4	604,910	0,5832	576,899	560,000	1,350	1,000	

Figura 4.3.9. (f) Cumplimiento con índices D/C en subsuelo (Piso más solicitado).

Habiendo obtenido estos resultados, el muro ya está diseñado y trabaja satisfactoriamente.

A continuación se presenta el armado final del muro:

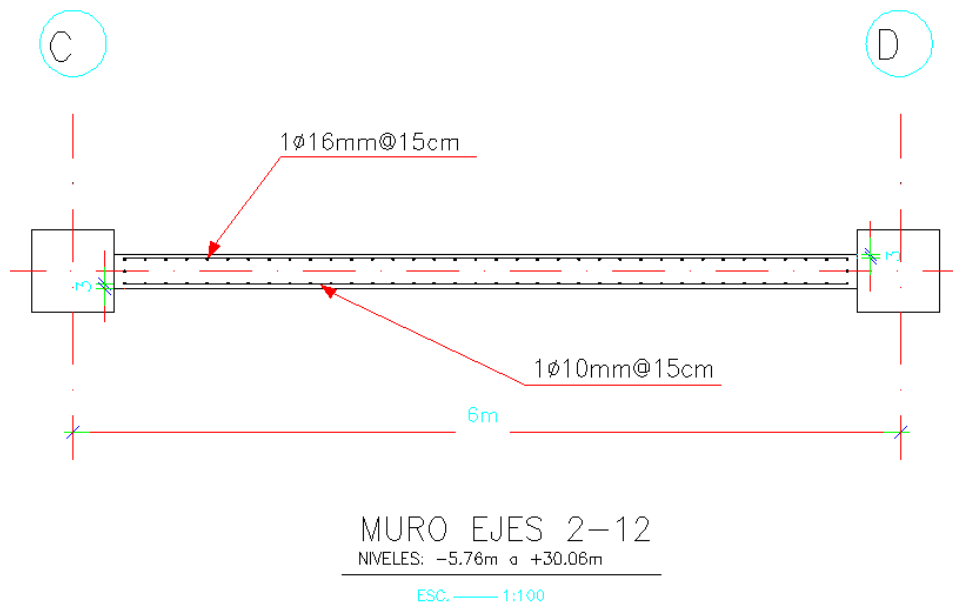
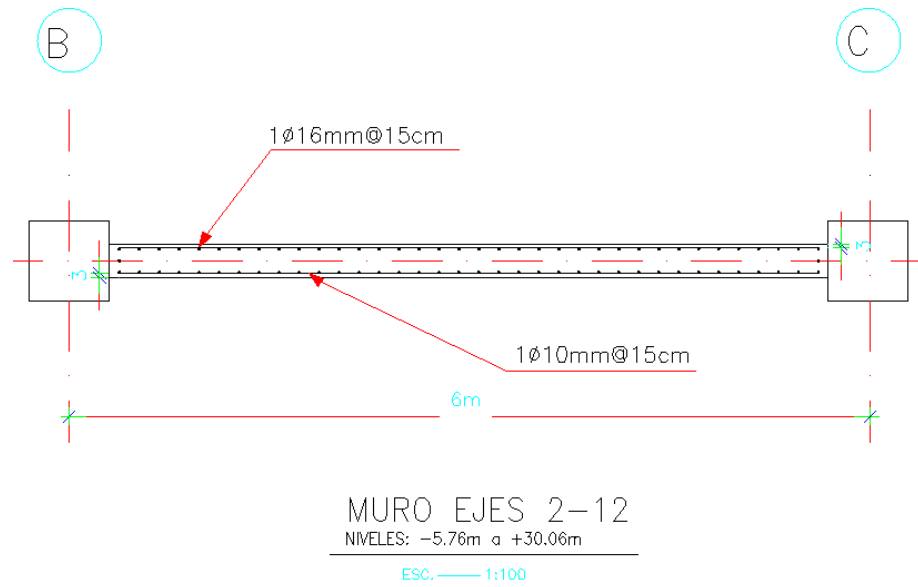


Figura 4.3.10. (g) Armado final del muro de corte.

4.3.4.2. MURO UBICADO EN EJE 7 ENTRE EJES B Y D

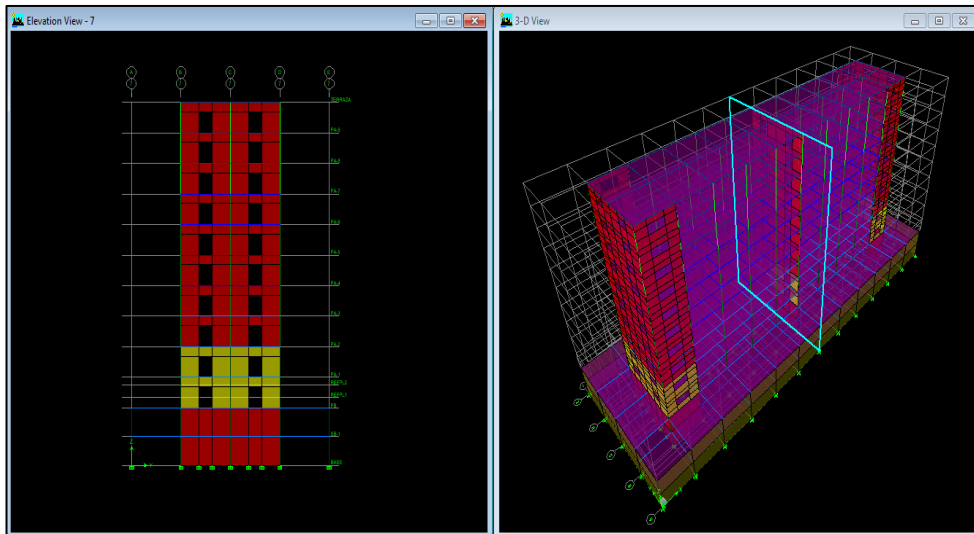


Figura 4.3.11. (a) Vista en elevación del muro a diseñarse.

De igual manera, para este muro se aplicó un proceso iterativo hasta obtener índices D/C satisfactorios.

Inicialmente, se aplicó el mismo armado que se usó para el muro anterior, es decir, $\Phi 12$ mm con espaciamientos de 15 cm para pisos altos y $\Phi 16$ mm con espaciamientos de 15 cm para pisos bajos (Ver Figuras 4.3.2 (c) y (d)). Sin embargo, en este la caso la porción de muro ubicado entre la planta baja y la planta alta 1 no cumple con índices D/C.

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)

Story ID: PA-1 Pier ID: P5 X Loc: 36 Y Loc: 12 Units: Ton-m

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,400)

Station	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,490	DWAL10	383,482	0,000	-11,448
Bottom	1,011	DWAL10	530,984	0,003	-272,653

Pier fails in flexure or P-M-M interaction.

Shear Design

Station	Rebar cm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	6,250	DWAL10	383,482	-11,448	58,614	87,850	157,150
Bot Leg 1	6,250	DWAL10	530,984	-272,653	111,052	87,850	157,150

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	DWAL10	383,482	-11,4479	362,812	560,000	N/C	N/C
Right Top	0,000	DWAL7	383,482	11,4479	362,812	560,000	N/C	N/C
Left Bot	0,619	DWAL10	530,984	-272,6531	820,713	560,000	1,059	1,048
Right Bot	0,619	DWAL7	530,984	272,6531	820,713	560,000	1,059	1,048

Figura 4.3.12. (b) Incumplimiento con índices D/C en porción de muro entre PB y PA-1.

Aumentando el diámetro de las varillas colocadas en el muro de los pisos bajos a $\Phi 20$ mm y sin modificar el espaciamiento de 15 cm, se consigue cumplir con el criterio D/C.

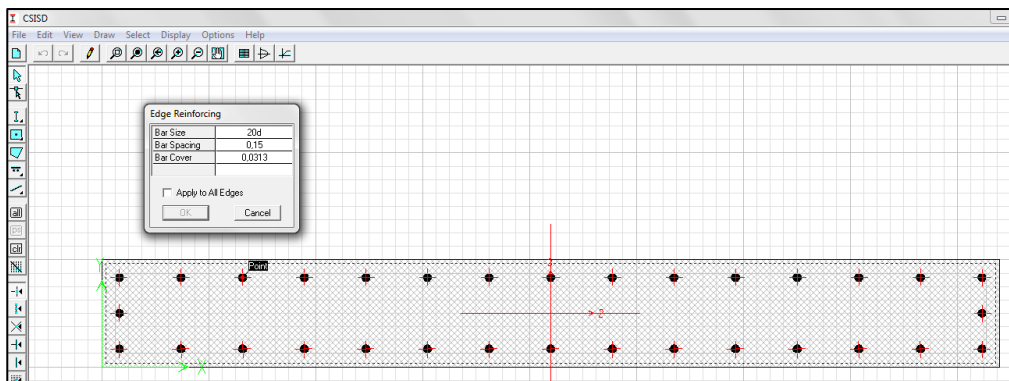
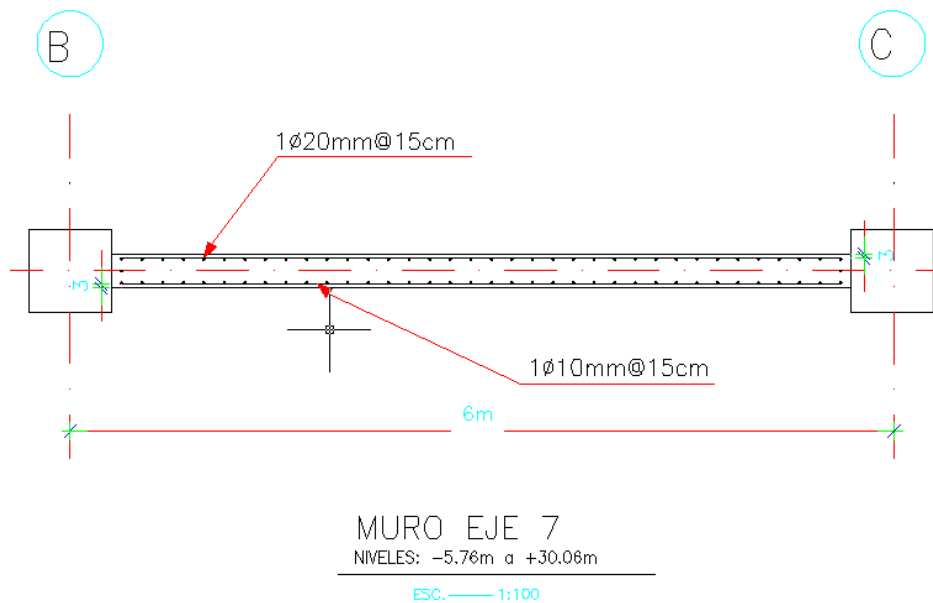


Figura 4.3.13. (c) Detalle del armado del muro para pisos bajos del muro en diseño.

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)								
Story ID: PA-1		Pier ID: P5	X Loc: 36	Y Loc: 12	Units: Ton-m			
Flexural Check for P-M2-M3		(RLLF = 0,400)						
Station	D/C	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u			
Top	0,448	DWAL10	383,482	0,000	-11,448			
Bottom	0,916	DWAL10	530,984	0,003	-272,653			
Shear Design								
Station	Rebar	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn	
Top Leg 1	6,250	DWAL10	383,482	-11,448	58,614	87,850	157,150	
Bot Leg 1	6,250	DWAL10	530,984	-272,653	111,052	87,850	157,150	
Boundary Element Check								
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	DWAL10	383,482	-11,4479	362,812	560,000	N/C	N/C
Right Top	0,000	DWAL7	383,482	11,4479	362,812	560,000	N/C	N/C
Left Bot	0,622	DWAL10	530,984	-272,6531	820,713	560,000	1,062	1,048
Right Bot	0,622	DWAL7	530,984	272,6531	820,713	560,000	1,062	1,048

Figura 4.3.14. (d) Cumplimiento con índices D/C en porción de muro entre PB y PA-1.

Así, el muro queda diseñado satisfactoriamente. A continuación se presenta el armado final del muro.



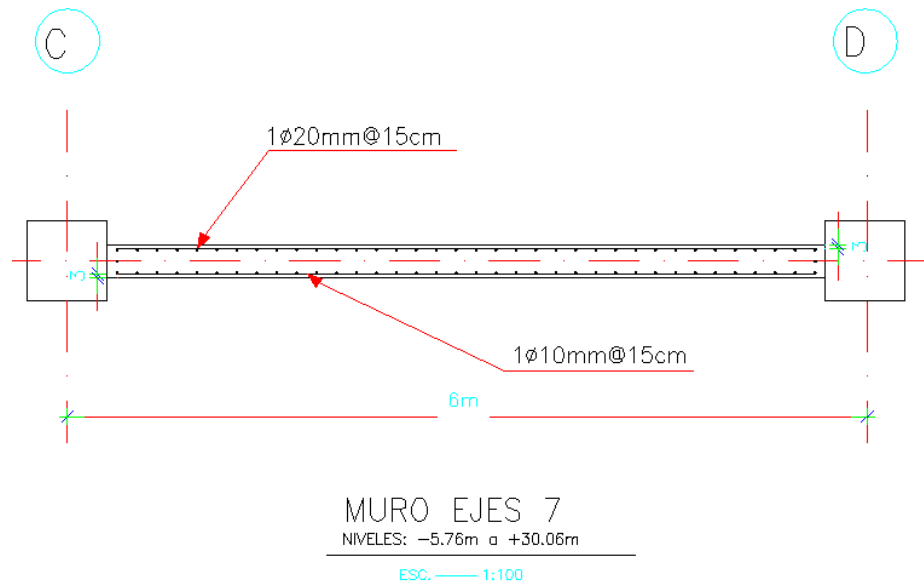


Figura 4.3.15. (e) Armado final del muro de corte.

4.3.4.3. MURO UBICADO EN EJE B ENTRE EJES 2 Y 3

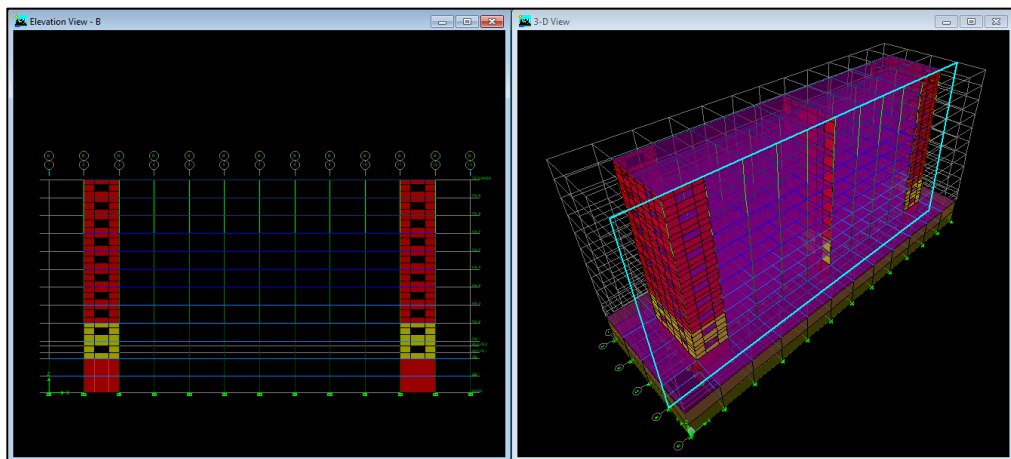


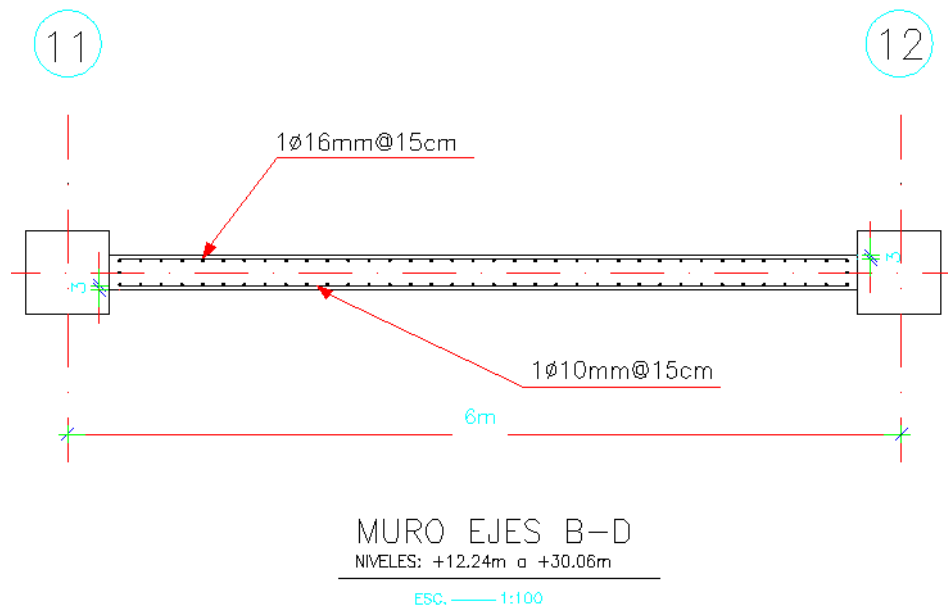
Figura 4.3.16. (a) Vista en elevación del muro a diseñarse.

Para estos muros se utilizó una sección de $\Phi 12$ mm con espaciamientos de 15 cm y varillas $\Phi 16$ mm espaciadas 15 cm igualmente.

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-08/IBC 2009)							
Story ID: PA-1		Pier ID: P10	X Loc: 6,875	Y Loc: 6	Units: Ton-m		
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,858)							
Station	D/C	Flexural	Pu	M2u	M3u		
Location	Ratio	Combo					
Top	0,306	DWAL19	-63,260	0,580	0,632		
Bottom	0,394	DWAL4	143,533	-0,084	-91,338		
Shear Design							
Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity
Location	cm ² /m	Combo				phi Vc	phi Vn
Top Leg 1	6,625	DWAL4	195,934	-2,730	58,366	29,150	58,366
Bot Leg 1	8,934	DWAL4	143,533	-91,338	68,547	29,150	68,547
Boundary Element Check							
Edge	Edge	Governing	Pu	Mu	Stress	Stress	C
Location	Length	Combo			Comp	Limit	Depth
Left Top	0,000	DWAL4	195,934	-2,7305	469,248	560,000	N/C
Right Top	0,000	DWAL7	28,510	4,3071	98,919	560,000	N/C
Left Bot	0,489	DWAL10	174,021	-60,2761	870,130	560,000	0,664
Right Bot	0,000	DWAL5	33,392	6,8205	129,774	560,000	N/C

Figura 4.3.17. (b) Cumplimiento con índices D/C de la porción del muro más solicitada.

Se procuró realizar un diseño eficiente de manera que se facilite el armado en un proceso constructivo. A continuación se presenta el armado final del muro.



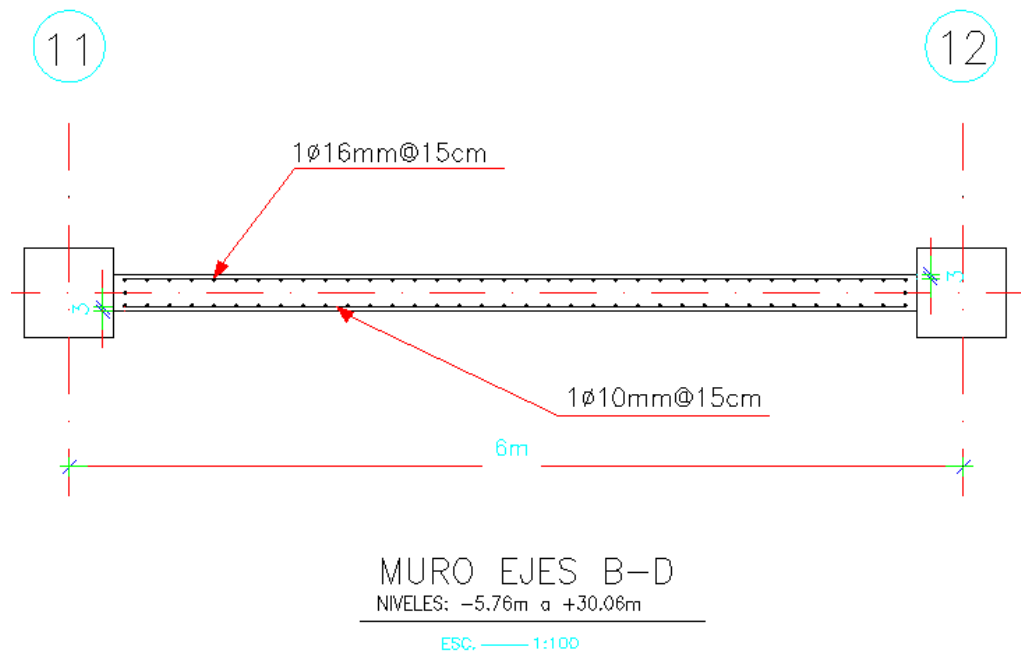


Figura 4.3.18. (c) Armado final del muro de corte.

4.3.4.4. DETERMINACIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

Los muros de corte se deben diseñar separadamente por nivel de entrepiso, donde se debe determinar los esfuerzos últimos para cada estado de carga como son P_u , M_u , V_u . Para el correcto diseño de la armadura de refuerzo, esta se la obtiene a partir de las cuantías para las combinaciones más críticas. La armadura longitudinal se obtiene a partir del diagrama de interacción, el mismo que ayuda a estimar los valores requeridos para el muro.

A continuación se presenta el refuerzo mínimo necesario para los muros de corte:

La cuantía mínima de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, es 0.0025

$$\frac{A_{cv}}{m} = 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 2500 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

El área de refuerzo longitudinal y transversal será:

$$\rho * A_{cv} = 0.0025 * 2500 \frac{\text{cm}^2}{m} = 6.25 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

$$A_s = 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Se escoge utilizar varillas $\Phi 10\text{mm}$, por lo tanto el espaciamiento será:

$$s = \frac{1.57 \frac{\text{cm}^2}{m}}{6.25 \frac{\text{cm}^2}{m}} = 0.25 \text{ m}$$

Por lo que se escoge un espaciamiento $s = 25 \text{ cm}$, valor que es menor al espaciamiento máximo establecido por el código.

4.3.4.5. DETERMINACIÓN DEL REFUERZO POR CORTANTE

Es necesario determinar la capacidad nominal cortante del muro de corte con el fin de determinar si es o no necesario colocar armadura de refuerzo por corte. Para ello se utiliza la siguiente expresión:

$$V_n = A_{cv} * (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n * f_y)$$

$$\alpha_c = 0.8$$

$$A_{cv} = 25 \text{ cm} * 600 \text{ cm} = 15000 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 1500 * (0.8 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} + 0.0025 * 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$V_n = 358.3 \text{ t}$$

4.4. ANÁLISIS DE REFORZAMIENTO EN COLUMNAS

Una vez que se ha realizado la inclusión de los muros de corte, es importante revisar que las secciones existentes, tanto de vigas como de columnas, tengan suficiente capacidad para soportar las nuevas cargas generadas por los muros de corte. Una gran ventaja que presenta el programa ETABS, es que este presenta la oportunidad de realizar dicho análisis ingresando la sección de cada elemento y su respectivo refuerzo.

A continuación se presenta el análisis de los pórticos del eje 11 y eje D, teniendo en cuenta que el análisis se realizó a cada uno de los pórticos que conforman el edificio:

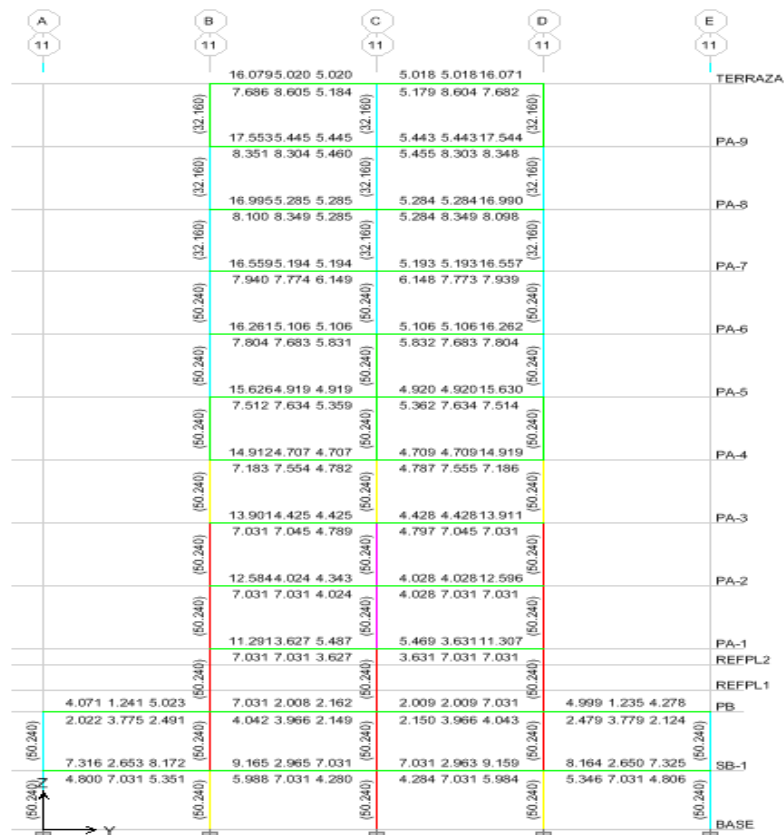


Figura 4.4.1. Análisis de columnas de eje 11 en edificio

Como se puede observar en la figura 4.4.1, las columnas ubicadas desde la planta PA-3 hasta el subsuelo SB-1, no son suficiente para soportar los nuevos esfuerzos que transmiten los nuevos muros de corte incluidos. Por esta razón es necesario realizar un reforzamiento en las columnas anteriormente mostradas. Este proceso se lo realizó aumentando la sección de hormigón de las columnas, las mismas que originalmente eran de 70x70 cm con un armado de $12\phi 22\text{ mm} + 4\phi 25\text{ mm}$, a una sección de 85x85 cm con un armado como se muestra en la figura 4.4.2.

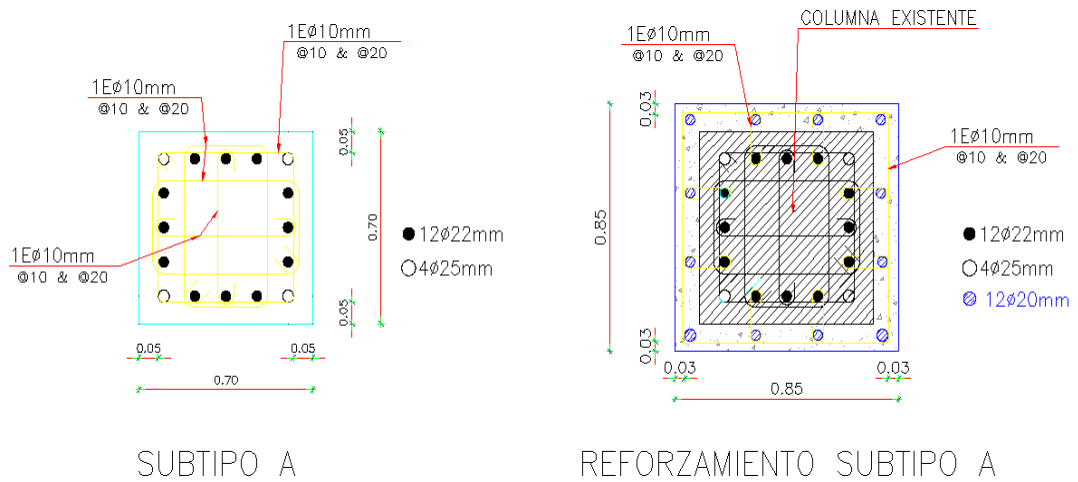


Figura 4.4.2. Columna existente y columna reforzada

Esta sección de reforzamiento se aplicará a las columnas ubicadas en B-11, C-3, C-4, C-5, C-6, C-8, C-9, C-10, C-11 y D-11, desde el subsuelo SB-1 a la planta PA-2.

Una vez que se ha aceptado este nuevo recrecido de hormigón y nuevas varillas, se procede a realizar un nuevo análisis con las nuevas secciones.

Las figuras 4.3.3 y 4.3.4. muestran el comportamiento del edificio con el nuevo reforzamiento:

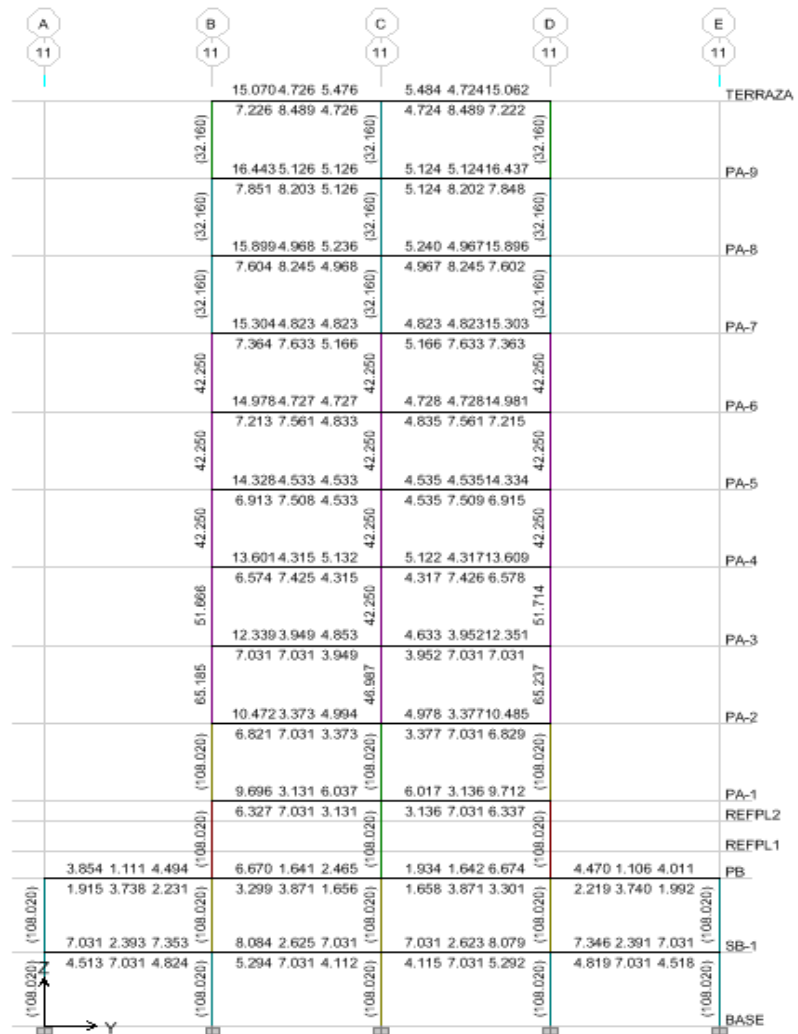


Figura 4.4.3. Análisis del pórtico 11

C	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	TERRAZA
		12 1453.857 7 128	7 613 3.819 12 020	7 802 3.832 12 085	7 897 3.743 11 769	5 285 2.261 6 999	12 303 3.907 7 855	7 633 3.829 12 054	7 897 3.821 12 028	7 466 3.807 2 311	5 850 4.747 5 141			
		5 675 5 045 4 663	4 974 7 833 5 830	5 159 7 656 5 939	5 155 7 787 5 859	5 283 7 878 5 897	5 096 7 571 5 729	4 987 7 807 5 850	5 155 7 675 5 830	4 881 7 786 5 932	4 747 8 109 7 258			
		12 010 4 086 6 570	7 403 3 961 12 445	7 305 4 007 12 646	7 200 4 037 12 710	5 454 5 454 17 892	11 883 3 778 8 142	7 300 3 965 12 500	7 303 4 016 12 673	6 756 4 170 13 180	5 170 5 170 16 694			PA-9
		6 231 7 852 4 504	4 840 7 759 6 020	4 796 7 714 6 108	4 710 7 781 6 138	5 454 8 057 8 395	5 839 7 604 5 312	4 631 7 746 6 043	4 776 7 720 6 121	4 425 7 759 6 381	5 170 8 086 7 919			
		12 343 3 916 7 207	7 319 3 968 12 517	7 314 4 017 12 679	7 202 4 016 12 674	5 400 5 400 17 394	11 693 3 695 8 423	7 306 3 983 12 565	7 285 4 021 12 691	6 771 4 162 13 163	5 270 5 004 16 231			PA-8
		5 967 7 866 4 772	4 786 7 776 6 048	4 781 7 714 6 123	4 711 7 776 6 121	5 400 8 019 8 280	8 839 3 571 5 491	4 777 7 768 6 070	4 784 7 723 6 129	4 434 7 803 6 348	5 004 8 003 7 754			
		11 180 3 592 6 445	6 445 3 748 11 729	6 445 3 795 11 883	6 445 3 785 11 850	5 294 5 294 16 916	10 352 3 325 7 387	6 445 3 761 11 773	6 445 3 788 11 893	6 445 3 946 12 381	4 945 4 945 15 716			PA-7
		6 445 7 200 4 021	3 826 7 163 6 445	3 809 7 078 6 445	3 785 7 051 6 445	5 646 7 403 8 096	6 445 6 884 4 825	3 788 7 143 6 445	3 708 7 089 6 445	3 946 7 180 6 445	5 067 7 455 7 553			
		10 822 4 470 6 500	6 445 3 744 11 815	6 445 3 825 11 981	6 445 3 831 12 001	5 210 5 210 16 616	9 941 3 198 7 743	6 445 3 797 11 859	6 445 3 830 11 987	6 445 3 884 12 504	4 800 4 800 15 527			PA-6
		6 445 7 146 4 272	3 843 7 165 6 445	3 825 7 087 6 445	3 831 7 143 6 445	5 490 7 397 8 966	6 445 6 861 5 087	3 787 7 130 6 445	3 830 7 085 6 445	3 894 7 175 6 445	4 933 7 443 7 467			
		10 307 3 311 6 992	6 445 3 754 11 751	6 445 3 797 11 890	6 445 3 798 11 892	5 041 5 041 16 040	9 565 3 081 8 103	6 445 3 768 11 788	6 445 3 801 11 901	6 445 3 942 12 387	4 750 4 750 14 888			PA-5
		6 445 7 106 4 586	3 828 7 137 6 445	3 806 7 078 6 445	3 795 7 132 6 445	5 057 7 351 7 702	6 231 6 832 5 258	3 806 7 122 6 445	3 800 7 086 6 445	3 942 7 159 6 445	4 750 7 407 7 218			
		9 819 3 160 7 482	6 445 3 721 11 644	6 445 3 780 11 789	6 445 3 787 11 793	4 861 4 830 15 327	9 173 2 959 8 478	6 445 3 731 11 673	6 445 3 784 11 783	6 445 3 864 12 268	4 799 4 537 14 343			PA-4
		6 392 7 058 4 900	3 894 7 110 6 445	3 879 7 088 6 445	3 815 7 08 6 445	4 830 7 317 3 74	5 981 6 805 5 538	3 891 7 099 6 445	3 865 7 074 6 445	3 894 7 140 6 445	4 537 7 352 8 919			
		8 598 7 787 7 366	7 031 3 570 11 107	7 031 3 588 11 167	7 031 3 559 11 072	4 695 4 526 14 235	8 229 2 668 8 217	7 031 3 575 11 123	7 031 3 584 11 152	6 920 3 940 11 335	4 522 4 211 13 109			PA-3
		5 624 7 031 4 832	3 842 7 031 7 031	3 832 7 031 7 031	3 804 7 031 7 031	4 526 7 031 7 031	5 383 7 031 5 380	3 977 7 031 7 031	3 925 7 031 7 031	3 840 7 031 7 031	4 211 7 031 7 031			
		7 256 2 363 7 031	6 396 3 083 8 541	6 357 3 109 8 626	6 270 3 119 8 687	4 564 3 769 11 753	7 031 2 481 7 621	6 395 3 088 9 559	6 536 3 114 9 640	6 123 3 180 9 852	4 350 3 623 11 279			PA-2
		4 781 7 031 4 511	3 185 7 031 6 228	3 146 7 031 6 282	3 119 7 031 6 302	3 813 7 031 7 031	4 398 7 031 5 022	3 185 7 031 6 239	3 136 7 031 6 291	3 180 7 031 6 436	3 623 7 031 7 031			
		7 031 2 362 7 223	6 711 3 016 8 327	6 641 3 041 9 406	6 559 3 065 9 463	4 906 3 548 11 031	7 031 2 543 7 624	6 687 3 021 9 346	6 623 3 044 9 418	6 421 3 088 9 559	4 965 3 421 10 625			PA-1
		4 583 7 031 4 740	3 319 7 031 6 091	3 285 7 031 6 142	3 245 7 031 6 171	3 546 7 031 7 031	4 300 7 031 5 127	3 312 7 031 6 103	3 276 7 031 6 150	3 177 7 031 6 239	3 427 7 031 6 918			REFPL2
		5 117 2 684 3 377	3 105 1 516 5 333	3 059 1 532 5 397	3 015 1 540 5 430	2 175 1 674 6 808	4 486 1 105 4 407	3 090 1 320 5 346	3 049 1 334 4 407	2 947 1 365 5 531	2 000 1 637 6 655			REFPL1
		1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	1 522 3 164 2 675	1 493 3 176 2 692	1 736 3 381 3 367	2 217 1 666 1 991	1 538 3 769 2 657	1 517 3 769 2 680	1 467 3 783 2 741	1 942 3 981 3 292			PE
		7 031 2 379 7 307	7 907 2 569 7 031	7 114 2 354 7 230	7 094 2 368 7 243	7 031 2 541 7 818	7 698 2 503 7 031	7 126 2 346 7 211	7 109 2 356 7 234	7 057 2 371 7 281	7 031 2 510 7 720			(020 800 000)
		4 505 7 031 4 794	5 181 7 031 4 234	4 869 7 031 4 744	4 657 7 031 4 753	4 206 7 031 5 023	5 046 7 031 4 373	4 677 7 031 4 732	4 687 7 031 4 747	4 633 7 031 4 778	4 351 7 031 5 040			(020 800 000)
		3 721 1 221 4 494	1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	2 537 3 716 1 680	2 175 1 674 6 808	4 486 1 105 4 407	3 090 1 320 5 346	3 049 1 334 4 407	2 947 1 365 5 531	2 000 1 637 6 655			(020 800 000)
		1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	1 522 3 164 2 675	1 493 3 176 2 692	1 736 3 381 3 367	2 217 1 666 1 991	1 538 3 769 2 657	1 517 3 769 2 680	1 467 3 783 2 741	1 942 3 981 3 292			(020 800 000)
		7 031 2 379 7 307	7 907 2 569 7 031	7 114 2 354 7 230	7 094 2 368 7 243	7 031 2 541 7 818	7 698 2 503 7 031	7 126 2 346 7 211	7 109 2 356 7 234	7 057 2 371 7 281	7 031 2 510 7 720			(020 800 000)
		4 505 7 031 4 794	5 181 7 031 4 234	4 869 7 031 4 744	4 657 7 031 4 753	4 206 7 031 5 023	5 046 7 031 4 373	4 677 7 031 4 732	4 687 7 031 4 747	4 633 7 031 4 778	4 351 7 031 5 040			(020 800 000)
		3 721 1 221 4 494	1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	2 537 3 716 1 680	2 175 1 674 6 808	4 486 1 105 4 407	3 090 1 320 5 346	3 049 1 334 4 407	2 947 1 365 5 531	2 000 1 637 6 655			(020 800 000)
		1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	1 522 3 164 2 675	1 493 3 176 2 692	1 736 3 381 3 367	2 217 1 666 1 991	1 538 3 769 2 657	1 517 3 769 2 680	1 467 3 783 2 741	1 942 3 981 3 292			(020 800 000)
		7 031 2 379 7 307	7 907 2 569 7 031	7 114 2 354 7 230	7 094 2 368 7 243	7 031 2 541 7 818	7 698 2 503 7 031	7 126 2 346 7 211	7 109 2 356 7 234	7 057 2 371 7 281	7 031 2 510 7 720			(020 800 000)
		4 505 7 031 4 794	5 181 7 031 4 234	4 869 7 031 4 744	4 657 7 031 4 753	4 206 7 031 5 023	5 046 7 031 4 373	4 677 7 031 4 732	4 687 7 031 4 747	4 633 7 031 4 778	4 351 7 031 5 040			(020 800 000)
		3 721 1 221 4 494	1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	2 537 3 716 1 680	2 175 1 674 6 808	4 486 1 105 4 407	3 090 1 320 5 346	3 049 1 334 4 407	2 947 1 365 5 531	2 000 1 637 6 655			(020 800 000)
		1 884 3 602 2 451	2 537 3 716 1 680	1 522 3 164 2 675	1 493 3 176 2 692	1 736 3 381 3 367	2 217 1 666 1 991	1 538 3 769 2 657	1 517 3 769 2 680	1 467 3 783 2 741	1 942 3 981 3 292			(020 800 000)
		7 031 2 379 7 307	7 907 2 569 7 031	7 114 2 354 7 230	7 094 2 368 7 243	7 031 2 541 7 818	7 698 2 503 7 031	7 126 2 346 7 211	7 109 2 356 7 234	7 057 2 371 7 281	7 031 2 510 7 720			(020 800 000)
		4 505 7 031 4 794	5 181 7 031 4 234	4 869 7 031 4 744	4 657 7 031 4 753	4 206 7 031 5 023	5 046 7 031 4 373	4 677 7 031 4 732	4 687 7 031 4 747	4 633 7 031 4 778	4 351 7 031 5 040			(020 800 000)

Figura 4.4.4. Análisis del pórtico C

Definidas las secciones y el tipo de refuerzo que se va a aplicar a dichas columnas, se vuelve a correr el programa para el respectivo análisis, donde se demuestra que las secciones propuestas son las adecuadas para resistir las nuevas solicitaciones:

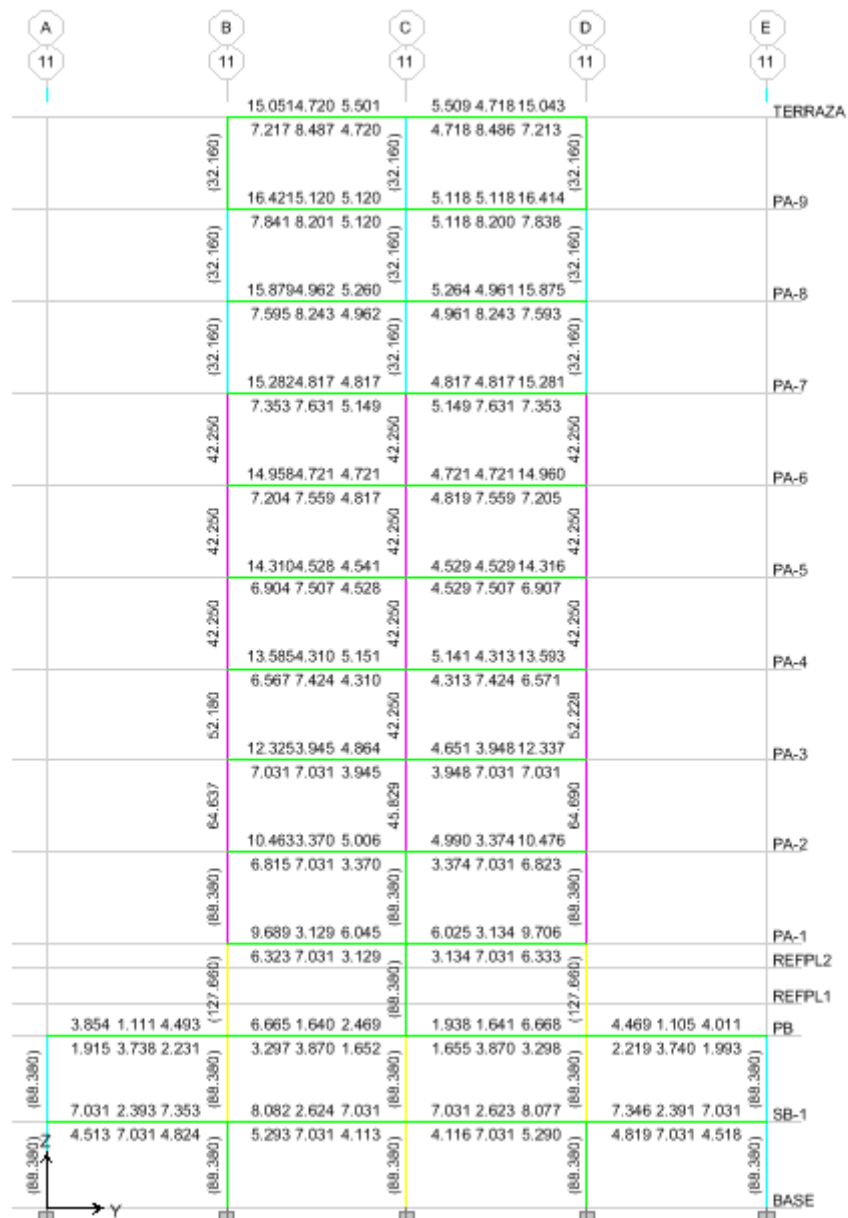


Figura 4.4.7. Análisis del pórtico C – Reforzamiento final

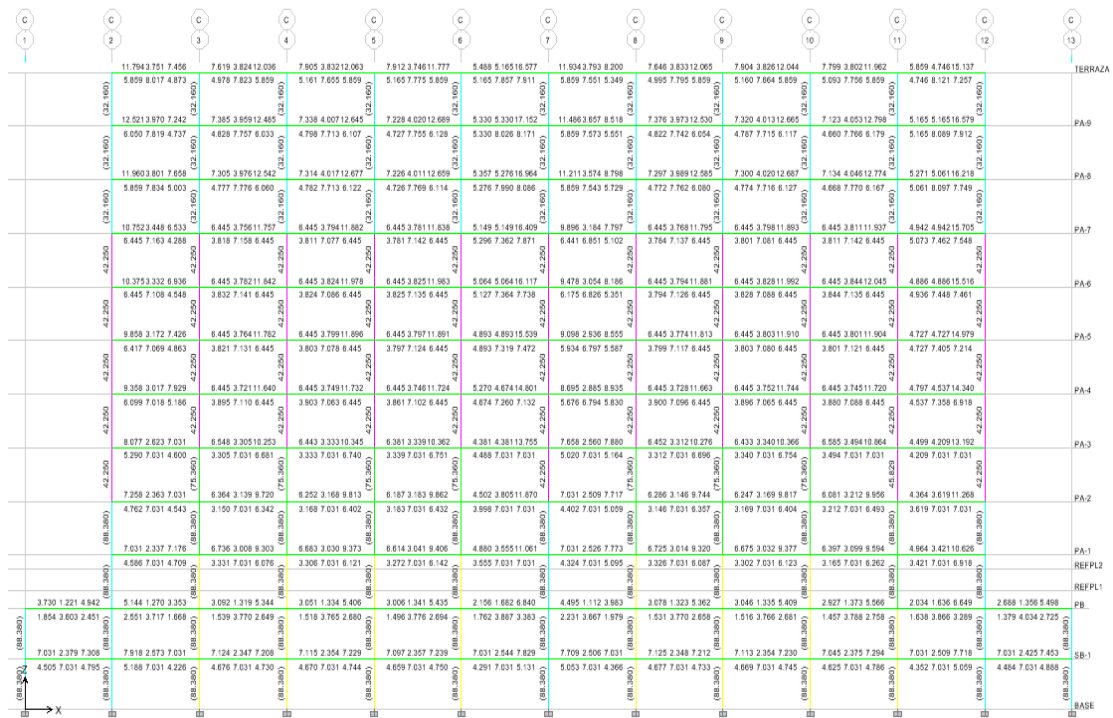


Figura 4.4.8. Análisis del pórtico 11 – Reforzamiento final

En las figuras 4.4.7 y 4.4.8., se puede observar que ninguna sección se encuentra en color rojo, es decir todas las secciones se encuentran por debajo del límite de eficiencia de 0.95. De esta manera el edificio puede resistir las nuevas cargas proporcionadas por los muros de corte y sus esfuerzos correspondientes. Como se mencionó anteriormente este análisis se realizó para cada pórtico y para cada columna.

4.5. ANÁLISIS DE REFORZAMIENTO EN VIGAS

Una vez que se ha realizado la inclusión de los muros de corte y el reforzamiento de las columnas mencionadas anteriormente, es importante revisar que las secciones existentes de vigas, tengan suficiente capacidad

para soportar las nuevas cargas generadas por los muros de corte y las columnas. Una gran ventaja que presenta el programa ETABS, es que este presenta la oportunidad de realizar dicho análisis ingresando la sección de cada elemento y su respectivo refuerzo.

A continuación se presenta la elevación del pórtico 11, donde se observa que el armado requerido en cada viga es suficiente al que se ha provisto al edificio, teniendo en cuenta que este análisis se realizó para cada uno de los pórticos y vigas que forman parte de la estructura.

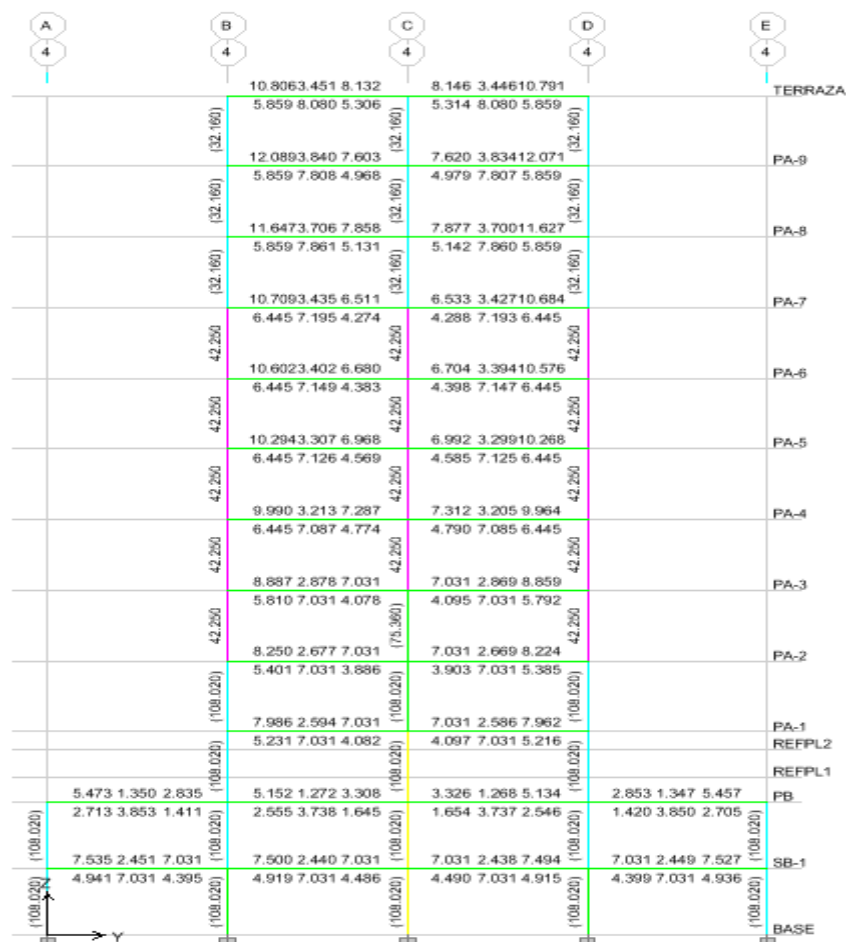


Figura 4.5.1. Análisis de vigas – Pórtico 11

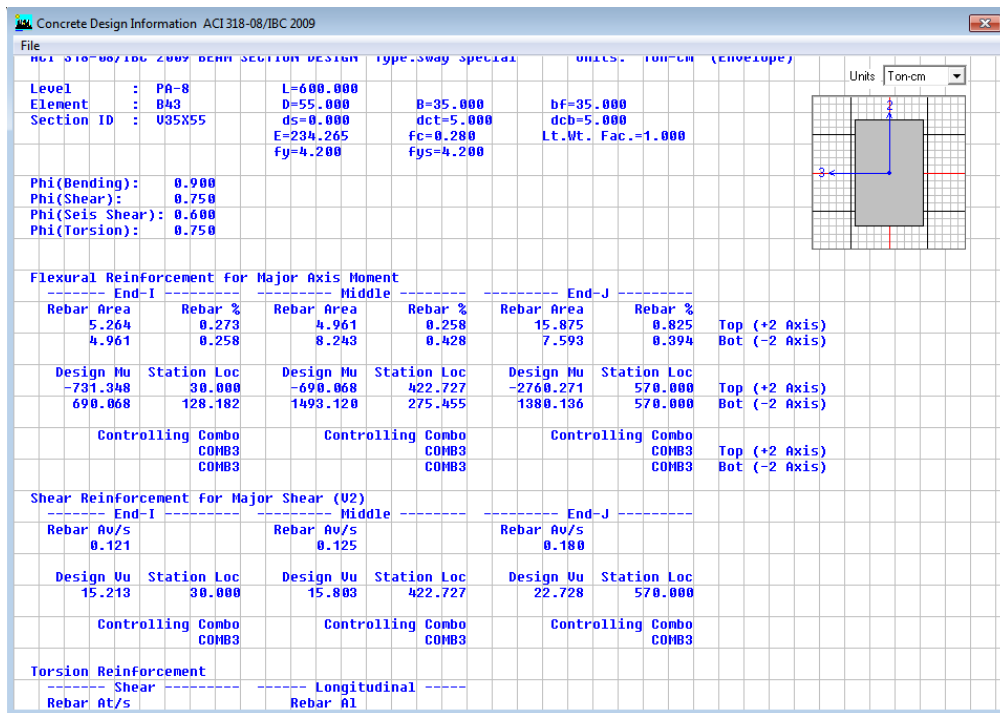


Figura 4.5.2. Resumen de viga 35x55

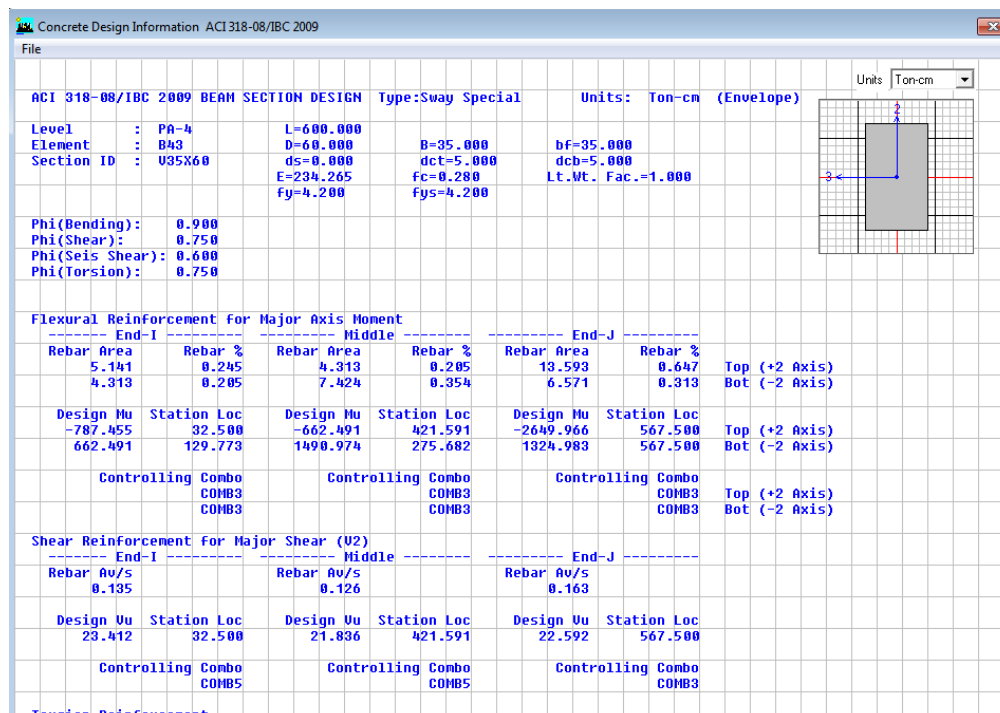


Figura 4.5.3. Resumen de viga 35x60

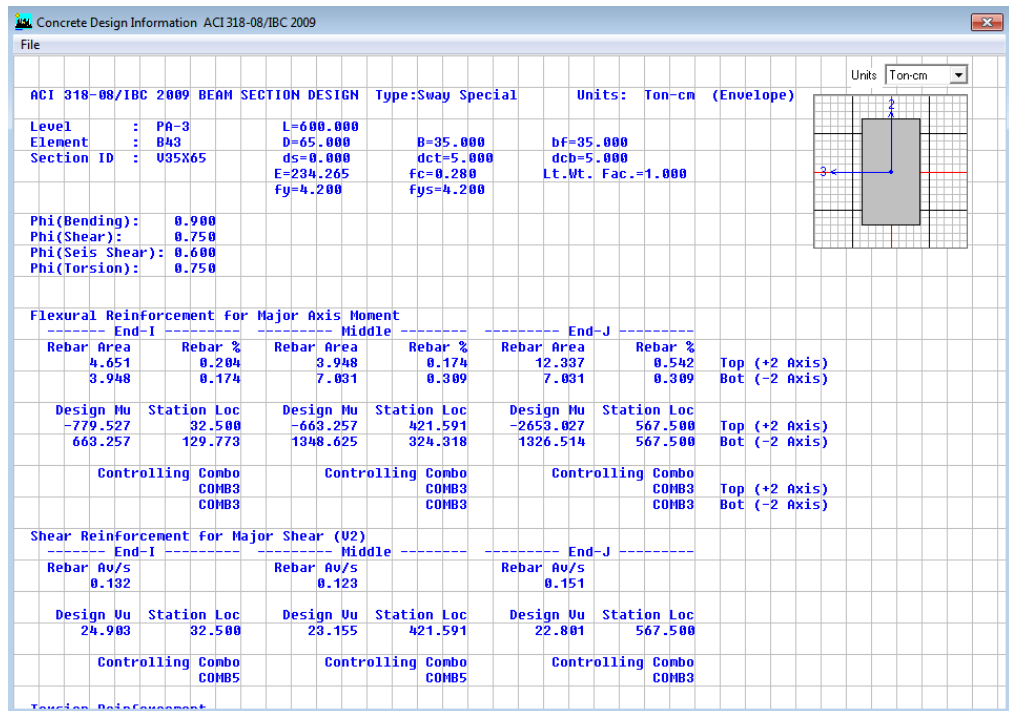


Figura 4.5.4. Resumen de viga 35x65

Las figuras 4.3.9, 4.3.10, y 4.3.11 muestran las características de diseño para los tres tipos de vigas existentes en el edificio. En estos cuadros se observan los momentos de diseño, así como también el cortante de diseño para cada sollicitación de carga en la estructura. Se observa claramente luego de haber realizado el análisis estructural correspondiente para cada elemento, que la armadura y las secciones provistas originalmente son suficientes y atienden a las sollicitaciones del edificio, por lo que no será necesario realizar un reforzamiento de las vigas del mismo.

De igual manera se realizará el análisis de vigas correspondientes al pórtico C, reconociendo que como se mencionó anteriormente, este análisis se realizó para cada uno de los elementos (vigas) del edificio.

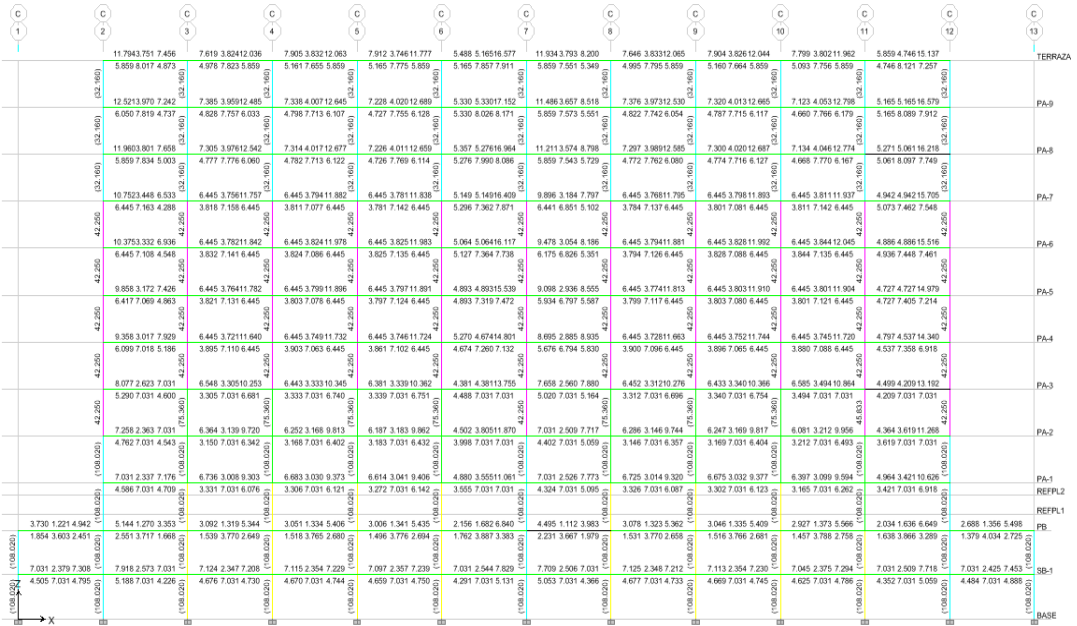


Figura 4.5.6. Análisis de vigas – Pórtico C

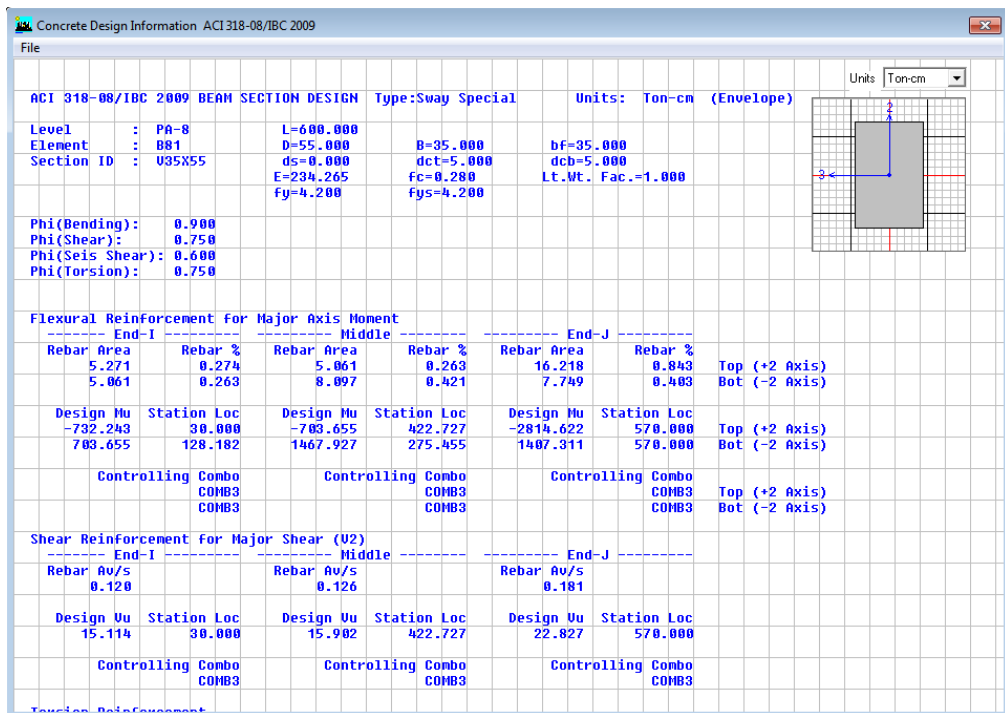


Figura 4.5.7. Resumen de viga 35x55

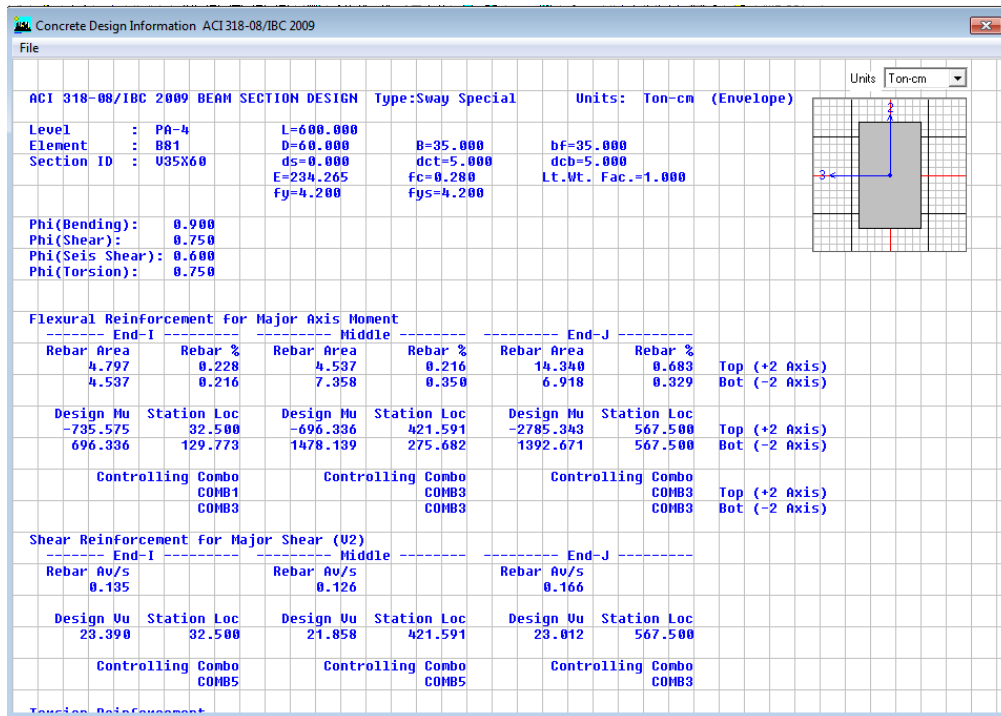


Figura 4.5.8. Resumen de viga 35x60

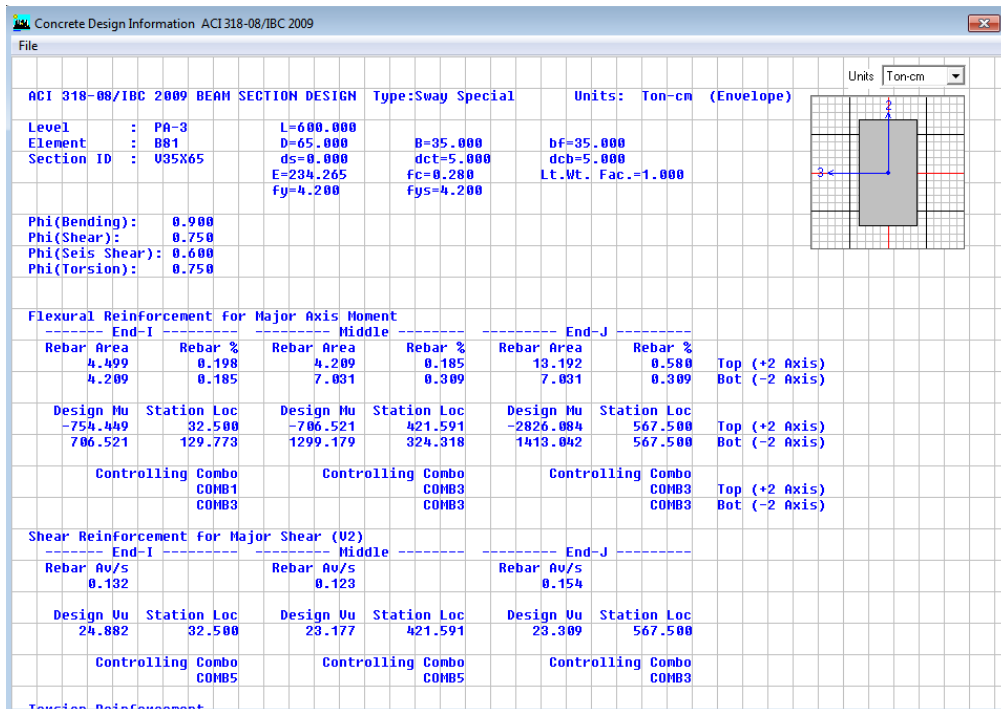


Figura 4.5.10. Resumen de viga 35x65

Las figuras 4.5.9, 4.5.10, y 4.5.11 muestran las características de diseño para los tres tipos de vigas existentes en el edificio. En estos cuadros se observan los momentos de diseño, así como también el cortante de diseño para cada solicitación de carga en la estructura y sus respectivos esfuerzos nominales. Se observa claramente luego de haber realizado el análisis estructural correspondiente para cada elemento, que la armadura y las secciones provistas originalmente son suficientes y atienden a las solicitaciones del edificio, por lo que no será necesario realizar un reforzamiento de las vigas del mismo. Sin embargo es importante saber cuánta resistencia adicional provee el sistema de fibras de carbono en elementos reforzados. Algunos fabricantes de este tipo de sistemas FRP han realizado pruebas para estimar el aumento de resistencia que se logra colocando las fibras de carbono; como es el caso del sistema proporcionado por SIKa, el SIKa Carbodur que consiste en láminas de fibras de carbono. Donde se demostró que dos elementos idénticos, el uno sin reforzamiento y el otro con reforzamiento del sistema SIKa CARbodur, fueron sometidos a diferentes cargas hasta llegar a la falla de cada elemento. En la figura 4.5.11. se puede observar de manera gráfica la relación entre los dos sistemas

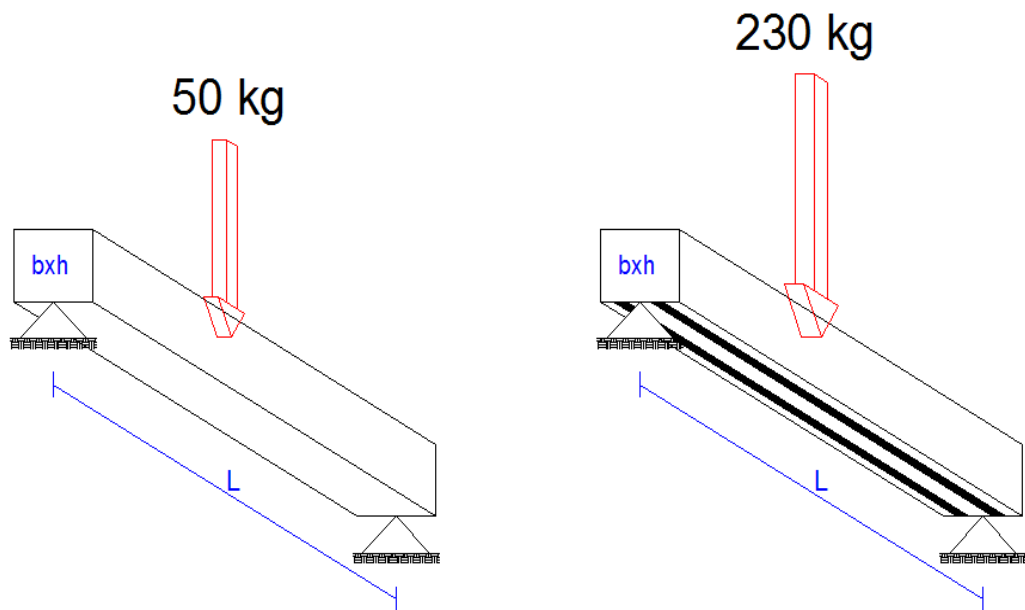


Figura 4.5.11. Representación gráfica de experimento SIKA Carbodur

Momento interno sin fibras de carbono:

$$M_1 = \frac{P * L}{4}$$

$$M_1 = \frac{50 * L}{4}$$

$$M_1 = 12.5 L$$

Momento interno sin fibras de carbono:

$$M_2 = \frac{P * L}{4}$$

$$M_2 = \frac{230 * L}{4}$$

$$M_2 = 57.5 L$$

Relación entre momentos resistentes:

$$r = \frac{M_2}{M_1}$$

$$r = \frac{57.5 L}{12.5 L}$$

$$r = 4.6$$

Donde:

r: Relación entre momentos

M1: Momento resistente sin fibras de carbono.

M2: Momento resistente con fibras de carbono

Con esta relación se puede demostrar que el sistema de reforzamiento SIKACARBODUR provee una resistencia extra de 4.6 veces al elemento estructural, demostrando así que la aplicación de este tipo de reforzamiento es bastante efectivo, teniendo en cuenta además que este tipo de sistemas son de fácil colocación y no demanda mayor tiempo en obra.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Una modificación estructural puede representar el sometimiento a solicitaciones para las cuales una estructura no está preparada, ya que en principio las estructuras son diseñadas para usos específicos, necesarios de cada proyecto. Por lo tanto, la evaluación de estructuras se convierte en una necesidad o un paso imprescindible previo a cualquier tipo de modificación estructural.
- La inspección visual es un paso fundamental al momento de realizar una evaluación estructural, pues esta proporciona datos más reales, tangibles y medibles de la situación en la que se encuentra el edificio. Esta complementa la información obtenida en planos existentes y ayuda al evaluador a tener una mayor noción y seguridad en la toma de decisiones en caso de requerirse un reforzamiento estructural. La información en planos y datos históricos generalmente no son suficientes para realizar una evaluación estructural completa y fiable. Por lo tanto se requiere realizar una inspección visual para definir qué tipos de ensayos se requiere en función de la información que se desea obtener. Estos ensayos pueden ser destructivos como es el caso de la extracción de núcleos, y no destructivos como es el caso del martillo esclerométrico, pachometría entre otros.
- Una evaluación estructural tiene tres posibles resultados: La resistencia de diseño excede a la requerida por las cargas mayoradas; la resistencia de diseño es menor a la requerida por las cargas mayoradas, pero mayor a las

de servicio, sin embargo se puede restringir el uso de la estructura limitándola a solicitaciones menores; y la resistencia de diseño del edificio es menor a la requerida por las cargas de servicio.

- Por naturaleza, las estructuras tienen mayor facilidad para soportar cargas verticales. Por lo que los muros de corte al presentar alta resistencia a solicitaciones horizontales son una gran ayuda y complemento para las estructuras.
- Los muros de corte aumentan la rigidez de la estructura, por lo tanto disminuyen los desplazamientos laterales de la misma. Es por esto que los muros de corte son una buena solución para disminuir las derivas de piso. Tal como se pudo observar en el ejemplo del edificio reforzado en el Capítulo IV. La ubicación de los muros de corte juega un papel fundamental en el comportamiento estructural debido a que estos son parte del sistema de rigidez, alterando así la posición del centro de rigidez de la estructura. Esto puede provocar excentricidades con respecto al centro de masas de la estructura y por ende la aparición de torsión en planta al momento que se aplican fuerzas laterales.
- La inclusión de muros de corte puede alterar el diseño arquitectónico, de manera que el ingeniero estructural debe buscar la forma más adecuada de colocarlos tomando en cuenta todos los criterios necesarios para afectar lo menos posible dicho diseño sin afectar el comportamiento sísmico de la estructura. Sin embargo en edificios de gran altura, lo que debe prevalecer es la seguridad de los mismos, por lo que el criterio del ingeniero estructural deberá ser dominante al momento de tomar las decisiones del reforzamiento.

- El período de vibración de la estructura que se analizó antes de implementar los muros de corte fue de 1,114 seg, y una vez que se colocaron los muros de corte, el período de vibración se redujo a 0.835 seg. Por lo tanto se demuestra que incluir muros de corte disminuye el período de vibración de las estructuras. Es importante mencionar que el período de vibración de la estructura también depende del tipo de suelo donde se encuentra cimentada dicha estructura.
- El edificio analizado en este documento presenta derivas de piso máximas $\Delta x=0,044$ y $\Delta y=0,0582$. Sin embargo el Código Ecuatoriano de la Construcción, establece que la máxima deriva de piso (Δm) no será mayor a 0,020. Una vez que se incluyeron los muros de corte, las derivas correspondientes disminuyeron a $\Delta x=0,014$ y $\Delta y=0,005$. Demostrándose que los muros de corte disminuyen los desplazamientos laterales de la estructura.
- Al realizar el análisis estático no lineal (PUSHOVER) del edificio antes del reforzamiento, se obtuvo un cortante basal de 593,16 t para el sentido X con un desplazamiento máximo de 20 cm y un cortante basal de 412,62 t con un desplazamiento de 28,2 cm en el sentido Y. Una vez que se incluyeron los muros de corte, el análisis demostró que para el sentido X se obtuvo un cortante basal de 2928,37 t con un desplazamiento de 11,6 cm, y para el sentido Y un cortante basal de 5318,14 t con un desplazamiento máximo de 7,5 cm. Lo que demuestra que la inclusión de muros de corte mejora la respuesta de la estructura dentro del rango elástico, siendo capaz de soportar mayores cargas.
- El programa ETABS es una herramienta que permite evaluar el comportamiento del edificio variando la posición de los muros. Así mismo

permite modificar las propiedades físicas y geométricas de los muros. Por lo tanto, el ETABS permite decidir cuál es la mejor alternativa para la inclusión de muros de corte en una estructura mediante procesos iterativos, como es el caso tratado en este documento.

- En el modelado de la estructura con el programa ETABS, se verificó que todos los elementos constituyentes de la misma tengan un comportamiento adecuado frente a todas las cargas aplicadas como los son carga viva, muerta, peso propio y cargas sísmicas. Para ello se verificó que los índices Demanda/Capacidad sean satisfactorios.
- La inclusión de nuevos elementos a una estructura significa generar mayores cargas a la misma, en especial carga muerta, lo que genera mayores cargas verticales a las columnas. En el edificio analizado, ciertas columnas no fueron suficientes para soportar las nuevas cargas, por lo que fue necesario implementar un reforzamiento de las mismas con recrecido de hormigón y acero adicional. Mediante el programa ETABS se pudo determinar el sobreesfuerzo de las columnas, así como también comprobar que el reforzamiento expuesto fue suficiente. Las columnas que se reforzaron son: B-11 y D-11 aumentado la sección de hormigón de 70x70 cm con un armado de 4 Φ 25 mm + 12 Φ 22 mm a una sección de 85x85 cm con armado adicional de 12 Φ 25 mm, desde la base hasta la PA-3 ;y las columnas C-3, C-4, C-5, C-6, C-8, C-9, C-10 aumentado la sección de hormigón de 65x65 cm con un armado de 4 Φ 25 mm + 12 Φ 22 mm a una sección de 80x80 cm con armado adicional de 12 Φ 18 mm desde la base hasta la PA-3.
- En casos donde la arquitectura del proyecto no permite la inclusión de nuevos elementos a la estructura, los sistemas FRP de fibras de carbono

son una gran ayuda para mitigar los daños producidos y reforzar así dicha estructura sin alterar los espacios y alturas necesarios para brindar servicio a los ocupantes de la misma. Sin embargo, este tipo de reforzamiento presenta desventajas como son el costo y la exposición al fuego.

5.2. RECOMENDACIONES

- Solicitar al propietario del inmueble toda la información disponible como son planos estructurales, memorias técnicas, resultados de ensayos de materiales, libros de obra, documentación, fotografías. En caso de que el propietario no pueda proporcionar dicha información, acudir al Municipio de la zona donde se encuentra el proyecto.
- En proyectos nuevos se debe conservar todos los registros de obra, planos arquitectónicos y estructurales, información de: diseño, construcción, materiales, etc., de manera que si se requiere realizar ampliaciones o se presenten fallas estructurales en el futuro, se pueda facilitar el análisis respectivo.
- Las muestras extraídas de la estructura deben ser obtenidas, transportadas y manipuladas apropiadamente bajo las normas vigentes. Si los ensayos no se ejecutan inmediatamente, las muestras deben ser conservadas adecuadamente y bajo norma.
- El técnico o profesional especializado, encargado de realizar la toma de muestras y ejecución de ensayos, debe tener la suficiente experiencia, de manera que los resultados reflejen parámetros confiables para el análisis de la estructura investigada.

- Los ensayos destructivos de los elementos estructurales deben realizarse en las secciones no críticas para no afectar a la estructura, y estos deben ser reparados inmediatamente de manera que no existan daños en dichos elementos.
- Si los resultados de laboratorio no son confiables, se debe recurrir a una prueba de carga en la estructura.
- En caso de que el análisis demuestre que la estructura no cumple con lo establecido al código con el que fue diseñado y no sea factible realizar un reforzamiento, se debe aliviar la estructura retirando cargas o cambiar su uso a otro menos exigente.
- Es recomendable ubicar los muros de corte en la periferia del edificio y simétricamente. Esto con el fin de obtener un mejor comportamiento ante fuerzas sísmicas y evitar torsión en planta.
- Se recomienda no rigidizar demasiado a una estructura, debido a que mientras más deformable es una estructura absorbe más energía de sismos. Si se rigidiza demasiado a una estructura, esta se vuelve frágil. Este es un criterio que se debe tomar en cuenta al momento de la inclusión de muros de corte en una estructura, controlando que la estructura no se deforme demasiado.
- Es recomendable determinar qué partes de una estructura están a compresión y cuáles a tracción cuando se va a aplicar un reforzamiento de fibras ya que se tiene una amplia incertidumbre acerca del comportamiento de los sistemas FRP en compresión.
- El almacenamiento de los componentes que forman los sistemas de fibras de carbono, son de gran importancia para su comportamiento, por lo que es

muy importante seguir las recomendaciones e instrucciones de cada fabricante para su almacenamiento.

- Se recomienda utilizar los sistemas FRP de fibras de carbono en elementos sujetos esencialmente a flexión como son vigas y losas, debido a su gran comportamiento a la tensión. En el caso de columnas, se recomienda recurrir al método de recrecido de hormigón o encamisado de acero.
- En caso de reforzamiento con sistema FRP de fibras de carbono, se recomienda tener un sistema contra incendios adecuado, debido a que los componentes del sistema son inflamables.

CAPÍTULO VI

BIBLIOGRAFÍA

- FERGUSON, Phil M., “TEORÍA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO”, 6^{ta} Edición, Editorial C.E.C.S.A, México, 1977.
- Guerra A,M; Chacón S,D. 2010. “Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el Programa ETABS”, Quito,EC.
- ACI Committee 347R-03, “Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings” (ACI 347R-03), American Concrete Institute, 2003.
- ACI 318S-08, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”
- ACI 318S-11, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”
- ACI Committee 440.2R, “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for strengthening Concrete Structures” (ACI 440.2R-08), American Concrete Institute, 2008.
- ACI Committee 229.2R, “Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures” (ACI 229.2R-98),1998
- ACI Committee 201.1R, “Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service”. (ACI 201.1R-08), 2008.
- CEC 2001, “Código Ecuatoriano de la Construcción”.
- ACI Committee 364.1R-94, “Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation” (ACI 364.1R-94), 1994.

- Cueva Alejandro; Gonzales Daniel, “Diseño por desempeño de Edificaciones en Hormigón Armado con Muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando el programa ETABS”, Sangolquí, 2013.
- Cabezas Manolo, Subía Luis, “Análisis de las técnicas no destructivos (END) en estructuras de hormigón armado”, Sangolquí, 2013
- Julio Montenegro Bambini, “Ensayos de carga en estructuras”,
<http://civilgeeks.com/2011/10/13/los-ensayos-de-carga-en-estructuras/>(junio 2013).
- <http://212.128.130.23/eduCommons/enseanzas-tecnicas/materiales-ii/contenidos/HORMIGON%20IE.pdf>, (junio 2013)
- <http://www.ingenieracivil.com/2007/12/la-trabajabilidad-o-docilidad-del.html>, (junio 2013)
- http://www.construmatica.com/construpedia/Hormig%C3%B3n:_Propiedades s (junio 2013)
- <http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019815/> (junio 2013)
- http://www.paymacotas.com/index.mv?auscultaciones_y_patologias (junio 2013)
- <http://www.gisiberica.com/escler%F3metros/ec007.htm>
- <http://publiespe.espe.edu.ec/librosvirtuales/hormigon/temas-de-hormigon-armado/hormigon03.pdf> (junio 2013)
- <http://www.acerosarequipa.com/maestro-obra/boletin-construyendo/edicion-15/edicion-15capacitandonos-muros-de-concreto-armado.html> (junio 2013)
- <http://www.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas> (junio 2013)
- <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=25> (junio 2013)
- <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=355246> (junio 2013)

- http://www.iesbahia.es/departamentos/Tecnologia/estructuras/centro_de_gravedad.html (junio 2013)
- <http://ingcivil.org/como-evitar-los-momentos-torsionales-en-los-edificios/> (junio 2013)
- <http://helid.digicollection.org/en/d/Js8287s/6.6.2.html> (julio 2013)
- <http://www.civil.cicloides.com/muros/4.5.1/> (julio 2013)
- <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6273/1/AC-CIVIL-038886.pdf>
- <http://laboratorioestructurasunivalle.blogspot.com/2012/02/12-estructura-torsion-por-asimetria-de.html> (julio 2013)
- <http://www.civil.cicloides.com/muros/4.5.4/> (julio 2013)
- http://www.normaconstruccion.ec/Capitulos_descargas/NEC2011-CAP4-ESTRUCTURAS%20DE%20HORMIGON%20ARMADO-2013.pdf (julio 2013)
- <http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/Capitulo06.pdf> (julio 2013)
- http://www.constructalia.com/espanol/rehabilitacion_con_acero/iii_tecnicas_de_refuerzo_de_vigas (agosto 2013)
- <http://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/12070/Refuerzo%20de%20vigas%20de%20hormig%C3%B3n%20mediante%20recrecido%20de%20hormig%C3%B3n%20armado%20en%20un%20%C3%A1tico%20de%20vivienda.pdf?sequence=1> (agosto 2013)
- <http://es.scribd.com/doc/134054567/Evaluacion-de-Edificios-04-Rehabilitacion> (agosto 2013)

ANEXOS

ANEXO A

SIKA CARBODUR

ANEXO B

PLANOS ESTRUCTURALES

EXISTENTES DEL EDIFICIO

ANEXO C

TABLAS CEC 2001