



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**TEMA: REFORZAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA
CON ASENTAMIENTOS**

AUTOR: NAVAS JAYA, BYRON JAVIER

DIRECTOR: ING. PRO, ERNESTO

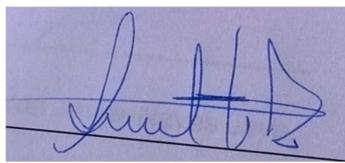
CODIRECTOR: ING. BONIFAZ, HUGO

SANGOLQUÍ

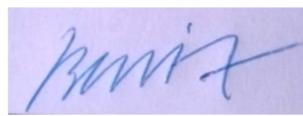
2015

CERTIFICADO

Certificamos que el presente proyecto titulado “Reforzamiento de una estructura metálica con asentamientos”, fue desarrollado en su totalidad por el Sr. Byron Javier Navas Jaya, bajo nuestra dirección.

A rectangular box containing a handwritten signature in blue ink. The signature is stylized and appears to be 'Ernesto Pro'.

Ing. Ernesto Pro

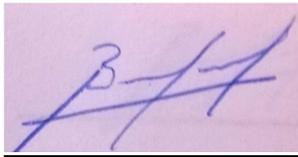
A rectangular box containing a handwritten signature in blue ink. The signature is stylized and appears to be 'Hugo Bonifaz'.

Ing. Hugo Bonifaz

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

El presente proyecto titulado “Reforzamiento de una estructura metálica con asentamientos”, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado el derecho intelectual de terceros considerándolos en citas a pie de página y como fuentes en el registro bibliográfico.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance del proyecto en mención.

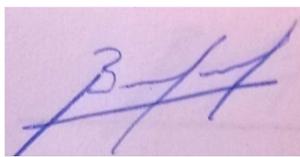
A handwritten signature in blue ink on a light pink background. The signature is stylized and appears to be 'B. Navas'.

Byron Javier Navas Jaya

AUTORIZACIÓN

Yo, Byron Javier Navas Jaya, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE" a publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo "Reforzamiento de una estructura metálica con asentamientos", cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Junio de 2015



Byron Javier Navas Jaya

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de tesis a mi madre Nancy, por haberme dado la vida y todo lo que soy es gracias a ella. A mi hermana Anita, por su apoyo incondicional en todas las situaciones de la vida.

A mi familia y amigos que han sido mi apoyo a lo largo de mis años de estudio.

BYRON JAVIER NAVAS JAYA

AGRADECIMIENTO

Deseo agradecer a Dios por ser el que guía mi camino, que por su gracia y su bendición he podido salir adelante en mis estudios y en mi vida. Él es el verdadero autor de este trabajo.

A mi madre, Nancy, le agradezco por haberme dado todo en la vida, por ser mi ejemplo de honradez, porque siempre ha sabido apoyarme en cualquier condición en que nos encontremos y por sacar siempre adelante a nuestra familia con trabajo fuerte y dedicación.

A mi hermana Anita, por ser una parte muy importante de mi vida, por ser mi mejor amiga y apoyarme incondicionalmente en toda circunstancia.

A mi Director de tesis, Ing. Ernesto Pro, por haberme ayudado a realizar este trabajo, por el tiempo que dedicó a que este trabajo sea un éxito, y por nunca negarse a ayudarme en cualquier problema que tenga.

A mi codirector de tesis, Ing. Hugo Bonifaz, por su ayuda y por estar siempre pendiente de mi avance en este proceso, por haberme tendido una mano de ayuda cuando más lo necesité, que me ha enseñado además de la ciencia a ser una excelente persona.

A mis profesores especialmente a los Ingenieros Jorge Zúñiga, Eugenio Villacís, Eduardo Carrión, que a lo largo de mis estudios han sabido darme su apoyo, y que sin ningún recelo han sabido ayudarme y compartir su conocimiento.

A mi familia por darme esas palabras de aliento siempre en todas las situaciones, esperando a poder concluir esta etapa con todo éxito.

A mi gran compañero y amigo, Diego Proaño, por ofrecerme su ayuda incondicional en cualquier situación que esté pasando.

A mis amigos que durante todos estos años han sido un soporte en este largo caminar.

A mis hermanas y hermanos del Movimiento de la Renovación Carismática Católica, por sus constantes oraciones para que este proceso salga de la mejor manera, y por haberme ayudado a crecer espiritualmente.

Al Ing. Luis Burbano y todo el personal de OBRACIV Cía. Ltda., por abrirme las puertas hacia el mundo profesional.

BYRON JAVIER NAVAS JAYA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICADO.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. MECÁNICA DE SUELOS	1
1.1.1. Consolidación de suelos	1
1.1.2. La problemática de los suelos blandos	2
1.1.3. Geofísica de refracción	3
1.1.4. Esfuerzos admisibles	4
1.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	6
1.2.1. Determinación y análisis de cargas.....	6
1.2.2. Sistemas de piso.....	7
1.3. ESTRUCTURAS DE ACERO	8
1.3.1. Características del material.....	8
1.3.2. Tipos de acero estructural.....	8
2. LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN.....	10
2.1. IDENTIFICACIÓN DEL SECTOR	10

2.2.	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN OFICIAL EXISTENTE.....	10
2.3.	COMPILACIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	11
2.4.	CARACTERIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	14
2.5.	IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	25
2.6.	DETERMINACIÓN DE CARGAS.....	27
3.	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL	29
3.1.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	29
3.2.	MODELAMIENTO EN COMPUTADOR DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL	45
3.3.	MODELAMIENTO EN COMPUTADOR DE LA ESTRUCTURA CON ASENTAMIENTOS	46
3.4.	PROCESAMIENTO DE RESULTADOS	47
3.4.1.	Resultados de la estructura original (sin asentamientos).....	47
3.4.2.	Resultados de la estructura original (con asentamientos).....	56
4.	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON REFORZAMIENTOS .	71
4.1.	CÁLCULO DE SECCIONES REFORZADAS	72
4.2.	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE REFORZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	98
4.3.	DETERMINACIÓN DEL TIPO DE REFORZAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA.....	99
5.	ANÁLISIS ECONÓMICO.....	104
5.1.	Presupuesto para la alternativa de diseño.....	104
5.2.	Proceso constructivo.....	104
6.	CONCLUSIONES.....	106
	BIBLIOGRAFÍA.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Propiedades de aceros estructurales.....	9
Tabla 2-1. Capacidad portante del suelo	13
Tabla 2-2. Niveles de Losas de la estructura.....	14
Tabla 2-3. Ubicación de las vigas.	18
Tabla 2-4. Ubicación de columnas.....	24
Tabla 3-1. Cargas y momentos nominales balanceados	33
Tabla 3-2. Resistencia al corte de columnas	33
Tabla 3-3. Esfuerzos para el sistema de Entrepiso.....	41
Tabla 3-4. Resistencia de conectores q.....	42
Tabla 3-5. Distribución de la tabla de análisis de columnas	48
Tabla 3-6. Cuadro de Análisis de columnas	50
Tabla 3-7. Distribución del cuadro de análisis de vigas metálicas	52
Tabla 3-8. Cuadro de análisis de vigas.....	54
Tabla 3-9. Cuadro de análisis de vigas estructura asentada	65
Tabla 3-10. Cuadro de análisis de columnas estructura asentada	67
Tabla 4-1. Distribución del cuadro de análisis y diseño de columnas.....	79
Tabla 4-2. Cuadro de análisis de columnas bloque F2.....	83
Tabla 4-3. Esfuerzos en correas con nueva sección	86
Tabla 4-4. Distribución del cuadro de reforzamiento de vigas	91
Tabla 4-5. Cuadro de diseño de reforzamientos en vigas.....	95
Tabla 5-1. Presupuesto para la alternativa de diseño.....	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Componentes del equipo de medición.....	4
Figura 2-1. Ubicación Bloque F-G, conjunto Cumbres de Quitumbe	10
Figura 2-2. Ubicación de los puntos de estudio.	12
Figura 2-3. Análisis en la Av. Cóndor Ñan	12
Figura 2-4. Análisis de la calle Huaira.....	13
Figura 2-5. Ubicación de los bloques en la edificación.	15
Figura 2-6. Ubicación de los ejes.....	16
Figura 2-7. Cortes	17
Figura 2-8. Viga 100	18
Figura 2-9. Viga 101, 103	19
Figura 2-10. Viga 102	19
Figura 2-11. Viga 110, 116	20
Figura 2-12. Viga 111, 115	20
Figura 2-13. Viga 113	21
Figura 2-14. Viga 114	21
Figura 2-15. Viga 117, 118	22
Figura 2-16. Columna 400x300x3mm.....	23
Figura 2-17. Columna 400x300x4mm.....	23
Figura 2-18. Columna 200x200x3mm.....	23
Figura 2-19. Columna 200x200x4mm.....	24
Figura 2-20. Detalle de Loseta.....	25
Figura 2-21. Ubicación de los asentamientos	26
Figura 3-1. Diagrama de Deformaciones y fuerzas en la columna sentido 2-2	29
Figura 3-2. Diagrama de fuerzas y deformaciones en columnas sentido3-3	31
Figura 3-3. Nomenclatura para perfiles metálicos tipo I.....	34
Figura 3-4. Detalle de unión viga-loseta	35
Figura 3-5. Sección para análisis.....	37
Figura 3-6. Dimensiones de correas	38
Figura 3-7. Dimensiones de la vigueta a analizar	38

Figura 3-8. Modelo matemático entrepiso.....	39
Figura 3-9. Sección compuesta transformada	39
Figura 3-10. Esfuerzo en sección compuesta.....	40
Figura 3-11. Detalle de suelda en unión viga-columna.....	43
Figura 3-12. Distribución de fuerzas en unión	43
Figura 3-13. Estructura ingresada en el programa.....	46
Figura 3-14. Modelamiento de la estructura asentada.....	47
Figura 3-15. Ubicación de vigas a ser reforzadas.....	55
Figura 3-16. Dimensiones de las vigas de cimentación	57
Figura 3-17. Modelo matemático para análisis de vigas de cimentación	58
Figura 3-18. Luces entre ejes	59
Figura 3-19. Modelo para diseño de vigas de cimentación.....	60
Figura 3-20. Distribución de esfuerzos admisibles del suelo	60
Figura 3-21. Ventanas de ingreso y salida de datos.....	61
Figura 3-22. Ubicación de cimentación con esfuerzos críticos	62
Figura 3-23. Ubicación de Levantamientos y fallas en la cimentación.....	63
Figura 3-24. Ubicación de los elementos sometidos a grandes esfuerzos por asentamiento.....	68
Figura 3-25. Falla de elementos por asentamientos.....	69
Figura 4-1. Ubicación de los cortes para aislamiento de estructuras.....	71
Figura 4-2. Nudos superior e inferior de columnas	73
Figura 4-3. Reforzamiento propuesto de correas.....	85
Figura 4-4. Sección compuesta	85
Figura 4-5. Reforzamiento con platina inferior	87
Figura 4-6. Reforzamiento con platinas laterales.....	87
Figura 4-7. Ubicación del eje neutro de la sección reforzada	88
Figura 4-8. Sección reforzada con platinas a los lados del alma	89
Figura 4-9. Ubicación de rigidizadores.....	96
Figura 4-10. Sección de rigidizadores a analizar	97
Figura 4-11. Dimensiones de vigas de cimentación.....	100
Figura 4-12. Ventana de ingreso y salida de datos.....	102
Figura 6-1. Porcentaje de falla de vigas metálicas.....	106

RESUMEN

En el presente proyecto se realiza el análisis y reforzamiento de la estructura metálica que conforma los bloques F-G del Conjunto Habitacional “Cumbres de Quitumbe”, el mismo que presenta asentamientos diferenciales en el lecho de cimentación. La necesidad de realizar este análisis se basa en la problemática social de la situación, ya que los dueños de los departamentos del conjunto se muestran preocupados por la presencia de fisuras en las paredes. El edificio presenta un asentamiento máximo de 40 cm., lo que está por encima del admisible en la norma. El trabajo se basa en información oficial, como son el estudio de suelos y los planos de construcción. Para el análisis de este escenario es necesario el modelamiento de la situación actual del edificio, identificando los principales problemas que presentan los elementos de la estructura, analizándolos uno a uno, estableciendo las posibles soluciones y examinando la viabilidad técnica y económica de cada una de ellas. Las normas que se han utilizado para este proyecto son las que se manejan actualmente en el país. Los métodos utilizados son los propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2013). La solución en la superestructura del edificio, será viable solamente si el problema en la cimentación ha sido también solucionado. Los resultados se han compilado en hojas electrónicas, planos y un presupuesto de la solución, a los que el lector podrá acceder, revisar y aplicar en otras situaciones. Las soluciones propuestas son técnicamente viables y deberán ser analizadas por los dueños de los departamentos.

Palabras Claves:

- REFORZAMIENTO
- ASENTAMIENTOS
- SUPERESTRUCTURA
- CIMENTACIONES
- MODELAMIENTO

ABSTRACT

This project consists in the analysis and reinforcement of the steel structure that forms the blocks F-G of the housing complex “Cumbres de Quitumbe” than presents differential settlements in its foundation. The need for this analysis is based on the social problems of the situation, as the owners of whole departments are concerned about the presence of cracks in the walls. The building has a maximum settlement of 40 cm. which is a higher value than the admissible in the norm. The work is based on official information, such as the study of soils and building plans. For the analysis of this scenario is necessary to model the current situation of the building, identifying the main problems posed by elements of the structure, analyzing them one by one, setting up possible solutions and examining the technical and economic feasibility of each one. The rules that have been used for this project are currently being handled in our country. The methods used are those proposed by the Reporting Standard Construction (NEC-2013) .The solution in the superstructure of the building, will be feasible only if the foundation problem has also been solved. The results were compiled in spreadsheets, plans and budget of the solution, which the reader can access, review and apply in other situations. The proposed solutions are technically feasible and should be analyzed by the owners of the apartments.

Keywords:

- REINFORCEMENT
- SETTLEMENTS
- SUPERSTRUCTURE
- FOUNDATION
- MODELING

1. MARCO TEÓRICO

1.1. MECÁNICA DE SUELOS

1.1.1. Consolidación de suelos

Cuando un depósito de suelo se somete a un incremento de esfuerzos totales, por ejemplo, como resultado de la carga aplicada por la construcción de un edificio o un terraplén, se produce en el suelo un exceso de presión intersticial. Puesto que el agua no puede resistir esfuerzos cortantes, el exceso de presión intersticial se disipa mediante un flujo de agua hacia el exterior. La velocidad a la cual se produce este proceso depende principalmente de la permeabilidad de la masa de suelo.

La disipación del exceso de presión intersticial, con el posterior flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, este proceso origina dos consecuencias importantes:

- a) Conduce a una reducción del volumen de poros y, por tanto, a una reducción del volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta en el asentamiento de la estructura.
- b) Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo en la masa de suelo aumenta y por tanto se incrementa su resistencia al cortante. La consolidación y la resistencia al cortante son, por tanto, procesos que se relacionan mutuamente.

Por tanto la consolidación produce una disminución de la relación de vacíos acompañada de un incremento del esfuerzo efectivo.

La velocidad con que un suelo se consolida está directamente relacionada con la permeabilidad del mismo. Por tal razón, un suelo granular, al poseer mayor permeabilidad se puede consolidar casi instantáneamente, mientras que un suelo arcilloso, puede tomar varios años en consolidarse completamente. (BERRY, 1993)

Las sobrepresiones intersticiales generadas en un suelo son muy variables y dependen principalmente de:

- a) *Tipo de suelo*: Es el factor más importante. En los suelos cohesivos el coeficiente de permeabilidad K es muy pequeño, oscilando entre $10^{-11} \frac{m}{s} < K < 10^{-8} \frac{m}{s}$ y el agua está atrapada en el suelo por fuerzas atractivas de superficie, incluso si la carga se aplica lentamente al ritmo de algunas décimas de kp/cm^2 por semana, como es el caso de los terraplenes.
- b) *Grado de Saturación*: En los suelos cohesivos saturados se considera que el volumen de suelo permanece constante porque el agua es incompresible y la permeabilidad es tan pequeña que no puede salir del volumen considerado.
- c) *Velocidad de aplicación de la carga*: La velocidad de carga usual para un tiempo de ejecución de proyecto entre días y semanas es demasiado pequeña para que los suelos cohesivos se consoliden completamente durante la construcción y demasiado grande para que se pueda notar la consolidación en los suelos granulares.

En la práctica habitual, la aparición de sobrepresiones intersticiales al cargar un suelo es típica de los suelos cohesivos. Su permeabilidad es muy pequeña para que el agua intersticial responda a la variación de volumen, provocada por la aplicación de una carga exterior, escapándose del macizo del suelo durante su aplicación. En estos suelos es que se produce el fenómeno de consolidación o asiento diferido bajo carga constante, que es la consecuencia. (IGLESIAS, 2012)

1.1.2. La problemática de los suelos blandos

Los suelos blandos tienen la característica principal de presentar una capacidad portante baja, es decir que no resisten grandes sobrecargas. Esta característica, sumada a la consolidación de suelos cohesivos, provoca asentamientos en suelos de fundación.

Los suelos con el tiempo y la exposición a fenómenos naturales cambian su grado de consolidación haciéndose más compactos (suelos compactos o firmes) o más sueltos (suelos sueltos o blandos), según el proceso que los afecte.

Los suelos blandos (no consolidados) y de baja calidad para la edificación, aquellos que son sueltos y fáciles de excavar, no son aptos para la construcción.

Tampoco son aptos los suelos que hayan sido arrastrados por el viento o la lluvia, a éstos se le conoce como material de relleno natural. Lo mismo sucede con los suelos sobre rellenos no controlados, es decir cuando el hombre ha cortado con maquinaria pesada un cerro o ladera y los materiales de corte son acumulados a un lado sin alcanzar un adecuado grado de compactación.

La presencia de agua en el suelo influye en su estabilidad y puede cambiar su capacidad de carga y su comportamiento frente a sismos. La calidad de este disminuye en función de la cantidad de agua que contiene y del tipo de componente que predomina. Los suelos gruesos son más estables que los suelos finos ante la presencia del agua. El grado de saturación está influenciado por el nivel freático.

1.1.3. Geofísica de refracción

Dentro de los métodos sísmicos de la geofísica aplicada se encuentran los de refracción y reflexión sísmica. En estos métodos se mide el tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurrido entre un sitio donde se generan ondas sísmicas y la llegada de éstas a diferentes puntos de observación. Para esto se disponen una serie de sensores en línea recta a distancias conocidas, formando lo que se conoce como tendido sísmico o línea de refracción o reflexión sísmica

La aplicación más común de la refracción sísmica en la ingeniería civil es para la determinación de la profundidad a basamento en los proyectos de construcción de represas y grandes hidroeléctricas, y para la determinación de las condiciones (meteorización, fracturación) y competencia de la roca en donde se asentarán las estructuras, así como por donde se realizarán los túneles

En el caso de contextos urbanos la refracción resulta útil para la determinación de la profundidad a basamento y el perfil de velocidades de onda P y S; y para la extrapolación lateral de perforaciones puntuales de suelos.

Las componentes del equipo de medición de refracción sísmica son:

- Fuente de generación de ondas sísmicas.
- Detección de los movimientos del terreno.
- Adquisición y almacenamiento.

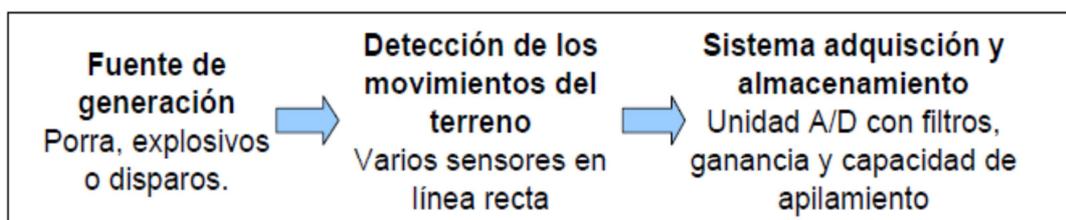


Figura 1-1. Componentes del equipo de medición

Fuente: (CORPORACIÓN OSSO)

1.1.4. Esfuerzos admisibles

Para comprender a qué se refieren los esfuerzos admisibles del suelo, hay que aclarar la teoría de resistencia al corte del suelo.

La resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención.

En 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. Él postuló que la máxima resistencia al corte τ_f , en el plano de falla está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma * \tan \phi$$

Donde:

$\sigma =$ Esfuerzo normal total en el plano de falla

$\phi =$ Ángulo de fricción del suelo

$c =$ Cohesión del suelo

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios en estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el principio de *esfuerzos efectivos*.

En una masa de suelo existen esfuerzos dentro del esqueleto del suelo que resultan de las fuerzas que actúan sobre los puntos de contacto entre partículas individuales, y existen esfuerzos dentro del fluido intersticial que ocupa los vacíos del suelo. (REID, 2005).

Bajo este principio se puede decir que el esfuerzo total en un suelo es la suma algebraica del esfuerzo efectivo del suelo (σ') y el esfuerzo producido por el agua presente en los poros (μ), también conocido como presión intersticial hidrostática.

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

Las distribuciones de esfuerzos que producen en una masa de suelo la aplicación de las cargas resultantes de la construcción de obras de ingeniería dependen del espesor y la uniformidad de la masa de suelo, del tamaño y la forma del área cargada, y de las propiedades esfuerzo-deformación del suelo.

Todas las estructuras de ingeniería civil aplican una carga al suelo o a la roca subyacente. Esta parte de la estructura a menudo está por debajo del nivel del terreno, transmite la carga a un estrato resistente y se denomina cimentación.

En un suelo arcilloso, si se aplica una sobre carga, genera un exceso de presión intersticial, y este se disipa con lentitud, lo cual conlleva un aumento

lento del esfuerzo efectivo y por tanto un aumento de la resistencia al corte. El período crítico para la estabilidad de la cimentación se presenta al final de la construcción cuando la arcilla no está drenada. (REID, 2005)

La capacidad de carga límite (q_d) es la máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que esta penetre el suelo. En cambio la capacidad de carga admisible (q_a) es la carga límite dividida para un factor de seguridad, a este esfuerzo también se lo conoce como capacidad portante.

$$q_a = \frac{q_d}{FS}$$

Se recomienda que el factor de seguridad no sea menor a 3

1.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1.2.1. Determinación y análisis de cargas

Sobre un sistema estructural actúan fuerzas. Se supone que por la influencia de esas fuerzas toda la estructura se encuentra en estado de equilibrio estático y, como consecuencia, cada componente de la estructura también está en un estado de equilibrio estático. Las fuerzas que actúan sobre una estructura incluyen las cargas aplicadas y las fuerzas de reacción resultantes.

Las cargas aplicadas son las cargas conocidas que actúan sobre una estructura. Ellas pueden ser las resultantes del peso propio de la estructura, de las cargas de ocupación, de las cargas ambientales, etc. Las reacciones son las fuerzas que los soportes ejercen sobre la estructura. Ellas se consideran como parte de las fuerzas aplicadas y están en equilibrio con las otras cargas externas sobre la estructura. (MCCORMAC, ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS MÉTODOS CLÁSICO Y MATRICIAL, 2010).

Quizá la tarea más importante y difícil que debe enfrentar un diseñador de estructuras, es la estimación precisa de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. No debe dejarse de considerar cualquier

carga que pueda llegar a presentarse. Después de estimar las cargas, es necesario determinar las combinaciones más desfavorables que pueden ocurrir en un momento dado.

Las *cargas muertas* son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas son el peso de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ésta. Para un edificio, algunas de las cargas muertas se deben a la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo, la plomería, etc.

Las *cargas vivas* son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente, grúas, etc., se denominan cargas móviles y aquellas que pueden ser desplazadas, como muebles, materiales en un almacén, nieve, etc., se denominan cargas movibles. Otras cargas vivas son aquellas causadas al construir, viento, lluvia, sismo, voladuras, suelos y cambios de temperatura. (MCCORMAC, DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS MÉTODO ASD, 1999)

1.2.2. Sistemas de piso

Un sistema de piso está constituido por aquellos elementos que hacen parte del entrepiso de un nivel de una edificación. El sistema de piso incluye vigas maestras, vigas y viguetas (si las hay) y la losa sobre ellas, o simplemente la losa de entrepiso cuando esta se apoya directamente sobre las columnas.

Entre los sistemas de piso más conocidos tenemos:

- Losa maciza sobre vigas de hormigón
- Losa alivianada sobre vigas hormigón (una o dos direcciones)
- Losa maciza sobre vigas metálicas
- Losa maciza sobre vigas y viguetas metálicas
- Losa sobre columnas
- Sistema deck de placa colaborante

El sistema de piso muchas veces influye en el comportamiento de la estructura en general, ya que puede restringir los desplazamientos, generando así mayor rigidez para la estructura, o pueden ser solamente para transmitir las sobrecargas hacia los elementos principales.

1.3. ESTRUCTURAS DE ACERO

1.3.1. Características del material

El acero es seguramente el más versátil de todos los materiales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. Entre las ventajas del acero estructural se tiene, alta resistencia, uniformidad, elasticidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad, etc.

En general se puede decir que el acero tiene como desventajas: el costo de mantenimiento, al ser susceptible a la corrosión, costo de la protección contra el fuego, susceptibilidad al pandeo, fatiga, fractura frágil bajo ciertas condiciones. (MCCORMAC, DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS MÉTODO ASD, 1999)

1.3.2. Tipos de acero estructural

Designación ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia, Fy (Ksi)
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	36
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta 1/2 plg.	Similar a A36	42
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, barras y placas hasta 8 plg.	Similar a A36	40-50
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, barras y placas hasta 6 plg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas. No para puentes soldados de acero con $F_y > 55$	42-65

CONTINÚA →

A242	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	Perfiles, barras y placas hasta 4 plg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42-50
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	42-50
A852	De baja aleación, templado y revenido	Placas solo hasta 4 plg.	Construcción soldada, remachada o atornillada; principalmente para puentes y edificios soldados. Técnica de soldado importancia fundamental	70
A514	Aleados, templados y revenidos	Placas solo hasta 4 plg.	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante	90-100

Tabla 1-1. Propiedades de aceros estructurales

Fuente: (MCCORMAC, DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS MÉTODO ASD, 1999)

2. LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

2.1. IDENTIFICACIÓN DEL SECTOR

El proyecto está orientado al reforzamiento específico del edificio del Bloque F-G del condominio Cumbres de Quitumbe, el mismo que se encuentra ubicado en el sector de Quitumbe al sur de la ciudad de Quito, a 5 minutos del Terminal Terrestre.

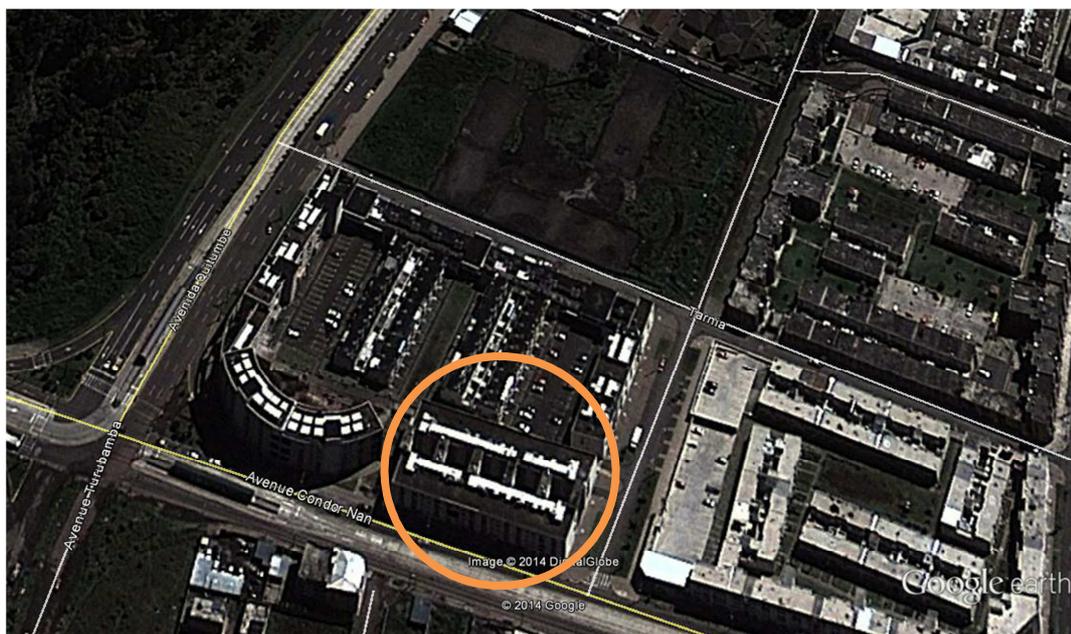


Figura 2-1. Ubicación Bloque F-G, conjunto Cumbres de Quitumbe

El edificio se encuentra entre la Av. Cóndor-Nan y la calle Huaira, que constituye una de las entradas al conjunto.

El acceso al sector no presenta ningún problema puesto que se encuentra en avenidas principales, por lo que se puede acceder fácilmente en auto o tomar el sistema de transporte Trolebús.

2.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN OFICIAL EXISTENTE

La información oficial se la encontró con la ayuda de las personas que habitan en el conjunto. Esta información consta principalmente de planos de construcción. Los mismos que se encuentran firmados, aprobados y revisados en el Municipio de Quito en la administración zonal Quitumbe.

Los planos están distribuidos de la siguiente manera:

- 1 plano de implantación del conjunto habitacional
- 1 plano de implantación del edificio F-G
- 6 planos estructurales de las respectivas plantas de los entrepisos
- 2 planos de cimentación y columnas
- 3 planos de detalles constructivos
- 1 plano de implantación de los parqueaderos

Como información adicional, y fundamental para el desarrollo del proyecto se tiene el estudio geotécnico reciente elaborado por el Ing. Hugo Bonifaz, y recomendaciones del Ing. Ernesto Pro acerca de la situación actual, desde el punto de vista estructural del edificio.

Además se realizó una visita de observación al lugar donde se pudo constatar los principales problemas que se presentan.

2.3. COMPILACIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

En base al estudio existente se ha podido elaborar un esquema donde se ubican los diferentes estratos del suelo, para así identificar su espacio, profundidad y características, con sondeos realizados en el sitio y con el método de geotécnica de refracción.

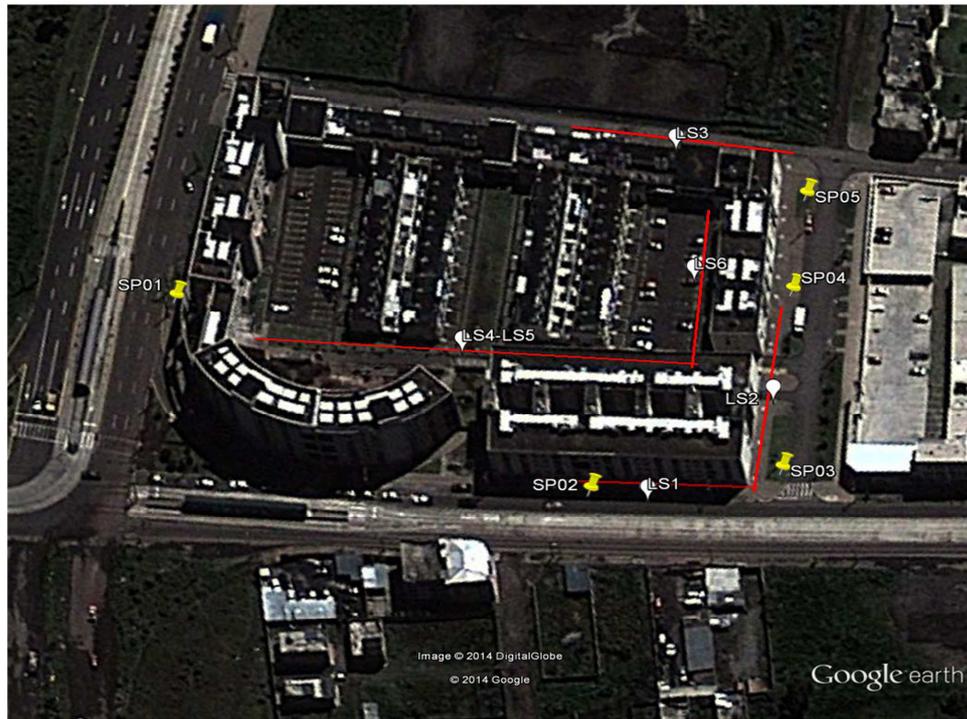


Figura 2-2. Ubicación de los puntos de estudio.

Fuente: (BONIFAZ, 2014)

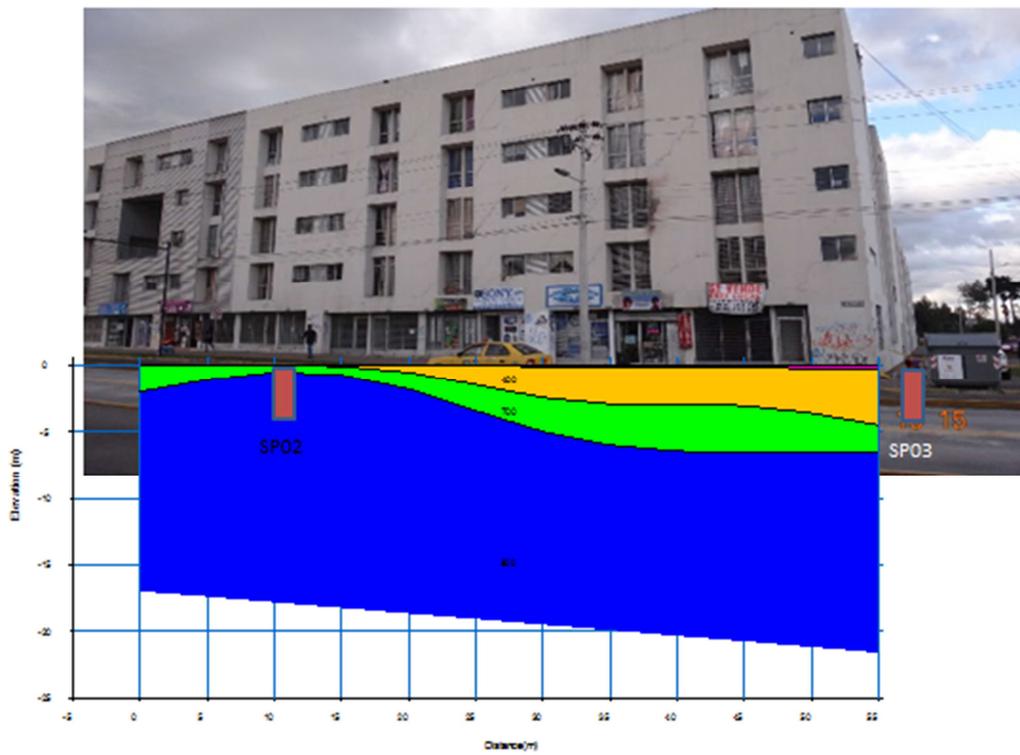


Figura 2-3. Análisis en la Av. Cóndor Ñan

Fuente: (BONIFAZ, 2014)



Figura 2-4. Análisis de la calle Huaira

Fuente: (BONIFAZ, 2014)

Así mismo, en el estudio se puede obtener la capacidad portante del suelo de fundación, que representa la base para la elaboración del presente proyecto.

De acuerdo a los sondeos realizados, en los puntos indicados en el Figura 2-2. Ubicación de los puntos de estudio., las cargas admisibles del suelo a la profundidad de desplante de 1m son:

SONDEO	Q adm (T/m ²)
SP01	12.44
SP02	6.43
SP03	3.08
SP04	6.74
SP05	20.30

Tabla 2-1. Capacidad portante del suelo

Fuente: (BONIFAZ, 2014)

2.4. CARACTERIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La estructura está conformada de los siguientes elementos.

- La cimentación se constituye por Vigas de hormigón armado con alas
- Las columnas son tubulares de sección rectangular, de acero estructural rellenas de hormigón con varillas de acero de refuerzo en su interior
- Las vigas principales y secundarias son de acero A36, construidas en taller
- El entrepiso se conforma de correas de acero (Tipo G) laminadas en frío y una loseta de hormigón de 6 cm de espesor, que trabajan monolíticamente como elemento mixto.

La estructura tiene 4 losas de entrepiso, 2 losas de cubierta en diferentes niveles y 1 losa tapa-gradada en el nivel más alto, como se explica en el siguiente cuadro:

NIVEL	TIPO
N: +0.00	Nivel de la vereda
N: +3.97	Entrepiso
N: +6.72	Entrepiso
N: +9.47	Entrepiso
N: +12.22	Entrepiso
N: +14.97	Cubierta
N: +17.37	Cubierta
N: +18.39	Tapa-gradada

Tabla 2-2. Niveles de Losas de la estructura.

El edificio está formado por dos bloques principales (F-G) unidos entre sí por 6 estructuras que constituyen las gradas de ingreso a cada nivel, sin la presencia de juntas.

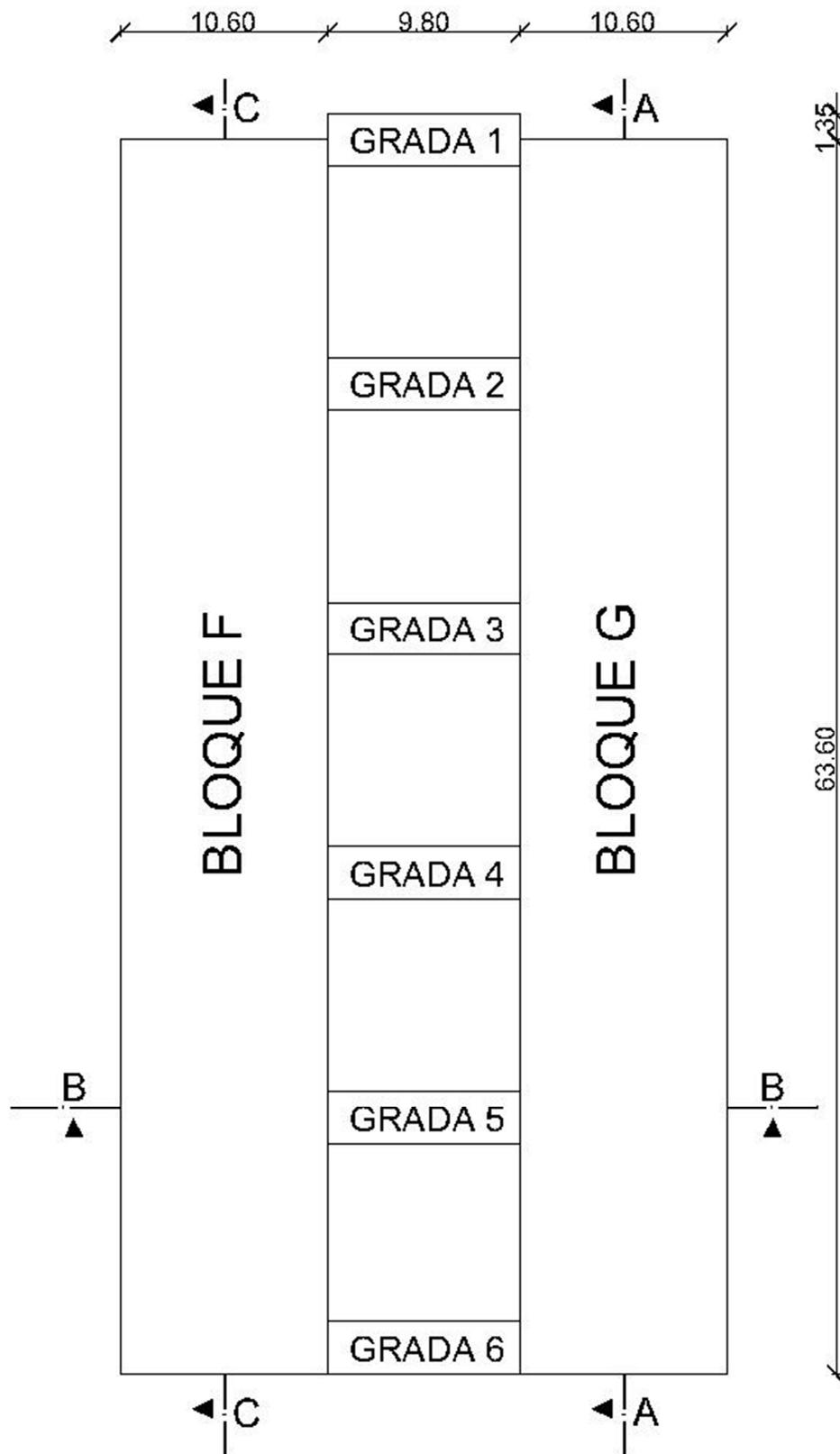


Figura 2-5. Ubicación de los bloques en la edificación.

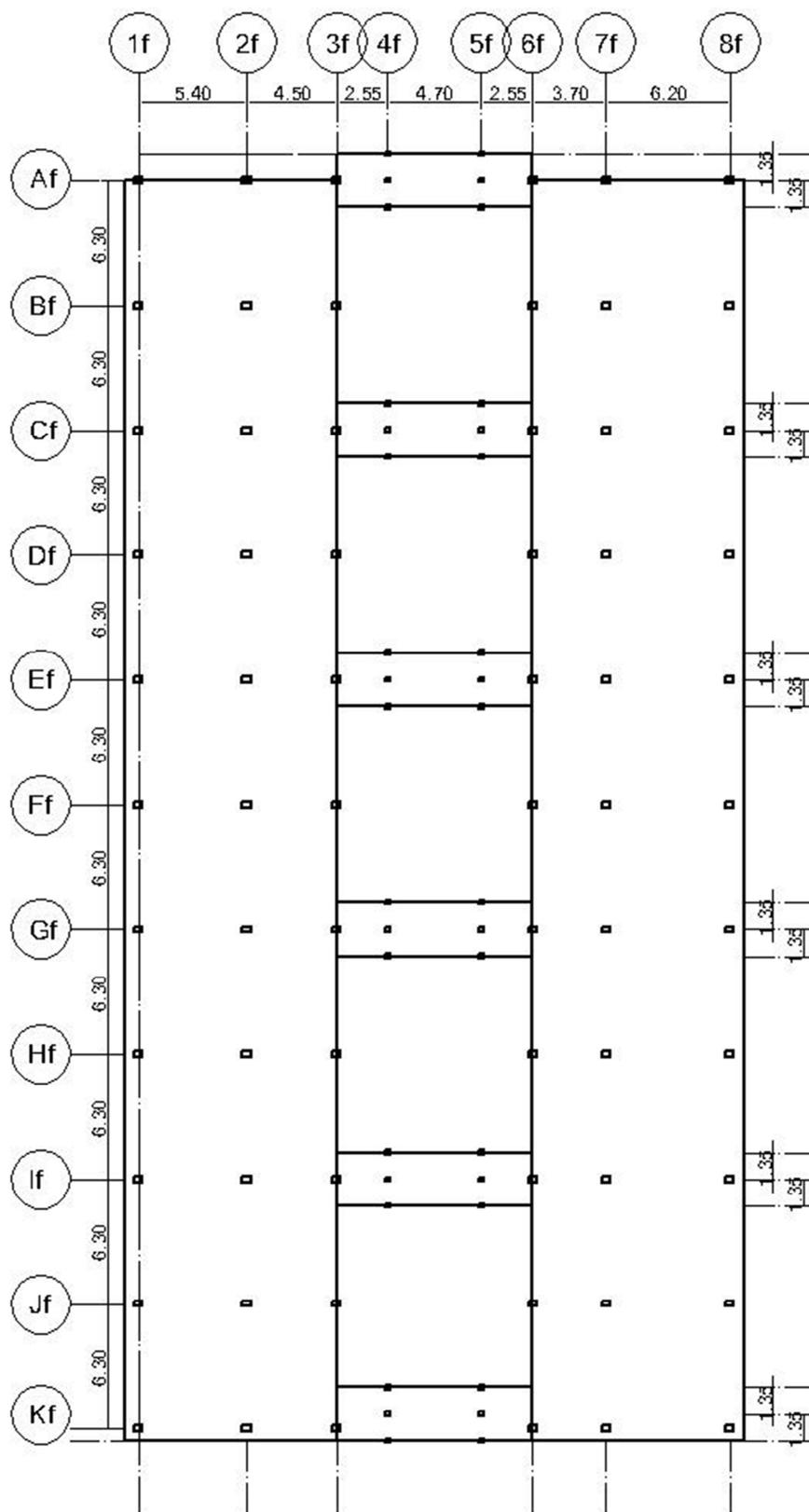


Figura 2-6. Ubicación de los ejes

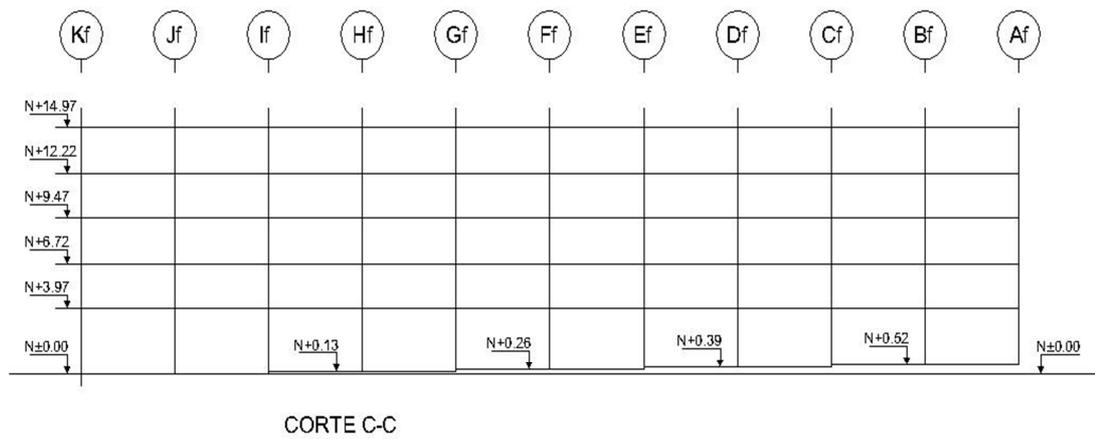
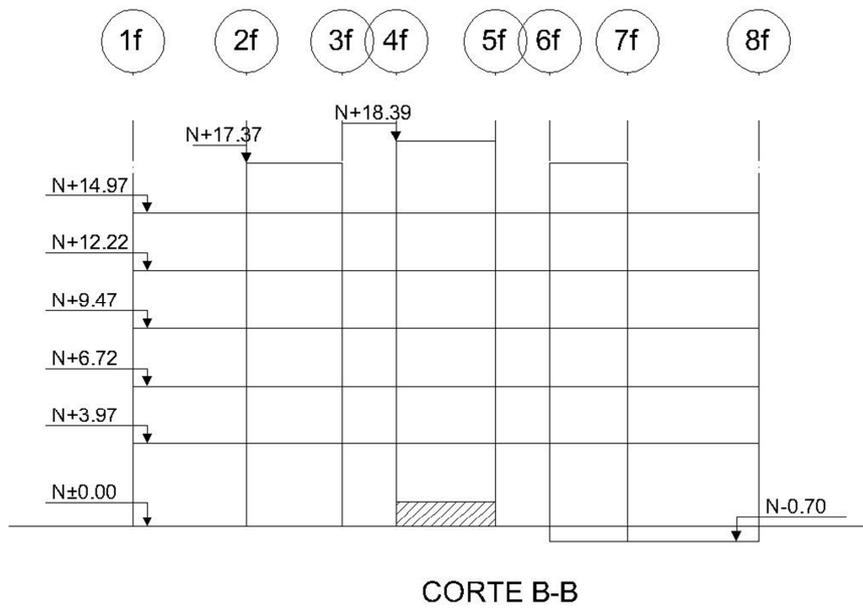
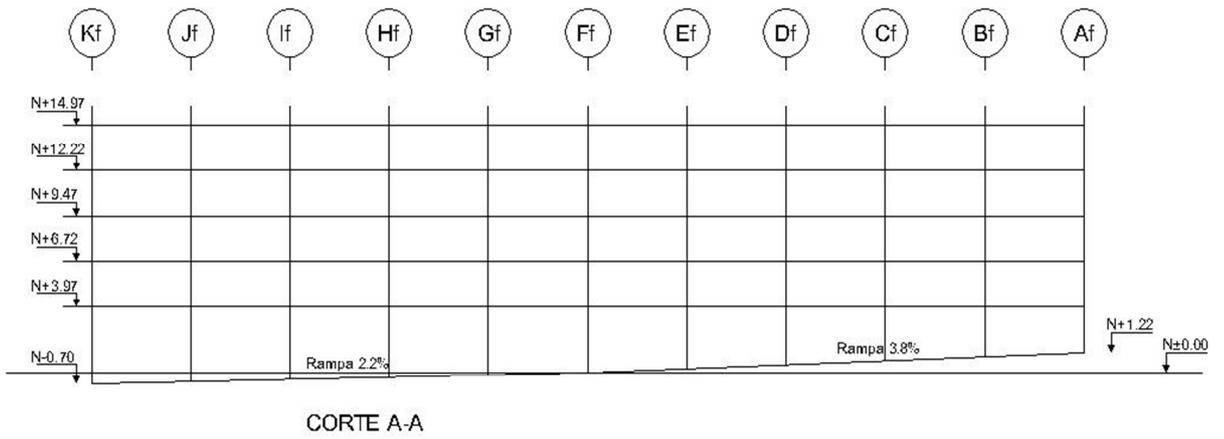


Figura 2-7. Cortes

VIGAS:

Los diferentes tipos de vigas se muestran a continuación, con las respectivas ubicaciones:

VIGA TIPO	EJES
VIGA 100	2F
VIGA 101, 103	4F
VIGA 102	1F3, 3F, 6F, 8F
VIGA 110	1F-2F
VIGA 111	2F-3F
VIGA 112	VOLADOS
VIGA 113	4F-5F
VIGA 114	VOLADOS
VIGA 115	6F-7F
VIGA 116	7F-8F
VIGA 117	3F-4F

Tabla 2-3. Ubicación de las vigas.

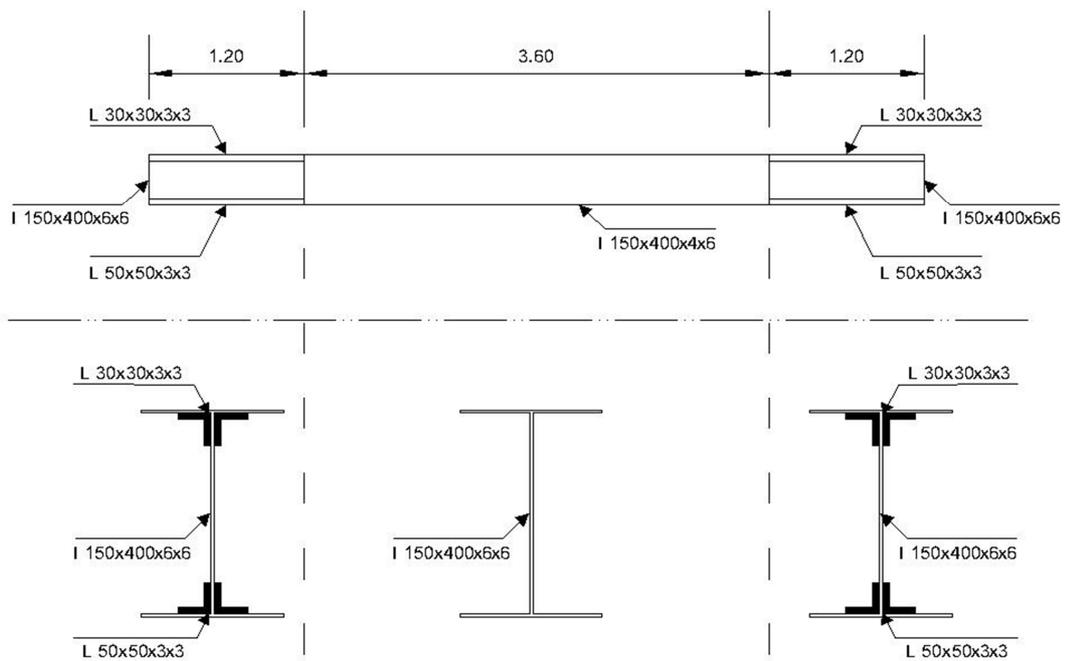


Figura 2-8. Viga 100

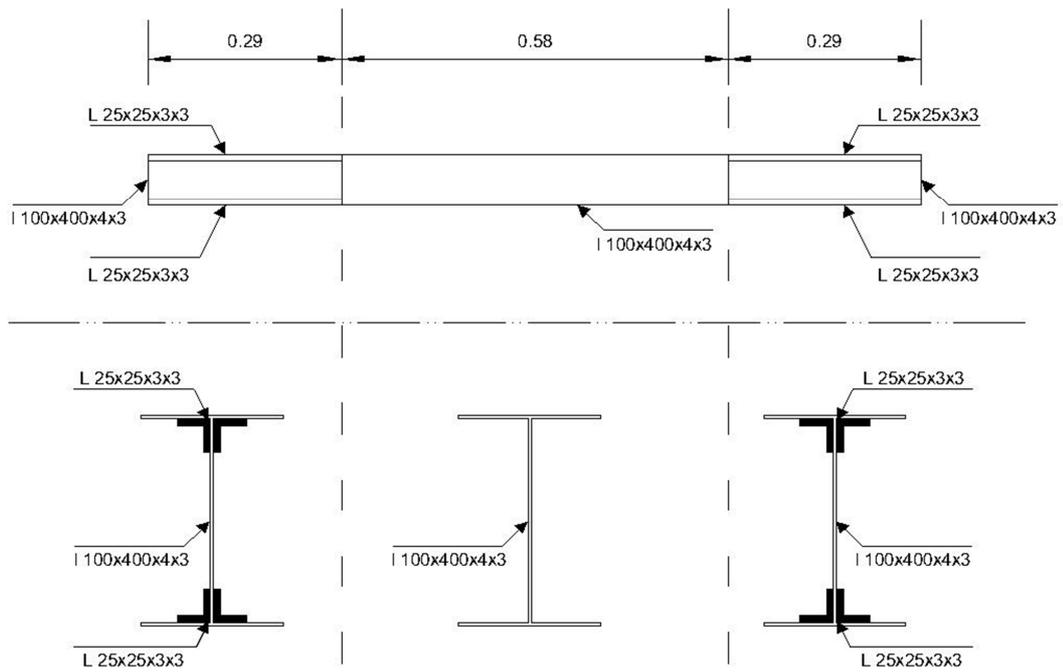


Figura 2-9. Viga 101, 103

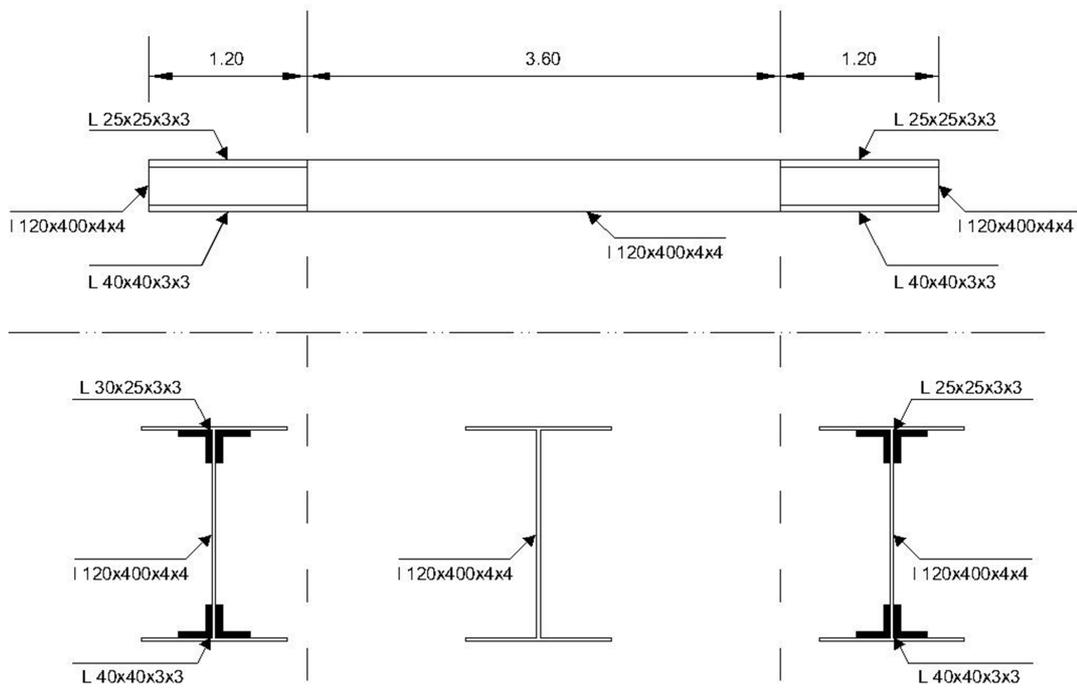


Figura 2-10. Viga 102

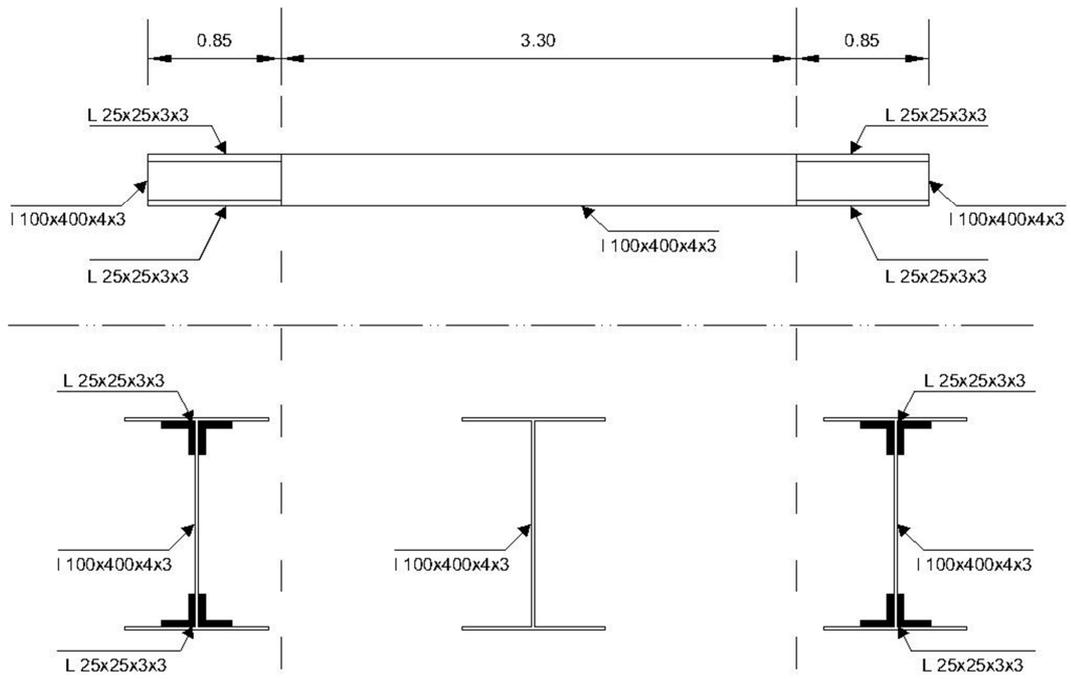


Figura 2-11. Viga 110, 116

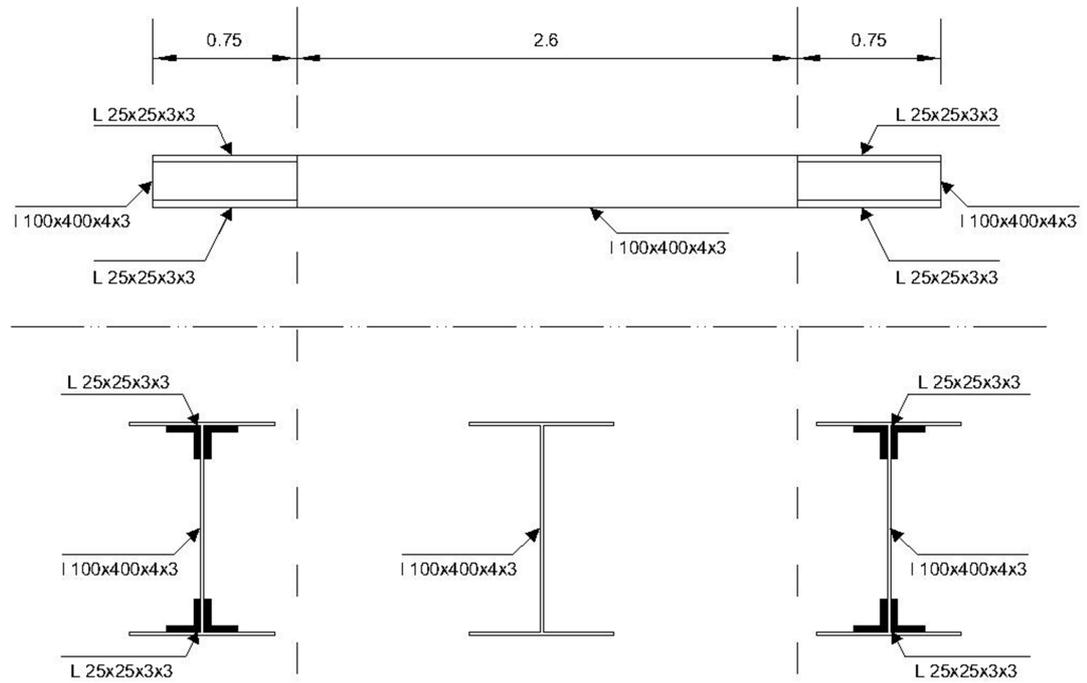


Figura 2-12. Viga 111, 115

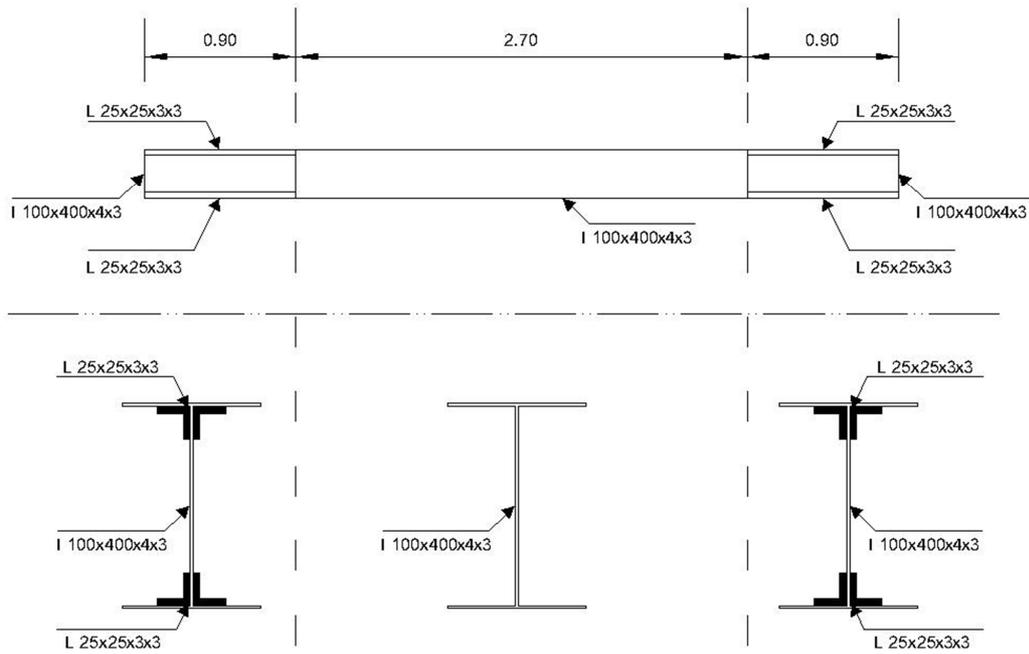


Figura 2-13. Viga 113

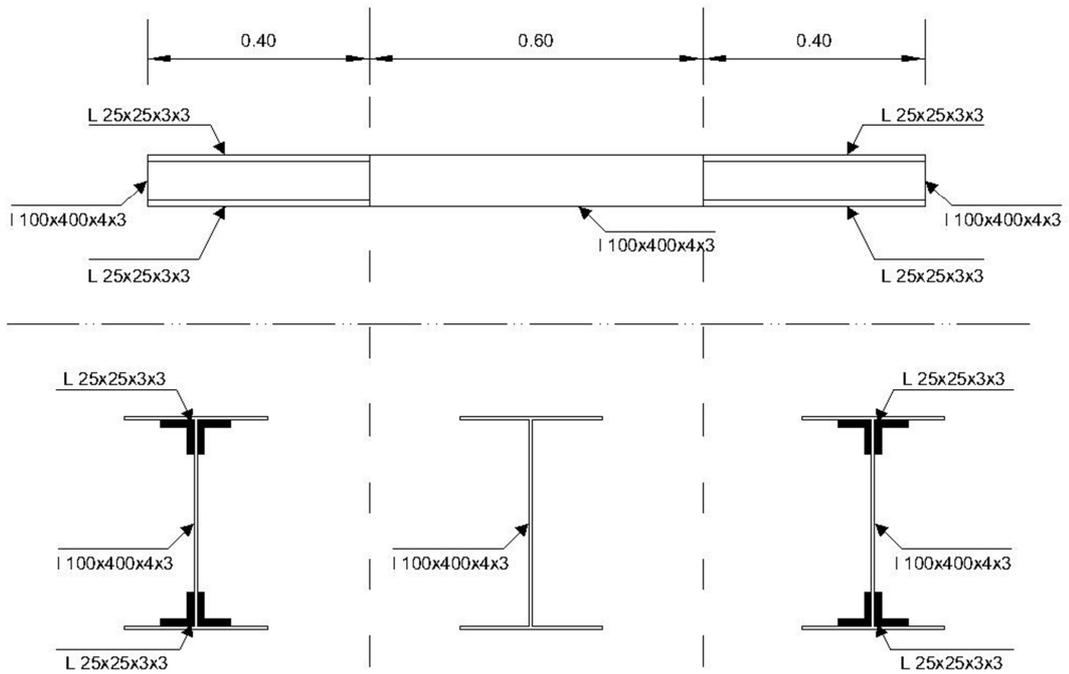


Figura 2-14. Viga 114

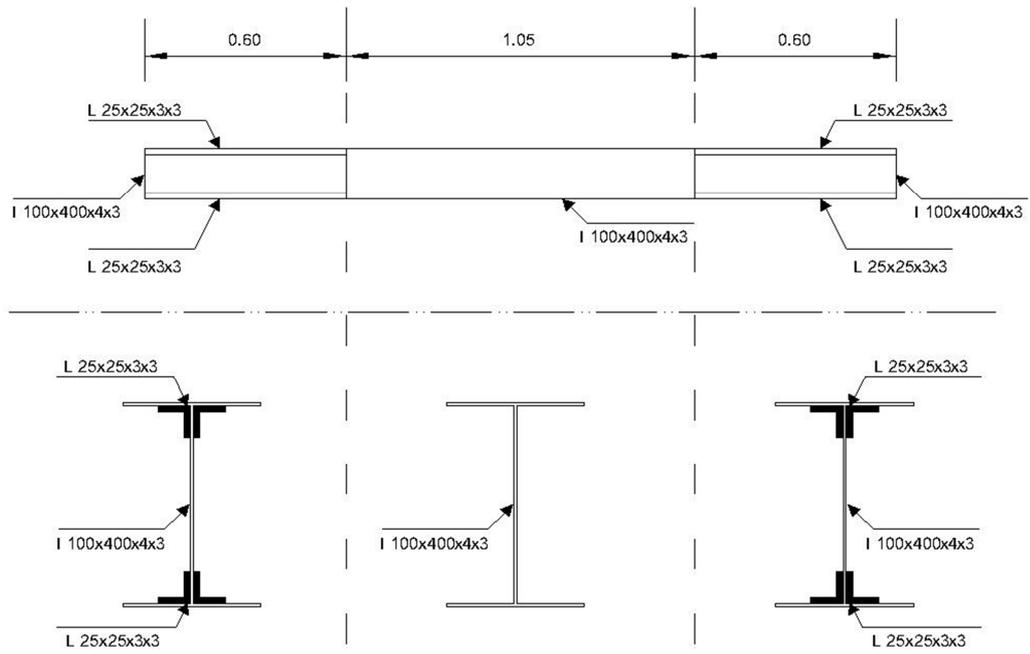


Figura 2-15. Viga 117, 118

COLUMNAS:

Las columnas están construidas de los siguientes tipos:

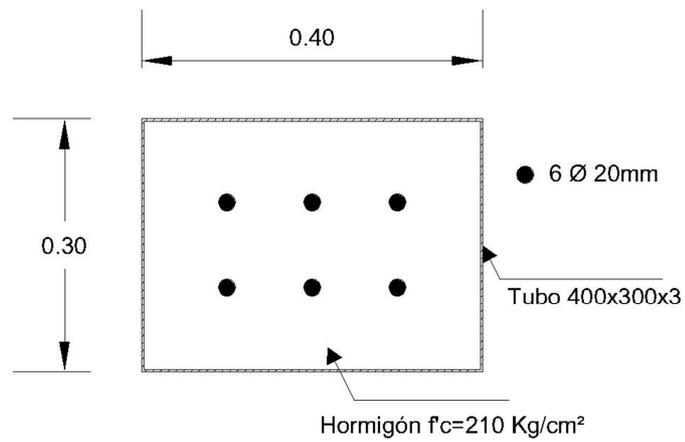


Figura 2-16. Columna 400x300x3mm

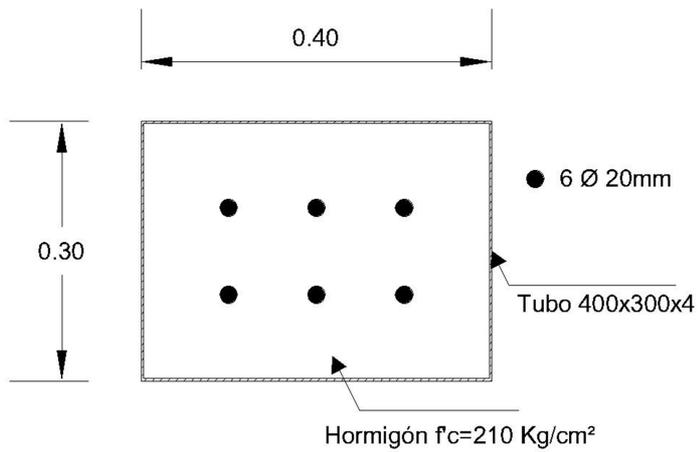


Figura 2-17. Columna 400x300x4mm

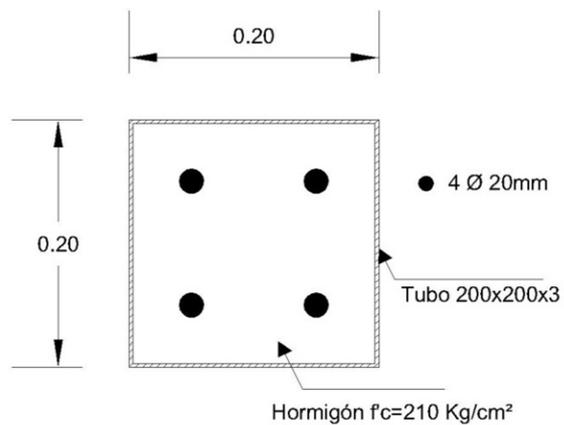


Figura 2-18. Columna 200x200x3mm

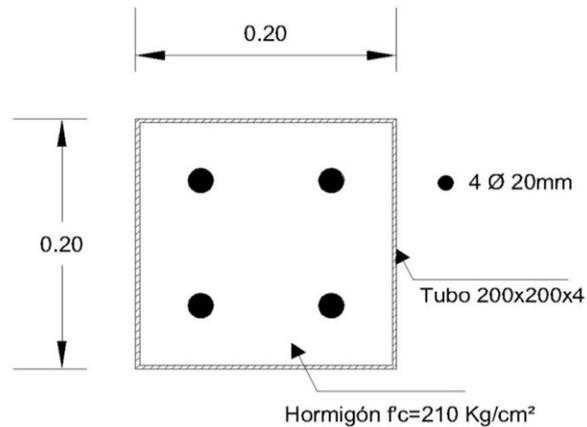


Figura 2-19. Columna 200x200x4mm

COLUMNA	UBICACIÓN	NIVEL INICIO	NIVEL FINAL
300x400x4	(IF,JF,KF)(8F)	-3.45	10.20
300x400x4	(AF,BF,CF,DF,EF,FF,GF,HF)(1F,2F,3F,6F,7F,8F)	(-0.70)-(0.00)	10.20
300x400x4	(AF,BF,CF,DF,EF,FF,GF,HF)(1F,2F,3F,6F,7F,8F)	(0.00)-(1.22)	10.20
300x400x3	(AF,KF)(1F,2F,3F,6F,7F,8F)	10.20	14.97
300x400x3	(BF,CF,DF,EF,FF,GF,HF,IF,JF)(1F,8F)	10.20	14.97
300x400x3	(BF,CF,DF,EF,FF,GF,HF,IF,JF)(2F,3F,6F,7F)	10.20	17.37
200x200x4	(AF,A'F,A''F,BF,B'FB''F,CF,C'F,C''F,DF,D'F,D''F,EF,E'F,E''F,FF,F'F,F''F,GF,G'F,G''F,HF,H'F,H''F,IF,I'F,I''F,JF,J'F,J''F,K'F,K''F,K'''F)(4F,5F)	1.22	10.20
200x200x3	(AF,A'F,A''F,BF,B'FB''F,CF,C'F,C''F,DF,D'F,D''F,EF,E'F,E''F,FF,F'F,F''F,GF,G'F,G''F,HF,H'F,H''F,IF,I'F,I''F,JF,J'F,J''F,K'F,K''F,K'''F)(4F,5F)	10.20	18.39

Tabla 2-4. Ubicación de columnas

ENTREPISO:

Está conformado por una loseta unida monolíticamente a correas espaciadas a 65 cm, conformando una sección mixta.

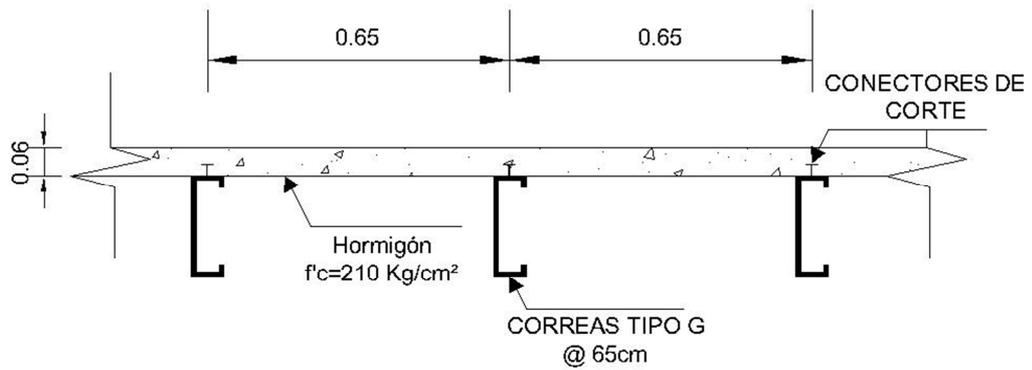


Figura 2-20. Detalle de Loseta

2.5. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La estructura actualmente presenta asentamientos diferenciales en los pórticos IF, JF y KF como se muestra en el gráfico a continuación:

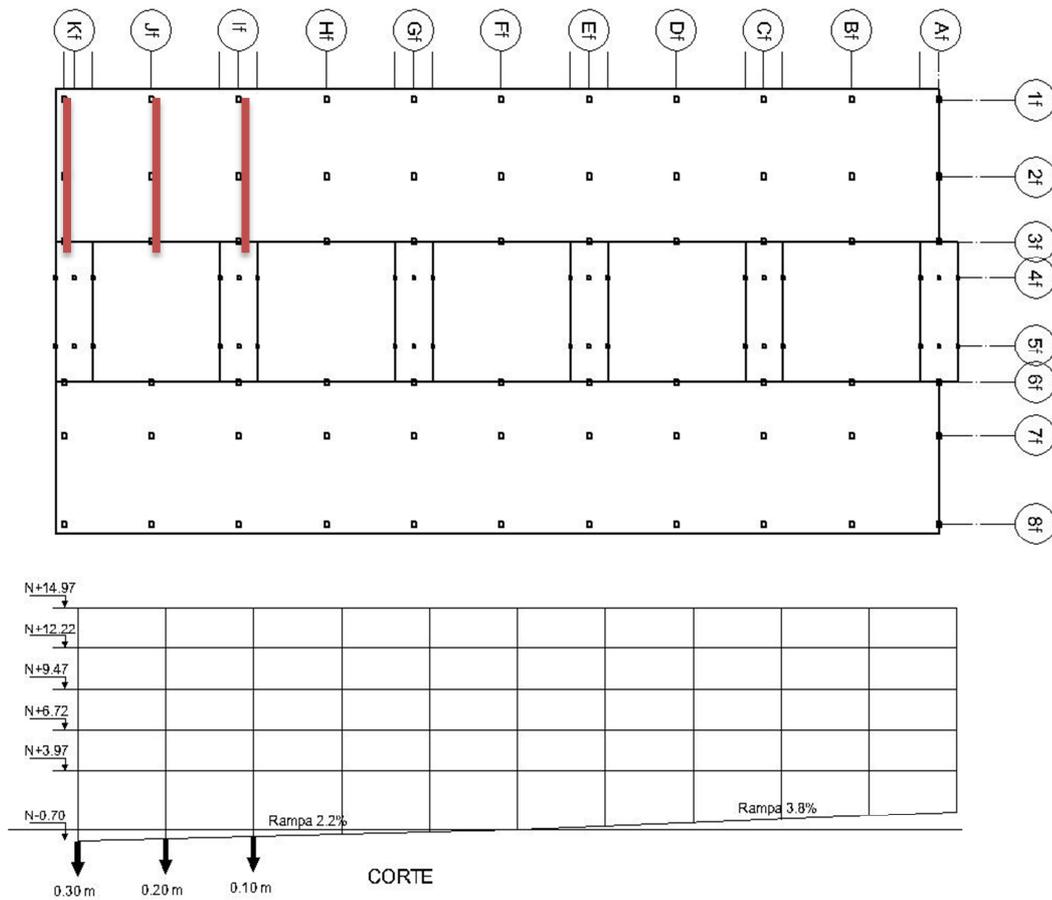


Figura 2-21. Ubicación de los asentamientos

Según lo que se puede apreciar, algunas paredes presentan agrietamientos considerables, que han sido provocados por los asentamientos en los sectores indicados.

Se pudo constatar además que en la zona de parqueaderos en el subsuelo, se encuentra exceso de humedad, el mismo que provoca filtración por la losa hacia el suelo y de esta manera se satura y baja su capacidad portante.

2.6. DETERMINACIÓN DE CARGAS

Para el cálculo de las cargas existentes se debe tomar en cuenta

Las cargas existentes son:

- Entrepiso:

$$\begin{aligned} \text{Peso propio viguetas} &= (\text{Área } m^2) * \gamma_{Acero} * \text{espaciamiento} \\ &= \frac{640.6}{1000^2} * 7850 * \left(\frac{1}{0.65}\right) = 7.73 \frac{Kg}{m^2} \end{aligned}$$

$$\text{Peso Loseta} = 0.06 * 1 * 1 * 2400 = 144 \frac{Kg}{m^2}$$

- $\text{Peso acabados} = 150 \frac{Kg}{m^2}$
- $\text{Peso Paredes} = 200 \frac{Kg}{m^2}$
- $\text{Peso propio de las vigas} = 30.34 \frac{Kg}{m^2}$ (20% del peso de la losa)
- $\text{Peso propio columnas} = 100 \frac{Kg}{m^2}$

$$\text{Total Carga Muerta} = 632.07 \frac{Kg}{m^2}$$

$$\text{Carga Viva} = 200 \frac{Kg}{m^2}$$

Para realizar un análisis completo de la estructura se debe tomar en cuenta los diferentes estados de carga, mediante las combinaciones propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), versión 2013.

Notación:

- D = Carga Permanente
- E = Carga de sismo
- L = Sobrecarga/Carga Viva

Método de Análisis

El método recomendado por la NEC versión 2015 es el de cargas factoradas (LRFD), sin embargo, este considera que las secciones a analizarse son compactas y lateralmente apoyadas, lo que no se tiene en la estructura, por tanto se procedió a realizar el análisis de acuerdo al método de esfuerzos de trabajo con cargas de servicio (ASD).

Combinaciones de Carga

- D
- D + L
- $D + 0.75L + 0.75(0.7E)$
- $0.6D + 0.7E$

3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

3.1. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ANÁLISIS DE COLUMNAS

Las columnas son analizadas con solicitaciones de flexo-compresión, para ello se debe determinar la carga y el momento resistente de las columnas en la condición balanceada, es decir cuando el hormigón y el perfil metálico fallan al mismo tiempo.

Para el efecto se utilizan las siguientes consideraciones generales:

- Deformación unitaria Máxima del Hormigón: 0.003
- Módulo de Elasticidad del Acero (E_s) 2,100,000.00 Kg/cm²
- Límite de fluencia del Acero Estructural (F_y) 2,500 Kg/cm²
- Límite de fluencia del Acero de refuerzo (F_y) 4,200 Kg/cm²

COLUMNA 400x300x3mm (EJE 2-2)

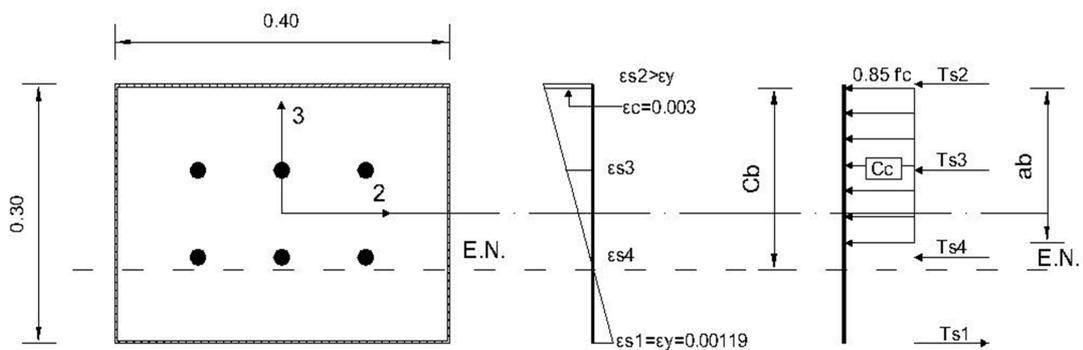


Figura 3-1. Diagrama de Deformaciones y fuerzas en la columna sentido 2-2

$\varepsilon_c =$ Deformación unitaria del concreto

$\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s2} =$ Deformación unitaria del perfil de acero

$\varepsilon_{s3} - \varepsilon_{s4} - \varepsilon_{s5} =$ Deformaciones unitarias de las varillas de acero

$T_{sx} =$ Fuerzas actuantes del acero

$C_c =$ Fuerza de compresión del concreto

$E.N. =$ Eje neutro

$c_b =$ Posición desde el eje neutro a la fibra más extrema en compresión

$a_b =$ Dimensión del rectángulo equivalente de Whitney para el concreto

$$\frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{29.55} = \frac{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{s2}}{29.7} \quad \varepsilon_{s3} = 0.00161$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(0.003 + 0.00119) * 29.7}{29.55 - 0.00119}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.00302$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c_b} = \frac{\varepsilon_{s4}}{c_b - 20 + 0.3}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{0.003 * (21.158 - 20 + 0.3)}{21.158}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.00021$$

$$\frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{29.55} = \frac{\varepsilon_c}{c_b}$$

$$c_b = \frac{0.003 * 29.55}{0.003 + 0.00119} = 21.158 \text{ cm}$$

$$a_b = 0.85 * c_b = 17.98 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 * f'c * b * a_b$$

$$C_c = 0.85 * 210 * 17.98 * 39.4$$

$$C_c = 123,451.54 \text{ Kg}$$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{c_b + 0.3} = \frac{\varepsilon_{s3}}{c_b + 0.3 - 10}$$

$$T_{sx} = E * \varepsilon_{sx} * A_{sx}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.00302 * (21.158 + 0.3 - 10)}{21.158 + 0.3}$$

$$T_{s1} = T_{s2} = 29,958.00 \text{ Kg}$$

$$T_{s4} = 4,156.00 \text{ Kg}$$

$$T_{s3} = 31,865.17 \text{ Kg}$$

$$P_n = T_{s2} + C_c + T_{s3} + T_{s4} - T_{s1} = 162,472.00 \text{ Kg}$$

$$P_n = 162.47 \text{ T}$$

$$M_n = T_{s2} * 15.85 + C_c * \left(15 - 0.3 - \frac{17.98}{2}\right) + T_{s3} * 5 - T_{s4} * 5 + T_{s1} * (15.85)$$

$$M_n = 18.11 \text{ T.m}$$

COLUMNA 400X300X3mm (EJE 3-3)

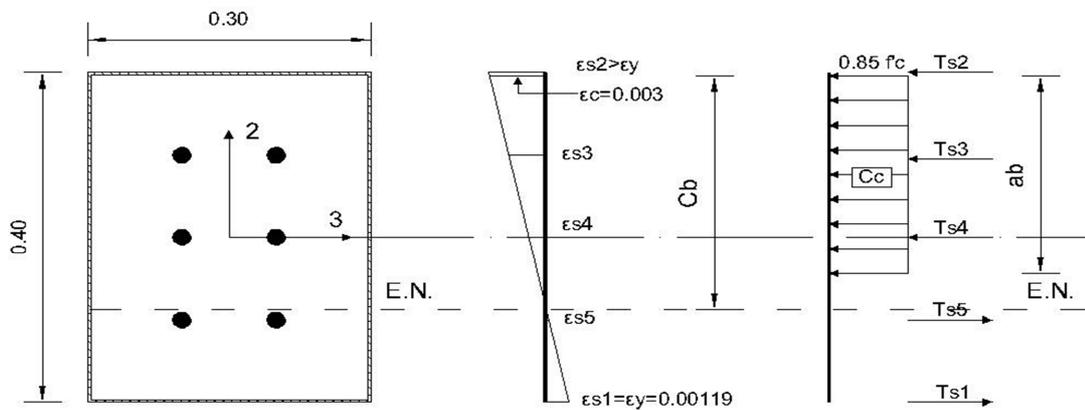


Figura 3-2. Diagrama de fuerzas y deformaciones en columnas sentido 3-3

$$\frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{39.7} = \frac{\varepsilon_{s2} + \varepsilon_{s1}}{40}$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{0.003 + 0.00119}{39.7} \right) * 40 - 0.00119$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.0042 \rightarrow \varepsilon_{s2} = 0.00119$$

$$\frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{39.7} = \frac{\varepsilon_c}{c_b}$$

$$c_b = \frac{(0.003 * 39.7)}{0.003 + 0.00119}$$

$$c_b = 28.42 \text{ cm}$$

$$a_b = 24.16 \text{ cm}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c_b} = \frac{\varepsilon_{s3}}{c_b - 9.7}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.003 * (28.42 - 9.7)}{28.42}$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.00198$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c_b} = \frac{\varepsilon_{s4}}{c_b - 19.7}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{0.003 * (28.47 - 19.7)}{28.47}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.00092$$

$$C_c = 0.85 * f'c * b * a_b$$

$$C_c = 0.85 * 210 * 29.4 * 24.16$$

$$C_c = 126,789.26 \text{ Kg}$$

$$T_{s1} = T_{s2} = 22,500.00 \text{ Kg}$$

$$T_{s3} = 26,112.00 \text{ Kg}$$

$$T_{s4} = 12,132.96 \text{ Kg}$$

$$T_{s5} = 1,978.20 \text{ Kg}$$

$$P_n = C_c + T_{s2} + T_{s3} + T_{s4} - T_{s5} - T_{s1}$$

$$P_n = 163,055.06 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{P_n = 163.05 T}$$

$$M_n = T_{s1} * 19.7 + T_{s2} * 19.7 + T_{s3} * 10 + T_{s5} * 10 + C_c * 7.62$$

$$\mathbf{M_n = 21.33 T.m}$$

(HARMSEN, 2002)

Los cálculos se realizan de forma análoga para los diferentes tipos de columnas con respecto a los ejes locales 2-2 y 3-3, los mismos que se resumen en el siguiente cuadro:

COLUMNA	Pn 2-2 (T)	Mn 2-2 (T.m)	Pn 3-3 (T)	Mn 3-3 (T.m)
300x400x3	162.47	18.11	163.06	21.33
300x400x4	160.45	20.29	161.78	24.20
200x200x3	65.61	5.89	65.61	5.89
200x200x4	64.89	6.83	64.89	6.83

Tabla 3-1. Cargas y momentos nominales balanceados

ESFUERZO CORTANTE

El esfuerzo cortante que resiste la columna se calcula como una suma de los aportes del Hormigón y del Acero, de esta manera.

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s = A_v * f_y$$

De esta manera se tienen las resistencias de las columnas y se las comparan con las fuerzas actuantes en cada elemento.

COLUMNA	Vc (T)	Vsx (T)	Vsy (T)	Vnx (T)	Vny (T)	Vux (T)	Vuy (T)
300x400x3	8.90	45.00	60.00	53.90	68.90	32.34	41.34
300x400x4	8.60	60.00	80.00	68.60	88.60	41.16	53.16
200x200x3	2.98	30.00	30.00	32.98	32.98	19.79	19.79
200x200x4	2.95	40.00	40.00	42.95	42.95	25.77	25.77

Tabla 3-2. Resistencia al corte de columnas

ANÁLISIS DE VIGAS

Para realizar el análisis de las vigas se utilizó el método ASD de la norma AISC, para calcular la resistencia de los perfiles de acero A-36, como lo indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) versión 2013

Para el efecto se utilizan las siguientes consideraciones generales:

- Módulo de Elasticidad del Acero (E_s)

$$2,100,000.00 \text{ Kg/cm}^2$$

- Límite de fluencia del Acero Estructural (F_y)

$$2,500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 36 \text{ Ksi}$$

Como primer paso se debe comprobar que la sección a analizar sea compacta.

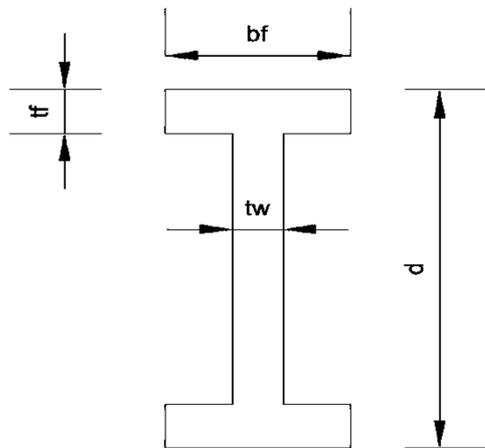


Figura 3-3. Nomenclatura para perfiles metálicos tipo I

Para que una sección sea considerada como compacta debe cumplir los siguientes criterios:

1. *Criterio del patín:*

Si: $\frac{bf}{2tf} < \frac{65}{\sqrt{F_y}}$ → PATÍN COMPACTO

$\frac{65}{\sqrt{F_y}} < \frac{bf}{2tf} < \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ → PATÍN SEMI-COMPACTO

$\frac{bf}{2tf} > \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ → PATÍN NO COMPACTO

2. Criterio del alma:

$$\text{Si: } \frac{d}{tw} < \frac{640}{\sqrt{Fy}} \quad \rightarrow \quad \text{ALMA COMPACTA}$$

$$\frac{d}{tw} > \frac{640}{\sqrt{Fy}} \quad \rightarrow \quad \text{ALMA NO COMPACTA}$$

El siguiente paso, se debe comprobar que la viga es lateralmente apoyada.

Una viga se puede considerar lateralmente apoyada cuando la longitud no soportada de la misma (L_b) es menor a:

$$L_c = \frac{76 * bf}{12 * \sqrt{Fy}}$$

Si $L_b > L_c$, pero es menor a:

$$L_u = \frac{20,000}{12 * Fy * \left(\frac{d}{Af}\right)}$$

Se puede considerar como parcialmente apoyada. En cambio, si $L_b > L_u$, se considera no lateralmente apoyada. (VÁSQUEZ, 2001)

Por las condiciones de construcción del edificio, se considera que las vigas son lateralmente apoyadas. La viga se encuentra embebida en la losa de hormigón, como lo muestra el siguiente gráfico:

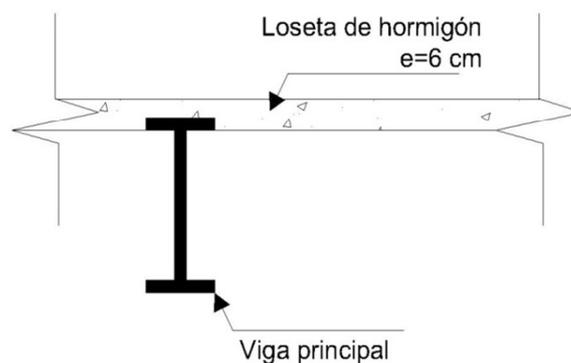


Figura 3-4. Detalle de unión viga-loseta

Con estos antecedentes se determina el esfuerzo admisible para vigas, utilizando los siguientes criterios:

- Si la sección es compacta y lateralmente apoyada:

$$F_a = 0.66 * F_y$$

- Si la sección es parcialmente compacta o parcialmente apoyada, siempre que se cumpla los requisitos de:

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{bf}{2tf} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad \text{O} \quad L_c < L_b < L_u$$

$$0.60 * F_y \leq F_y * \left(0.79 - 0.002 * \left(\frac{bf}{2tf} \right) * \sqrt{F_y} \right) \leq 0.66 * F_y$$

- Si la sección es no compacta y lateralmente apoyada:

$$F_a = 0.60 * F_y$$

- Si la sección es no compacta y no lateralmente apoyada, los esfuerzos permisibles en sus fibras extremas son:

- Tensión: $F_a = 0.60 * F_y$

- Compresión:

$$\text{Si } \sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} \leq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{F_y}} \quad \rightarrow \quad F_a = \left(\frac{2}{3} - \frac{F_y * \left(\frac{L}{r_T} \right)^2}{1530 * 10^3 * C_b} \right) * F_y$$

$$\text{Si } \frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{510 * 10^3 * C_b}{F_y}} \quad \rightarrow \quad F_a = \frac{170 * 10^3 * C_b}{\left(\frac{L}{r_T} \right)^2}$$

$$\text{Si } \frac{L}{r_T} \leq \sqrt{\frac{102 * 10^3 * C_b}{F_y}} \quad \rightarrow \quad F_a = \left(0.79 - 0.002 * \left(\frac{bf}{2tf} \right) * \sqrt{F_y} \right) * F_y$$

Dónde: $C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$

$$C_b = 1.0$$

$r_T =$ radio de giro de la sección sombreada

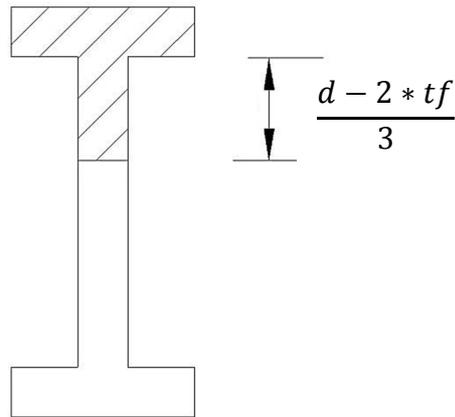


Figura 3-5. Sección para análisis

$$A = bf * tf + \frac{d - 2 * tf}{3} * tw$$

$$I = \frac{(tf * bf^3)}{12} + \frac{d - 2 * tf}{6} * \frac{tw^2}{12}$$

$$r_T = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Para que el elemento funcione correctamente en la estructura, debe cumplir la condición, que el esfuerzo de trabajo sea menor que el esfuerzo admisible. El esfuerzo actuante se determina mediante la siguiente fórmula:

$$fa = \frac{M}{S} = \frac{M}{\frac{I}{c}}$$

Dónde:

fa Esfuerzo actuante

M Momento flector

S Módulo de sección = $\frac{I}{c}$

ENTREPISO

Para el análisis de las correas se realiza un procedimiento parecido al utilizado en vigas.

CONSIDERACIONES GENERALES

- Acero A-36 conformado en frío, límite de fluencia $F_y=2400 \text{ Kg/cm}^2$.
- Loseta de concreto $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
- Relación entre módulos de elasticidad de los materiales

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,100,000}{210,000} = 10$$

- Las correas se consideran simplemente apoyadas.

1. Determinar las propiedades de sección

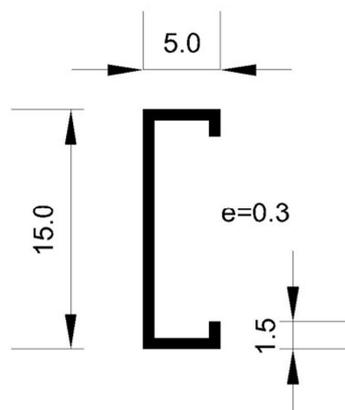


Figura 3-6. Dimensiones de correas

Figura 3-7. Dimensiones de la vigueta a analizar

$$A = 7.81 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = 255 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 34 \text{ cm}^3$$

(Datos obtenidos del catálogo de Acero en perfiles laminados en frío)

2. Determinar el momento flector actuante en cada correa, en base a las condiciones de carga y la respectiva longitud.

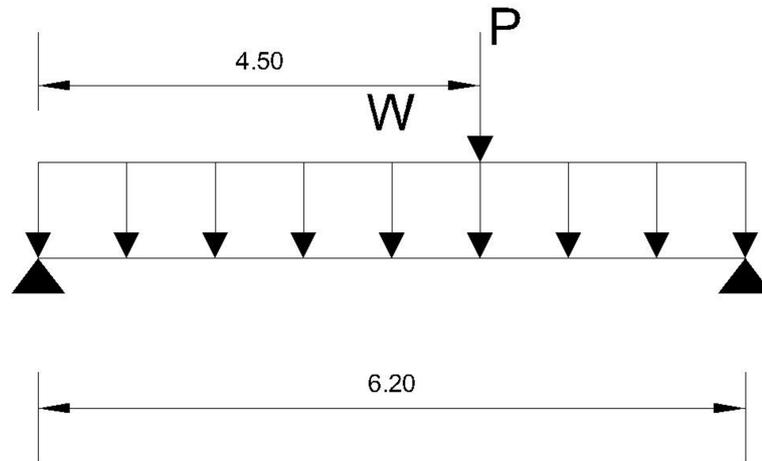


Figura 3-8. Modelo matemático entrepiso

$$W = 0.40 \frac{T}{m}$$

$$P = 0.24 T$$

$$M_{M\acute{a}x} = 2.13 T.m$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{2.13 * 10^5}{34} = 6,264.70 \frac{Kg}{cm^2} \gg 2,400 \frac{Kg}{cm^2}$$

⇒ La losa trabaja monolíticamente con las correas

3. Si es mayor al límite de fluencia reducido por el factor ϕ , entonces se procede a recalcular las propiedades de la sección, incluyendo la loseta de hormigón, como parte de la sección compuesta.

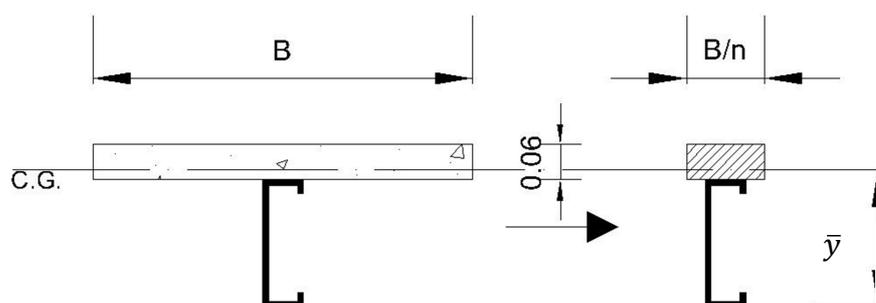


Figura 3-9. Sección compuesta transformada

$$B = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{4} = 150 \text{ cm} \\ B_0 = 65 \text{ cm} \\ 16 * t_s + b_f = 72 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$B = 65 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_{acero}}{E_{concreto}} = \frac{2,100,000}{210,000} = 10$$

$$\frac{B}{n} = \frac{65}{10} = 6.5 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = \frac{39 * 18 + 7.81 * 7.5}{46.81} = 16.25$$

$$I = \frac{6.5 * 6^3}{12} + 39 * (3 - 1.12)^2 + 255 + 7.81 * (7.5 + 1.12)^2 = 1090.15$$

4. Recalcular los esfuerzos en la sección compuesta, comprobando tanto en el acero como el hormigón.

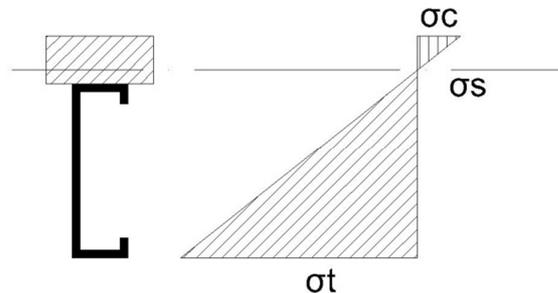


Figura 3-10. Esfuerzo en sección compuesta

$$f_t = \frac{M}{I} = \frac{2.13 * 10^5}{\frac{1090.15}{16.12}} = 3,149.62 \frac{Kg}{cm^2} > f_a$$

5. En caso de que los esfuerzos en la sección no cumplan con el esfuerzo admisible, se debe buscar una solución de reforzamiento de la misma.

ANÁLISIS CON CARGAS FACTORADAS

Para este caso se analiza la sección bajo la acción de la siguiente combinación de carga:

$$W = 1.2 * D + 1.6 * L = 1.2 * 0.2 + 1.6 * 0.2 = 0.56 \frac{T}{m}$$

$$P = 1.2 * D = 1.2 * 0.24 = 0.288 T$$

$$M_{Máx} = 2.94 T.m$$

$$f_t = \frac{M}{\frac{I}{c}} = \frac{2.94 * 10^5}{\frac{1070.56}{16.12}} = 4,426.92 \frac{Kg}{cm^2} > \phi Fy$$

Bajo el mismo procedimiento se analiza los casos más críticos, correspondientes a los ejes 1f-2f, 2f-3f.

Eje	Longitud	Carga distribuida (W)	Carga Puntual (P)	Momento (M)	Esfuerzo (σ)
7f-8f	6.20	0.40	0.24	2.15	3,240.38
2f-3f	4.50	0.40	0.24	1.16	1,750.44
1f-2f	5.40	0.40	0.24	1.61	2,421.25

Tabla 3-3. Esfuerzos para el sistema de Entrepiso

En todos estos casos, el esfuerzo supera el máximo admisible ($Fa = 0.6 * Fy = 1,440 \frac{Kg}{cm^2}$)

CONECTORES DE CORTE

Los conectores de corte se analizan de acuerdo a lo que establece el AISC, estos deben resistir la fuerza V_h , dada por el menor valor de:

$$V_h = \frac{0.85 * f'c * A_c}{2}$$

$$V_h = \frac{As * fy}{2}$$

La resistencia de los conectores, q , en kilogramos, se presenta en la siguiente tabla:

Conector	f'c=210 Kg/cm2	f'c=245 Kg/cm2	f'c>280 Kg/cm2
1/2" x 2"	2,320.00	2,500.00	2,680.00
5/8" x 2 1/2"	3,640.00	3,910.00	4,180.00
3/4" x 3"	5,230.00	5,680.00	6,050.00
7/8" x 3 1/2"	7,500.00	7,640.00	8,180.00

Tabla 3-4. Resistencia de conectores q

El número de conectores necesarios para garantizar un comportamiento adecuado de la sección compuesta es igual a:

$$N_1 = \frac{V_h}{q}$$

Para el caso del entrepiso su utilizaron conectores de 1/2" X 2", con $f'c=210$ Kg/cm2

$$N_1 = \frac{0.85 * f'c * A_c}{2 * q}$$

$$N_1 = \frac{0.85 * 210 * 6 * 60}{2 * 2320} = 14$$

Por lo tanto se necesitan al menos 14 conectores de corte, para que la sección compuesta funcione correctamente.

SOLDADURAS

El análisis de la suelda se lo realiza principalmente en la unión viga-columna.

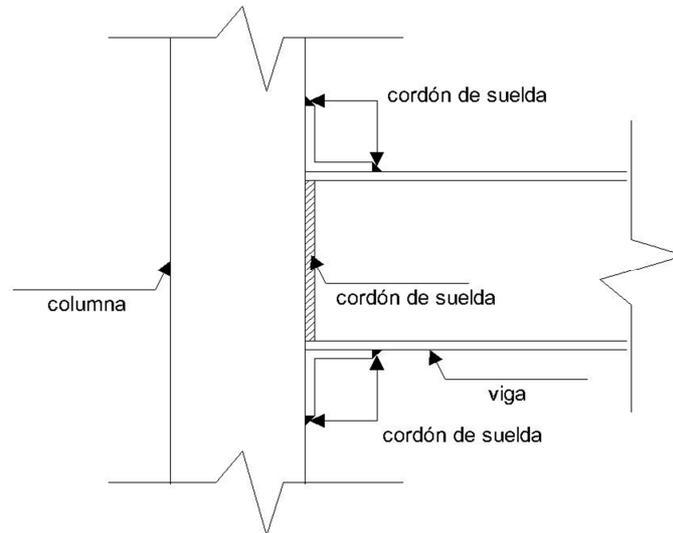


Figura 3-11. Detalle de suelda en unión viga-columna

Para esto se toma en cuenta el tipo de suelda que se utilizará y el electrodo. El electrodo E-6011 es el más utilizado en nuestro medio y es también recomendado para su utilización en acero A36.

Las cargas en una conexión se distribuyen de la siguiente manera:

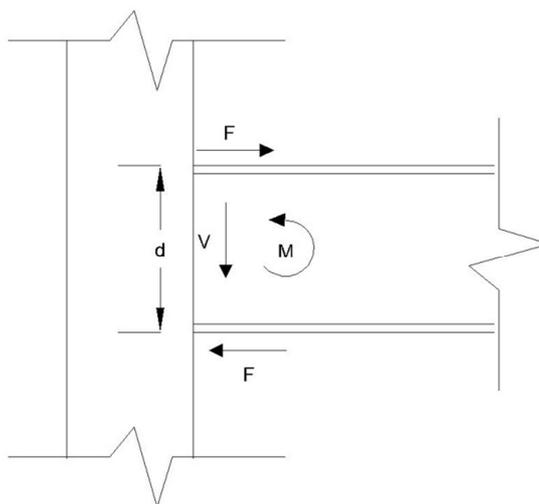


Figura 3-12. Distribución de fuerzas en unión

Donde:

$$M = F \cdot d$$

M= Momento resultante en la conexión

V= Fuerza cortante resultante en la conexión

d= Alto del alma de la viga

F= Fuerza equivalente en el patín de la viga

Como las soldaduras en los patines de la viga se encuentran a compresión y a tensión, los esfuerzos de las mismas están dados por:

$$\sigma_{T-C} = \frac{F}{A}$$

Donde A es igual a la garganta efectiva multiplicada por la longitud del cordón de la soldadura, que será el parámetro que se debe determinar. Además σ es el esfuerzo admisible del metal depositado, que es igual al valor de la resistencia a la fluencia (para el electrodo E-6011, es 60 Ksi) del mismo dividido entre un factor de seguridad, que por lo general se utiliza 3.

$$\sigma_{T-C} = \frac{60 \text{ Ksi}}{3} = 1406 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el caso de la soldadura del alma, esta se encuentra sometida a corte. El esfuerzo cortante está determinado por:

$$\tau = \frac{V}{A}$$

Donde τ es el esfuerzo admisible al corte del metal depositado. Este se establece como el 70% de la resistencia a tracción y compresión (σ_{T-C}).

Con estas consideraciones se toma un ejemplo, con los siguientes datos:

$$V = 6.0079 T$$

$$M = 6.1017 T - m$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$\sigma_{T-c} = 1406 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau = 0.7 * 1406 = 984.2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Despejando las fórmulas antes mostradas se tiene que:

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{M}{\sigma} = \frac{6.1017 * 10^5}{1406} = 10.85 \text{ cm}^2$$

Si se tiene una longitud de suelda de 15 cm, la garganta efectiva deberá ser de 0.72 cm, aproximando se debe utilizar de $\frac{5}{16}$ " , es decir de 0.79 cm.

$$A = \frac{V}{\tau} = \frac{6.0079 * 1000}{984.2} = 6.10 \text{ cm}^2$$

Si se tiene una longitud de suelda de aproximadamente 37 cm, la garganta efectiva será de 0.15 cm, por lo tanto se deberá utilizar una garganta de $\frac{1}{8}$ " , es decir 0.32 cm

3.2. MODELAMIENTO EN COMPUTADOR DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

Con los datos que se han presentado y en base a los planos se procede a ingresar al programa para el análisis respectivo.

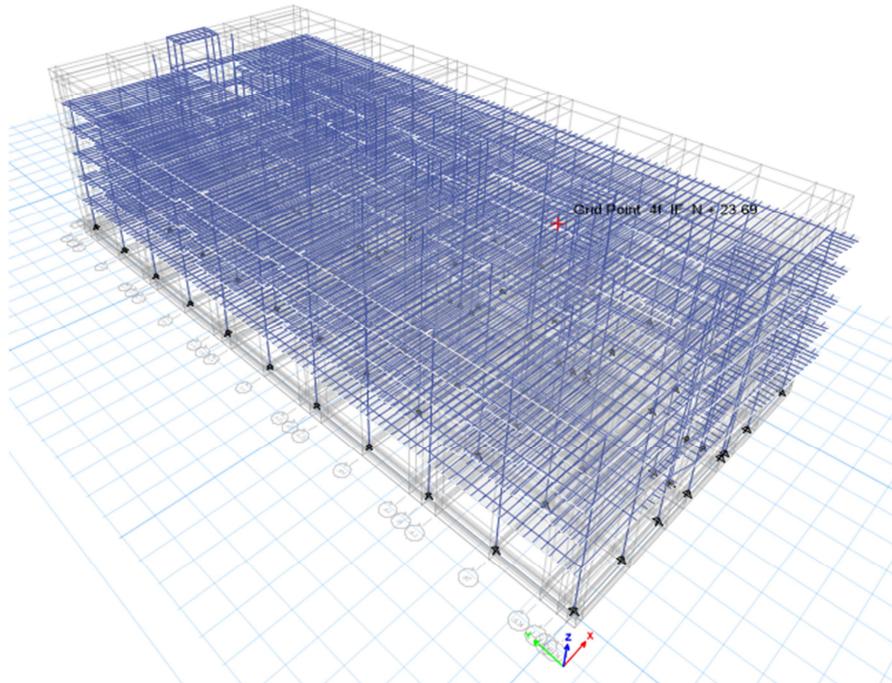


Figura 3-13. Estructura ingresada en el programa

Una vez ingresada la estructura en el programa, se procede a realizar el análisis respectivo con los datos que se obtienen del mismo.

3.3. MODELAMIENTO EN COMPUTADOR DE LA ESTRUCTURA CON ASENTAMIENTOS

Se procedió a modelar la estructura con los asentamientos que presenta y que se pueden apreciar en el sitio.

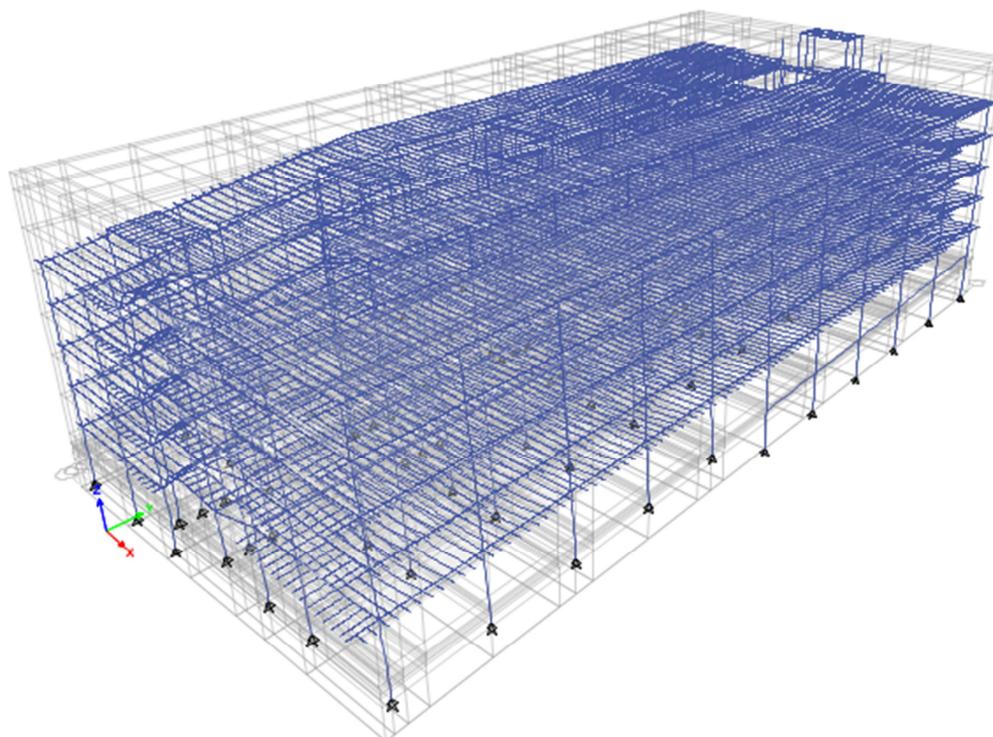


Figura 3-14. Modelamiento de la estructura asentada

3.4. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

Los respectivos análisis se encuentran en hoja electrónica adjunta, y se encuentran separados por la estructura original sin y con asentamientos. Se ha utilizado la metodología indicada en 3.1. Los mismos se encuentran distribuidos en cuadros como se muestra a continuación:

3.4.1. Resultados de la estructura original (sin asentamientos)

COLUMNAS

Columna 1 (A)	Nivel de piso terminado
Columna 2 (B)	Identificación de columna
Columna 3 (C)	Combinación de carga
Columna 4 (D)	Estación (Ubicación del punto a lo largo del elemento)
Columna 5 (E)	Carga axial actuante (P)
Columna 6 (F)	Fuerza cortante en el sentido 2-2
Columna 7 (G)	Fuerza cortante en el sentido 3-3

CONTINÚA →

Columna 8 (H)	Momento torsional
Columna 9 (I)	Momento flector en el sentido 2-2
Columna 10 (J)	Momento flector en el sentido 3-3
Columna 11 (K)	Sección transversal del elemento
Columna 12 (L)	Longitud del elemento
Columna 13(M)	Momento de inercia
Columna 14 (N)	Área de la sección transversal
Columna 15 (O)	Factor de longitud efectiva (K)
Columna 16 (P)	Carga nominal resistente
Columna 17 (Q)	Momento nominal resistente en el sentido 2-2
Columna 18 (R)	Momento nominal resistente en el sentido 3-3
Columna 19 (S)	Factor de seguridad en el análisis con esfuerzos de trabajo (Ω)
Columna 20 (T)	Excentricidad Balanceada en el sentido 2-2
Columna 21 (U)	Excentricidad Balanceada en el sentido 3-3
Columna 22 (V)	Excentricidad Real en el sentido 2-2
Columna 23 (W)	Excentricidad Real en el sentido 3-3
Columna 24 (X)	Decisión: tipo de falla en el sentido 2-2 (si $e_b > e_x \rightarrow$ <i>Falla a Flexión</i>) (si $e_b < e_x \rightarrow$ <i>Falla a compresión</i>)
Columna 25 (Y)	Decisión: tipo de falla en el sentido 2-2 (si $e_b > e_y \rightarrow$ <i>Falla a Flexión</i>) (si $e_b < e_y \rightarrow$ <i>Falla a compresión</i>)
Columna 26 (Z)	Decisión: Si $Mn_{2-2} > M_{2-2} \rightarrow$ <i>Falla</i> , si $Mn_{2-2} < M_{2-2} \rightarrow$ <i>OK</i>
Columna 27 (AA)	% de Falla del elemento
Columna 28 (AB)	Decisión: Si $Mn_{2-2} > M_{2-2} \rightarrow$ <i>Falla</i> , si $Mn_{2-2} < M_{2-2} \rightarrow$ <i>OK</i>
Columna 29 (AC)	% de Falla del elemento

Tabla 3-5. Distribución de la tabla de análisis de columnas

Los análisis respectivos se presentan en una hoja electrónica, como se muestra en el cuadro a continuación:

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Sección	Longitud	Inercia	Área	K
			m	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf		m	mm4	mm2	
N +24.71	C351	D+L	0.892	-1.0347	0.1398	0.0276	-0.0033	-0.0198	-0.1725	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+L	1.784	-1.0347	0.1398	0.0276	-0.0033	-0.0444	-0.2971	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+L	0.892	-1.0347	0.1398	0.0276	-0.0033	-0.0198	-0.1725	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+L	1.784	-1.0347	0.1398	0.0276	-0.0033	-0.0444	-0.2971	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.892	-1.1144	0.1326	0.0253	-0.0482	-0.051	-0.2365	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	1.784	-1.1144	0.1326	0.0253	-0.0482	-0.1224	-0.4537	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.892	-1.1144	0.1326	0.0253	-0.0482	-0.051	-0.2365	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C351	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	1.784	-1.1144	0.1326	0.0253	-0.0482	-0.1224	-0.4537	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C441	D+L	0.892	-1.0492	-0.1332	0.029	-0.0036	-0.0208	0.1679	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C441	D+L	1.784	-1.0492	-0.1332	0.029	-0.0036	-0.0467	0.2867	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C441	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.892	-1.1289	-0.1272	0.0278	-0.0486	-0.0522	0.0868	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C441	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	1.784	-1.1289	-0.1272	0.0278	-0.0486	-0.1249	0.1008	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C441	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.892	-1.1289	-0.1272	0.0278	-0.0486	-0.0522	0.0868	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C441	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	1.784	-1.1289	-0.1272	0.0278	-0.0486	-0.1249	0.1008	Col 200x200x3	2.19	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C41	D+L	0.307	-1.0892	-0.1982	-0.0486	-0.0021	0.041	0.2704	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C41	D+L	0.614	-1.0892	-0.1982	-0.0486	-0.0021	0.056	0.3313	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C41	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.307	-0.9389	-0.1858	-0.0385	-0.0019	-0.0213	0.1628	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C41	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.614	-0.9389	-0.1858	-0.0385	-0.0019	-0.0204	0.1986	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C41	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.307	-0.9389	-0.1858	-0.0385	-0.0019	-0.0213	0.1628	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C41	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.614	-0.9389	-0.1858	-0.0385	-0.0019	-0.0204	0.1986	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C231	D+L	0.307	-1.0281	-0.1852	-0.0001	-0.0025	-0.0003	0.3656	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C231	D+L	0.614	-1.0281	-0.1852	-0.0001	-0.0025	-0.0003	0.4225	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C231	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.307	-0.9559	-0.1706	0.0125	-0.0023	-0.0766	0.2707	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C231	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.614	-0.9559	-0.1706	0.0125	-0.0023	-0.0963	0.3096	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C231	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.307	-0.9559	-0.1706	0.0125	-0.0023	-0.0766	0.2707	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C231	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.614	-0.9559	-0.1706	0.0125	-0.0023	-0.0963	0.3096	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C237	D+L	0.307	-1.0594	-2.2E-05	0.0308	-0.0027	-0.0375	0.2419	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C237	D+L	0.614	-1.0594	-2.2E-05	0.0308	-0.0027	-0.047	0.2419	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C237	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.307	-1.1407	-0.0039	0.0358	-0.0025	-0.1019	0.1694	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20
N +24.71	C237	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.614	-1.1407	-0.0039	0.0358	-0.0025	-0.1259	0.159	Col 200x200x3	1.02	28,001,881.10	6,415.70	2.20

CONTINÚA →

P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC
Pn Ton	Mn 2-2 T-m	Mn 3-3 T-m	Ω	eb x m	eb y m	ex m	ey m	Tipo de Falla x	Tipo de falla y	Conclusiones			
										X	%	Y	%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.17	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.04	0.29	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.17	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.04	0.29	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.05	0.21	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.11	0.41	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.05	0.21	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.11	0.41	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.16	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.04	0.27	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.05	0.08	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.11	0.09	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.05	0.08	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.11	0.09	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.04	0.25	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.05	0.30	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.17	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.21	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.17	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.02	0.21	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.00	0.36	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.00	0.41	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.08	0.28	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.10	0.32	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.08	0.28	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.10	0.32	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.04	0.23	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.04	0.23	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.09	0.15	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
65.61	5.89	5.89	1.67	0.09	0.09	0.11	0.14	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%

Tabla 3-6.Cuadro de Análisis de columnas

De estos análisis se pueden obtener los primeros resultados

- Las columnas son tubulares, de sección rectangular, rellenas de hormigón y varillas de acero de refuerzo en su interior.
- Las columnas encuentran trabajando con esfuerzos menores a los admisibles.
- No es necesario reforzar las columnas.

VIGAS

Columna 1 (A)	Nivel de piso terminado
Columna 2 (B)	Identificación de viga
Columna 3 (C)	Combinación de carga
Columna 4 (D)	Estación (Ubicación del punto a lo largo del elemento)
Columna 5 (E)	Carga axial actuante (P)
Columna 6 (F)	Fuerza cortante en el sentido 2-2
Columna 7 (G)	Fuerza cortante en el sentido 3-3
Columna 8 (H)	Momento torsional
Columna 9 (I)	Momento flector en el sentido 2-2
Columna 10 (J)	Momento flector en el sentido 3-3
Columna 11 (K)	Sección transversal del elemento
Columna 12 (L)	Longitud del elemento
Columna 13 (M)	Localización del punto de análisis
Columna 14 (N)	Módulo de sección $S = \frac{I}{c}$
Columna 15 (O)	Criterio del patín $\frac{bf}{2tf}$
Columna 16 (P)	Criterio del patín $\frac{65}{\sqrt{Fy}}$
Columna 17 (Q)	Criterio del patín $\frac{95}{\sqrt{Fy}}$
Columna 18 (R)	Criterio del patín conclusión
Columna 19 (S)	Criterio del alma $\frac{d}{tw}$
Columna 20 (T)	Criterio del alma $\frac{640}{\sqrt{Fy}}$

CONTINÚA →

Columna 21 (U)	Criterio del alma conclusión
Columna 22 (V)	Viga lateralmente apoyada
Columna 23 (W)	Esfuerzo admisible (Ksi)
Columna 24 (X)	Esfuerzo admisible (Kg/cm ²)
Columna 25 (Y)	Módulo de sección Mínima
Columna 26 (Z)	Conclusión: si $S_{min} < S_{3-3} \rightarrow SECCIÓN INSUFICIENTE$ Si $S_{min} > S_{3-3} \rightarrow OK$

Tabla 3-7. Distribución del cuadro de análisis de vigas metálicas

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Story	Beam	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Sección	Longitud
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m
N + 23.69	B781	D+L	3.15	-0.1451	-0.2691	-5.14E-06	-3.87E-05	-2.10E-06	1.3142	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+L	3.15	-0.1451	0.2626	7.11E-06	3.90E-05	-1.69E-06	1.3143	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Max	3.15	-0.085	-0.2022	4.92E-05	-3.62E-05	1.01E-05	1.2492	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Max	3.15	-0.0821	0.3029	2.41E-05	3.78E-05	-8.49E-06	1.2478	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Min	3.15	-0.1341	-0.2559	-4.19E-05	-3.86E-05	-3.25E-05	1.2477	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Min	3.15	-0.1398	0.2493	-3.06E-05	3.52E-05	-1.41E-05	1.2477	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E y) Max	3.15	-0.085	-0.2022	4.92E-05	-3.62E-05	1.01E-05	1.2492	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E y) Max	3.15	-0.0821	0.3029	2.41E-05	3.78E-05	-8.49E-06	1.2478	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E y) Min	3.15	-0.1341	-0.2559	-4.19E-05	-3.86E-05	-3.25E-05	1.2477	IP 100x406x4x3	6.3
N + 23.69	B781	D+0.75L+0.75(0.7E y) Min	3.15	-0.1398	0.2493	-3.06E-05	3.52E-05	-1.41E-05	1.2477	IP 100x406x4x3	6.3
N + 18.54	B781	D+L	3.15	-0.0194	-1.2106	-0.0001	0.0002	1.43E-05	4.9649	IP 100x406x4x3	6.3
N + 18.54	B781	D+L	3.15	-0.0203	1.1549	-0.0002	-0.0002	-0.0001	4.9658	IP 100x406x4x3	6.3
N + 18.54	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Max	3.15	-0.0206	-0.8435	0.0003	0.0002	-0.0001	4.6592	IP 100x406x4x3	6.3
N + 18.54	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Max	3.15	-0.0271	1.3743	0.0002	-0.0002	4.35E-05	4.6556	IP 100x406x4x3	6.3
N + 18.54	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Min	3.15	-0.028	-1.1323	0.0002	0.0002	-0.0001	4.6548	IP 100x406x4x3	6.3
N + 18.54	B781	D+0.75L+0.75(0.7E x) Min	3.15	-0.0272	1.0829	9.25E-06	-0.0002	-6.03E-06	4.6516	IP 100x406x4x3	6.3

CONTINÚA →

M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
Localización	S33	Criterio del patin			Criterio del alma			lat-apoy	Fa	Fa	S33 min	OBSERVACIÓN	
	mm3	bf/2tf	65/raiz(Fy)	95/raiz(Fy)	OBSERVACI	d/tw	640/raiz(Fy)	OBSERVACI		Ksi	Kg/cm2		
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	86,539.69	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	86,546.27	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,259.46	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,167.27	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,160.68	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,160.68	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,259.46	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,167.27	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	82,160.68	OK
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	326,937.22	SECCIÓN INSUFICIENTE
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	326,996.48	SECCIÓN INSUFICIENTE
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	306,806.96	SECCIÓN INSUFICIENTE
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	306,569.90	SECCIÓN INSUFICIENTE
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	306,517.22	SECCIÓN INSUFICIENTE
Centro	236,862.40	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	306,306.51	SECCIÓN INSUFICIENTE

Tabla 3-8. Cuadro de análisis de vigas

Con este análisis se pueden tener los primeros resultados:

- Las vigas principales tanto cargadoras como de amarre son metálicas fabricadas en taller, de secciones no compactas y lateralmente apoyadas, por estar embebidas en la losa de hormigón, por lo tanto el esfuerzo admisible es de $F_a = 0.60F_y$.
- Las vigas cargadoras se encuentran en su mayoría sobre cargadas, y las secciones son insuficientes para resistir las sollicitaciones externas.
- Las vigas de amarre que se encuentran entre los ejes 7 y 8 son las más críticas, puesto que superan los esfuerzos admisibles para cada sección.

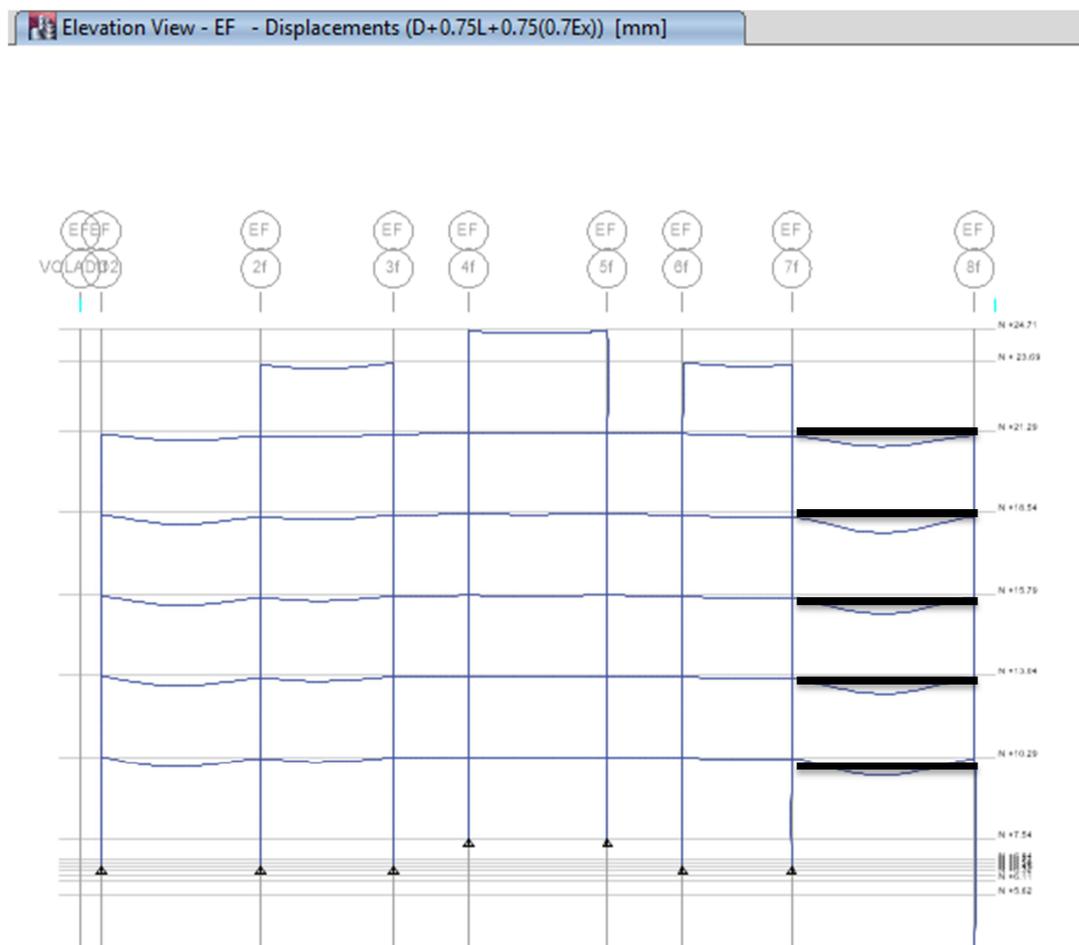


Figura 3-15. Ubicación de vigas a ser reforzadas.

- Se recomienda reforzar las vigas cargadoras y las vigas ubicadas entre los ejes 7 y 8.

3.4.2. Resultados de la estructura original (con asentamientos)

De forma análoga se realiza el análisis para la estructura aumentando los asentamientos.

Los asentamientos han producido esfuerzos adicionales en los pórticos donde está asentado y entre más cercanos se encuentren a estos, los esfuerzos son mayores (entre 0.3% a 80% adicional).

Los elementos más afectados por la acción de los asentamientos son los pórticos asentados, generando esfuerzos extremadamente altos en columnas y vigas, llevando a la falla de estos. Los elementos que conforman las gradas de acceso se encuentran en condiciones extremas de falla.

Los efectos de este asentamiento de la estructura se han analizado por separado la subestructura y la superestructura, para luego sumarlos.

CIMENTACIÓN

- La cimentación está compuesta por vigas de hormigón con alas con 0.90 m de alto y 1.30 m en la base, de acuerdo a los planos de construcción, como se muestra en la figura a continuación.

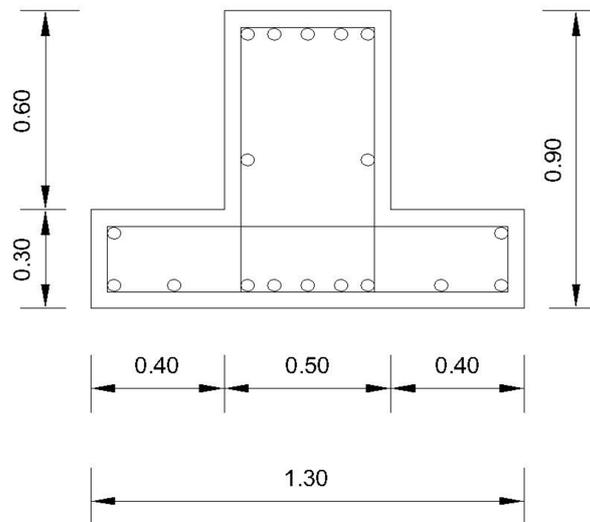


Figura 3-16. Dimensiones de las vigas de cimentación

- Las vigas de cimentación están ubicadas en las dos direcciones, a lo largo de los ejes.
- En base al estudio de suelos, se obtienen los esfuerzos admisibles del suelo de fundación, y las características necesarias para el análisis.
- Como consecuencia de las cargas provenientes de la superestructura, se ha procedido a analizar cada una de las vigas.

CONSIDERACIONES GENERALES

- Módulo de elasticidad del hormigón: 2,100,000.00 Kg/cm²
- Esfuerzos admisibles del suelo: Indicado en estudio de suelos
- Coeficiente de balasto: $\beta = 120 * q_{ad}$

El modelo matemático para el análisis de las vigas es el que se presenta a continuación:

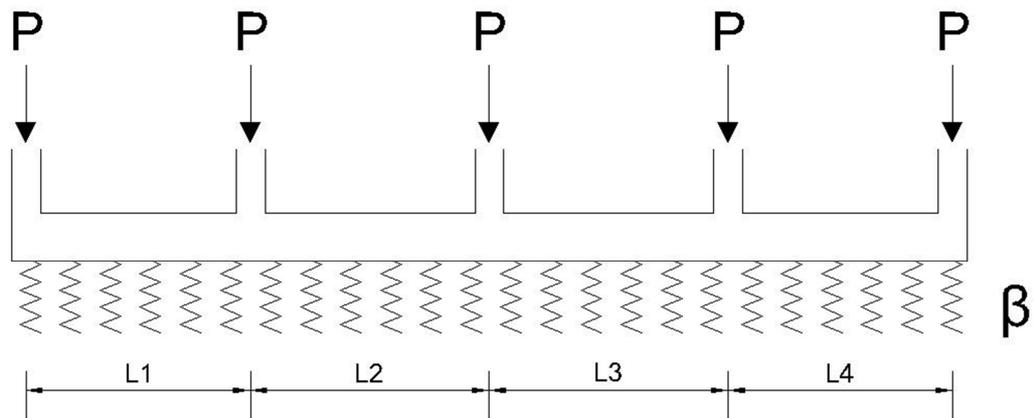


Figura 3-17. Modelo matemático para análisis de vigas de cimentación

Para el cálculo en las dos direcciones es necesario calcular un factor de distribución de la carga, basado en las sumatorias de las luces en cada sentido.

$$\sum L_x = (5.4 + 4.5) * 11 = 108.90$$

$$\sum L_y = (6.3 * 10) * 3 = 189.00$$

$$fd_x = \frac{\sum L_x}{\sum L_x + \sum L_y} = 0.37$$

$$fd_y = \frac{\sum L_y}{\sum L_x + \sum L_y} = 0.73$$

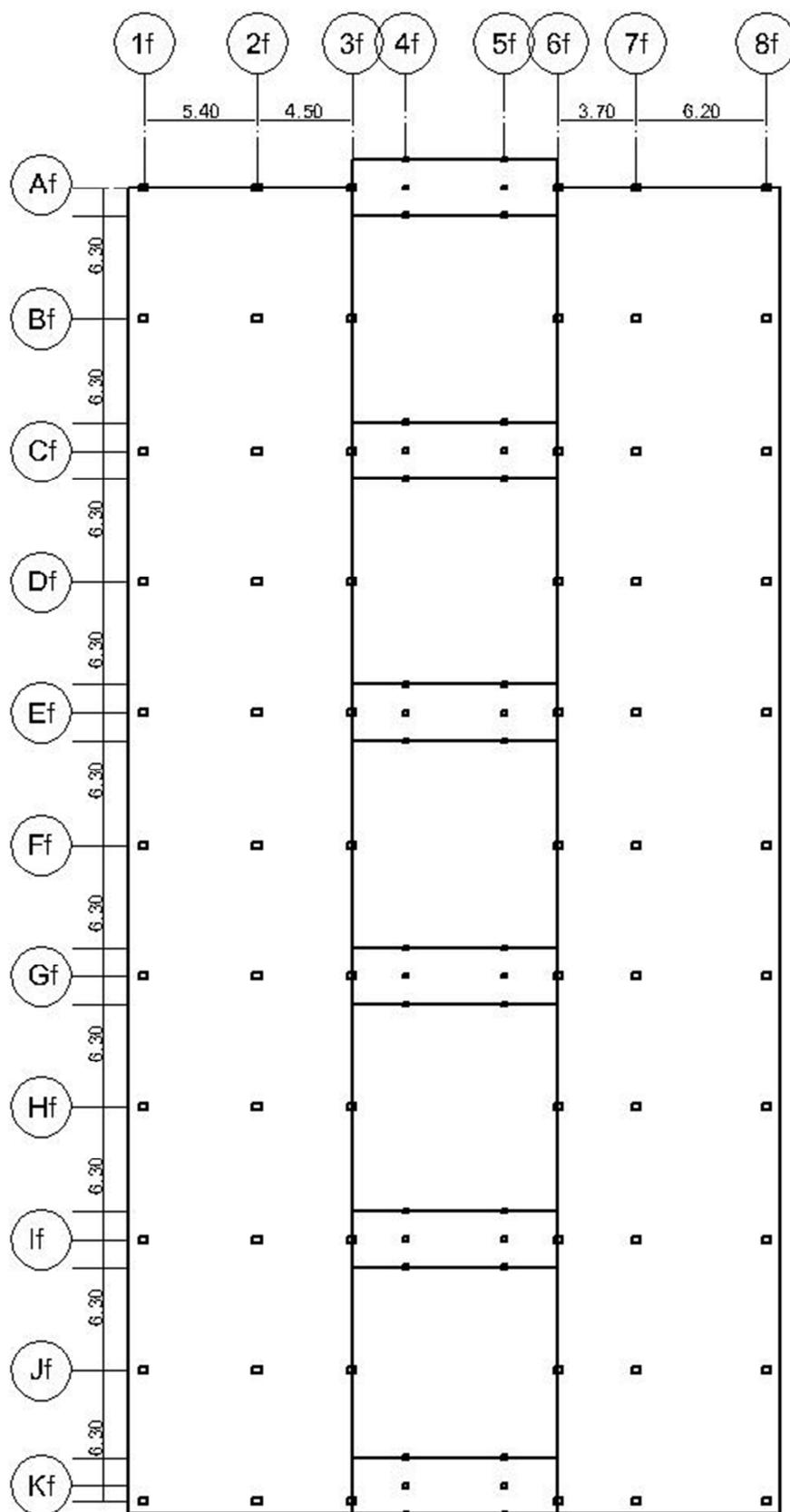


Figura 3-18. Luces entre ejes

Estos factores de distribución fd_x y fd_y se multiplican por las cargas aplicadas en las bases de cada columna, que vienen de la superestructura.

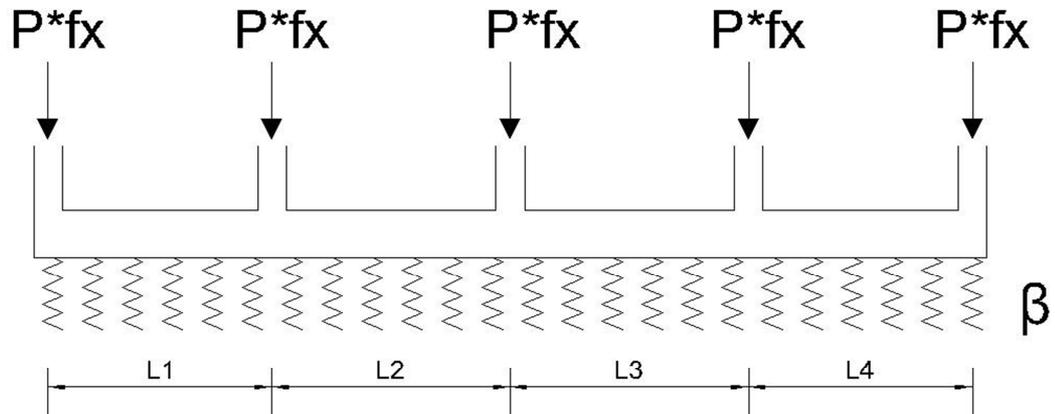


Figura 3-19. Modelo para diseño de vigas de cimentación

Los esfuerzos admisibles del suelo se obtuvieron del estudio de suelos y se presenta en el siguiente gráfico.

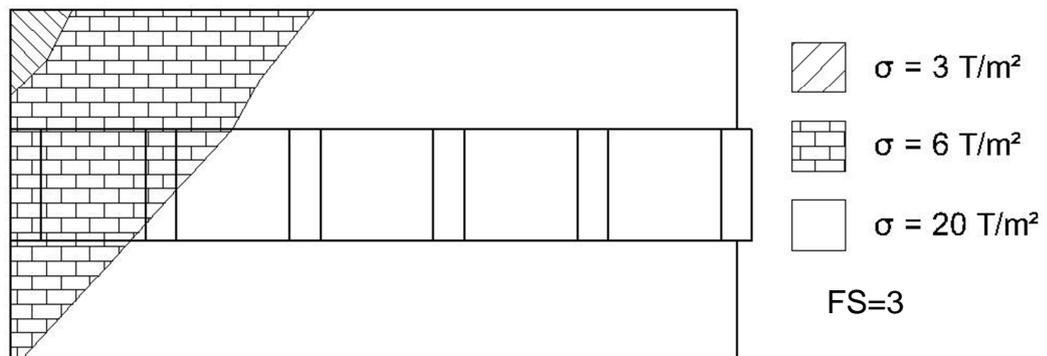
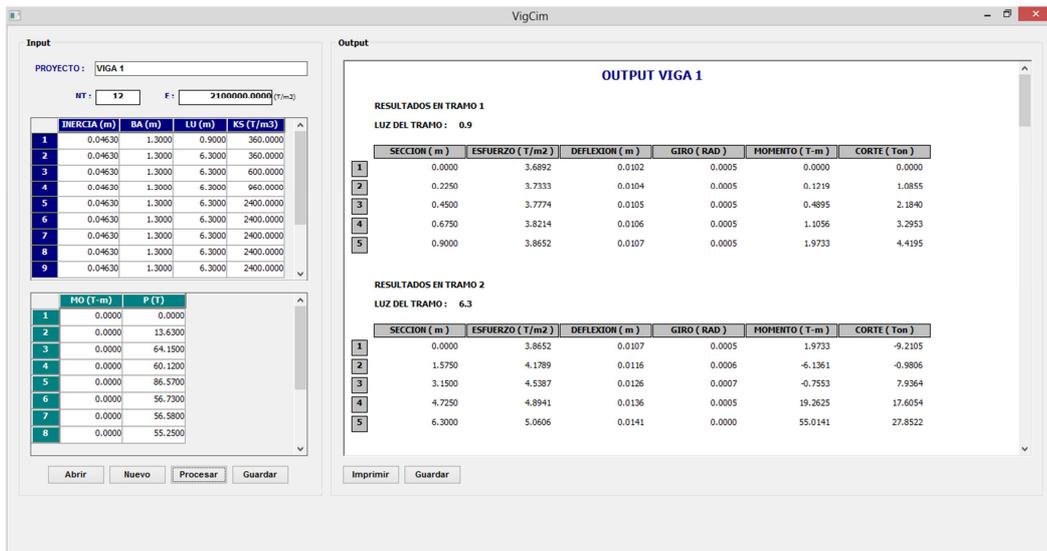


Figura 3-20. Distribución de esfuerzos admisibles del suelo

El análisis de cada una de las vigas de cimentación se realizó en hoja electrónica adjunta. Los esfuerzos producidos por las cargas provenientes de la estructura son críticos en la cimentación de las gradas, por la presencia de los asentamientos. Para este análisis se utilizó la ayuda de un programa de computador, como se muestra en el gráfico y los cuadros a continuación:



OUTPUT VIGA 1

RESULTADOS EN TRAMO 1
LUZ DEL TRAMO : 0.9

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	3.6892	0.0102	0.0005	0.0000	0.0000
2	0.2250	3.7333	0.0104	0.0005	0.1219	1.0855
3	0.4500	3.7774	0.0105	0.0005	0.4895	2.1840
4	0.6750	3.8214	0.0106	0.0005	1.1056	3.2953
5	0.9000	3.8652	0.0107	0.0005	1.9733	4.4195

RESULTADOS EN TRAMO 2
LUZ DEL TRAMO : 6.3

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	3.8652	0.0107	0.0005	1.9733	-9.2105
2	1.5750	4.1789	0.0116	0.0006	-6.1361	-0.9806
3	3.1500	4.5387	0.0126	0.0007	-0.7553	7.9364
4	4.7250	4.8941	0.0136	0.0005	19.2625	17.6054
5	6.3000	5.0606	0.0141	0.0000	55.0141	27.8522

OUTPUT VIGA 1

RESULTADOS EN TRAMO 1
LUZ DEL TRAMO : 0.9

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	3.6892	0.0102	0.0005	0.0000	0.0000
2	0.2250	3.7333	0.0104	0.0005	0.1219	1.0855
3	0.4500	3.7774	0.0105	0.0005	0.4895	2.1840
4	0.6750	3.8214	0.0106	0.0005	1.1056	3.2953
5	0.9000	3.8652	0.0107	0.0005	1.9733	4.4195

RESULTADOS EN TRAMO 2
LUZ DEL TRAMO : 6.3

	SECCION (m)	ESFUERZO (T/m ²)	DEFLEXION (m)	GIRO (RAD)	MOMENTO (T-m)	CORTE (Ton)
1	0.0000	3.8652	0.0107	0.0005	1.9733	-9.2105
2	1.5750	4.1789	0.0116	0.0006	-6.1361	-0.9806
3	3.1500	4.5387	0.0126	0.0007	-0.7553	7.9364
4	4.7250	4.8941	0.0136	0.0005	19.2625	17.6054
5	6.3000	5.0606	0.0141	0.0000	55.0141	27.8522

Figura 3-21. Ventanas de ingreso y salida de datos

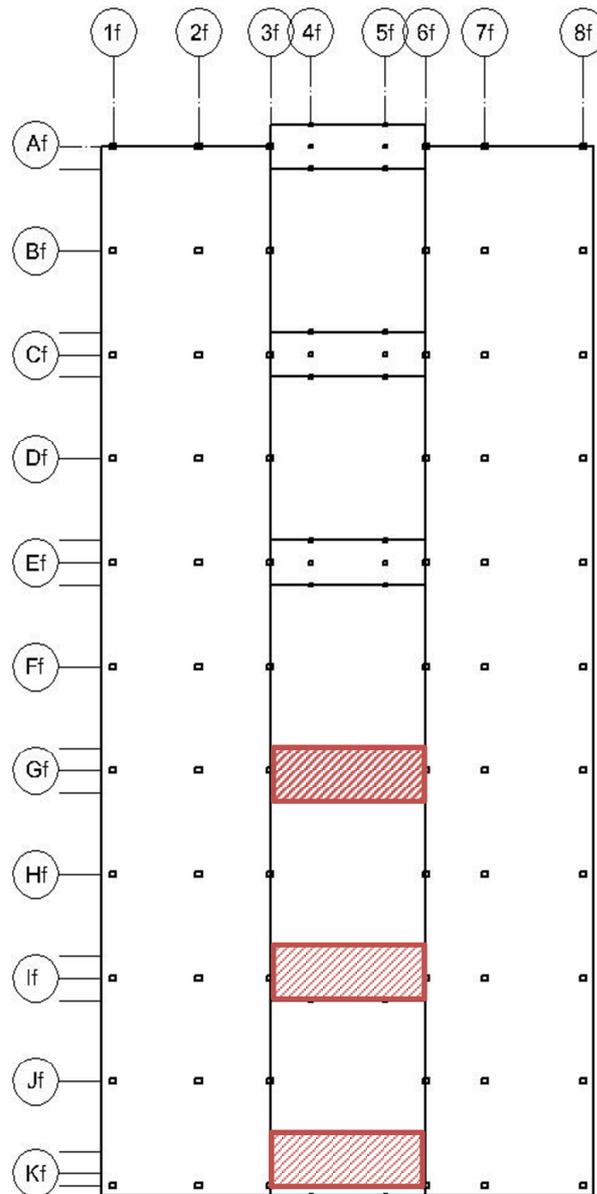


Figura 3-22. Ubicación de cimentación con esfuerzos críticos

En el sentido X de la estructura, los esfuerzos por sismo provocan que la estructura falle de un lado y por el otro se levante, ocasionando una excentricidad de las acciones provocadas.

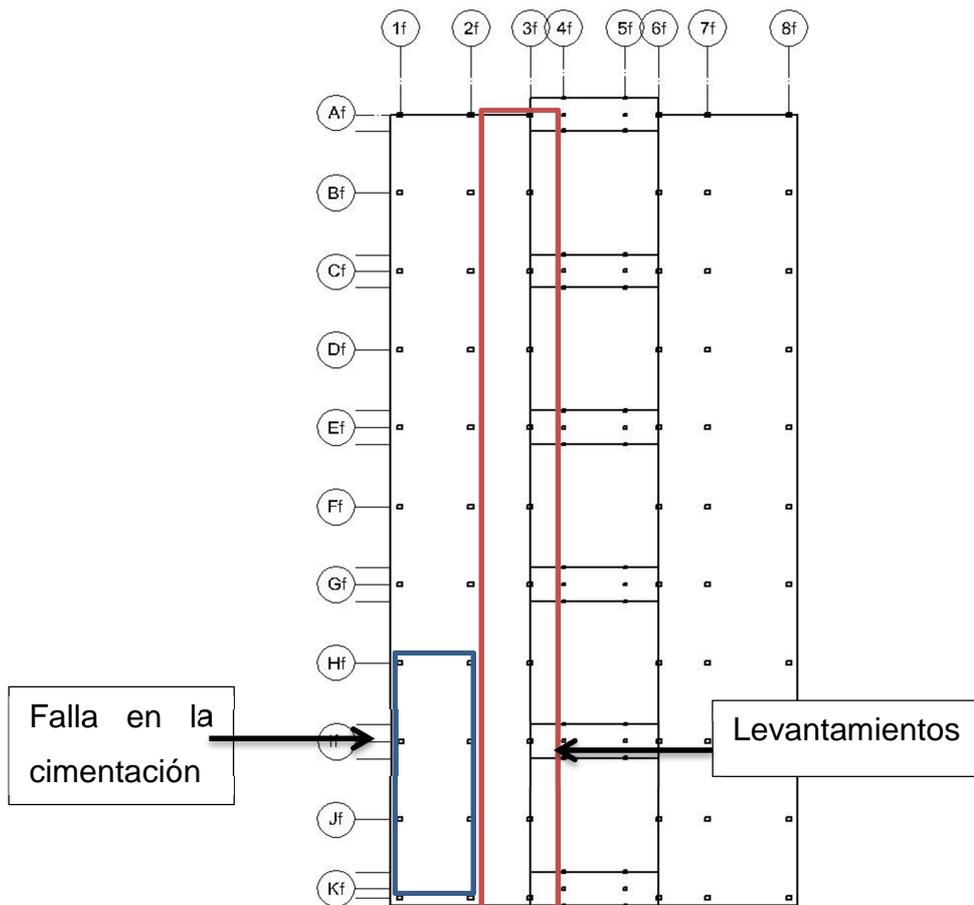


Figura 3-23. Ubicación de Levantamientos y fallas en la cimentación

VIGAS Y COLUMNAS

Las vigas más afectadas por los asentamientos son las que unen las gradas con la estructura principal, estas soportan esfuerzos extremadamente altos.

Las columnas adyacentes a la zona de asentamiento soportan también grandes esfuerzos, que los lleva a la falla.

Las columnas y vigas que se encuentran dentro de la zona de asentamiento también soportan esfuerzos adicionales y ya han llegado a la falla de los elementos.

Los análisis se realizaron de forma análoga a la explicada en el capítulo anterior, en hoja electrónica y se muestran a continuación:

VIGAS:

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Story	Beam	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Sección	Longitud
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m
N +24.71	B158	D+L+As	0.1	1.1266	-2.7015	-0.082	0.0005	-0.0252	-2.12	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+L+As	2.35	0.92	-2.1109	0.0002	-0.0004	0.0016	3.3863	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+L+As	2.35	1.1271	-1.8749	-0.0011	-0.0004	-0.0022	3.4144	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+L+As	4.6	3.2686	-1.4573	-0.1018	0.0001	0.0292	7.1441	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Max	0.1	1.1423	-2.6255	-0.0826	0.0005	-0.0253	-2.032	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Max	2.35	0.9474	-2.0703	0.0002	-0.0004	0.0016	3.3462	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Max	2.35	1.1546	-1.8468	-0.0011	-0.0004	-0.0022	3.3738	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Max	4.6	3.2728	-1.4594	-0.1012	0.0001	0.0297	7.1492	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Min	0.1	1.1305	-2.6638	-0.0835	0.0005	-0.0257	-2.1152	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Min	2.35	0.9213	-2.1051	0.0002	-0.0004	0.0016	3.3451	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Min	2.35	1.1254	-1.881	-0.0011	-0.0004	-0.0022	3.3731	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As Min	4.6	3.253	-1.495	-0.1033	0.0001	0.0291	7.0731	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As Max	0.1	1.1423	-2.6255	-0.0826	0.0005	-0.0253	-2.032	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As Max	2.35	0.9474	-2.0703	0.0002	-0.0004	0.0016	3.3462	IP 100x406x4x3 ref	4.7
N +24.71	B158	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As Max	2.35	1.1546	-1.8468	-0.0011	-0.0004	-0.0022	3.3738	IP 100x406x4x3 ref	4.7

CONTINÚA →

M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
Localización	S33 mm ³	bf/2tf	Criterio del patin			Criterio del alma			lat-apoy	Fa Ksi	Fa Kg/cm ²	S33 min	OBSERVACIÓN
			65/raiz(Fy)	95/raiz(Fy)	OBSERVACI	d/tw	640/raiz(F	OBSERVACI					
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	139,601.38	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	222,986.87	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	224,837.25	OK
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	470,436.90	SECCIÓN INSUFICIENTE
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	133,806.61	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	220,346.30	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	222,163.75	OK
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	470,772.74	SECCIÓN INSUFICIENTE
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	139,285.30	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	220,273.86	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	222,117.65	OK
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	465,761.58	SECCIÓN INSUFICIENTE
Extremo	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	133,806.61	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	220,346.30	OK
Centro	339,070.00	12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CON SI		21.60	1518.61	222,163.75	OK

Tabla 3-9. Cuadro de análisis de vigas estructura asentada

COLUMNAS

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Sección	Longitud	Inercia	Área
			m	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf		m	mm4	mm2
N + 23.69	C152	D+L+As	0.997	1.524	0.5435	5.7814	-0.1266	0.5198	3.2959	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40
N + 23.69	C152	D+L+As	1.994	1.524	0.5435	5.7814	-0.1266	-5.2442	2.7541	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40
N + 23.69	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	0.997	1.534	0.5211	5.8667	-0.1288	0.4538	3.112	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40
N + 23.69	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	1.994	1.534	0.5211	5.8667	-0.1288	-5.5208	2.4747	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40
N + 23.69	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	0.997	1.534	0.5211	5.8667	-0.1288	0.4538	3.112	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40
N + 23.69	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	1.994	1.534	0.5211	5.8667	-0.1288	-5.5208	2.4747	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C152	D+L+As	1.024	10.5191	-4.3458	4.5899	-0.488	0.5938	0.5156	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C152	D+L+As	2.048	10.5191	-4.3458	4.5899	-0.488	-4.1062	4.9657	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	1.024	10.7559	-4.435	4.5379	-0.4904	0.5261	0.161	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	2.048	10.7559	-4.435	4.5379	-0.4904	-4.6231	4.4389	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	1.024	10.7559	-4.435	4.5379	-0.4904	0.5261	0.161	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	2.048	10.7559	-4.435	4.5379	-0.4904	-4.6231	4.4389	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C161	D+L+As	1.024	175.2141	87.4276	13.3783	-0.5114	-0.2492	8.6464	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C161	D+L+As	2.048	175.2141	87.4276	13.3783	-0.5114	-13.9485	-80.8794	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C161	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	1.024	175.6672	87.3987	13.505	-0.5126	-0.3319	8.4059	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C161	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	2.048	175.6672	87.3987	13.505	-0.5126	-14.3884	-81.6318	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C161	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	1.024	175.6672	87.3987	13.505	-0.5126	-0.3319	8.4059	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +21.29	C161	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	2.048	175.6672	87.3987	13.505	-0.5126	-14.3884	-81.6318	Col 300x400x3	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C152	D+L+As	1.024	15.3957	-0.8273	7.2769	-0.4377	1.5179	-0.6971	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C152	D+L+As	2.048	15.3957	-0.8273	7.2769	-0.4377	-5.9337	0.1501	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	1.024	16.1854	-0.9209	7.2414	-0.4378	1.5014	-1.0832	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ex)+As IV	2.048	16.1854	-0.9209	7.2414	-0.4378	-6.6169	-0.6014	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	1.024	16.1854	-0.9209	7.2414	-0.4378	1.5014	-1.0832	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C152	D+0.75L+0.75(0.7Ey)+As IV	2.048	16.1854	-0.9209	7.2414	-0.4378	-6.6169	-0.6014	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40
N +18.54	C161	D+L+As	1.024	373.0673	61.8805	10.4904	-0.3223	3.373	24.1065	300x400x3 - 300x	2.75	155,457,719.00	16,634.40

CONTINUÍA →

O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC
K	Pn Ton	Mn 2-2 T-m	Mn 3-3 T-m	Ω	eb x m	eb y m	ex m	ey m	Tipo de Falla x	Tipo de falla y	X	Conclusiones		
												%	Y	%
1.25	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.34	2.16	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.25	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	3.44	1.81	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.25	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.30	2.03	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.25	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	3.60	1.61	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.25	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.30	2.03	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.25	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	3.60	1.61	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.06	0.05	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.39	0.47	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.05	0.01	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.43	0.41	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.05	0.01	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.43	0.41	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.00	0.05	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.08	0.46	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	FALLA	22%	FALLA	84%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.00	0.05	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.08	0.46	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	FALLA	25%	FALLA	84%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.00	0.05	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.08	0.46	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	FALLA	25%	FALLA	84%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.10	0.05	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.39	0.01	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.09	0.07	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.41	0.04	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.09	0.07	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.41	0.04	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
1.07	162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.01	0.06	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%

Tabla 3-10. Cuadro de análisis de columnas estructura asentada

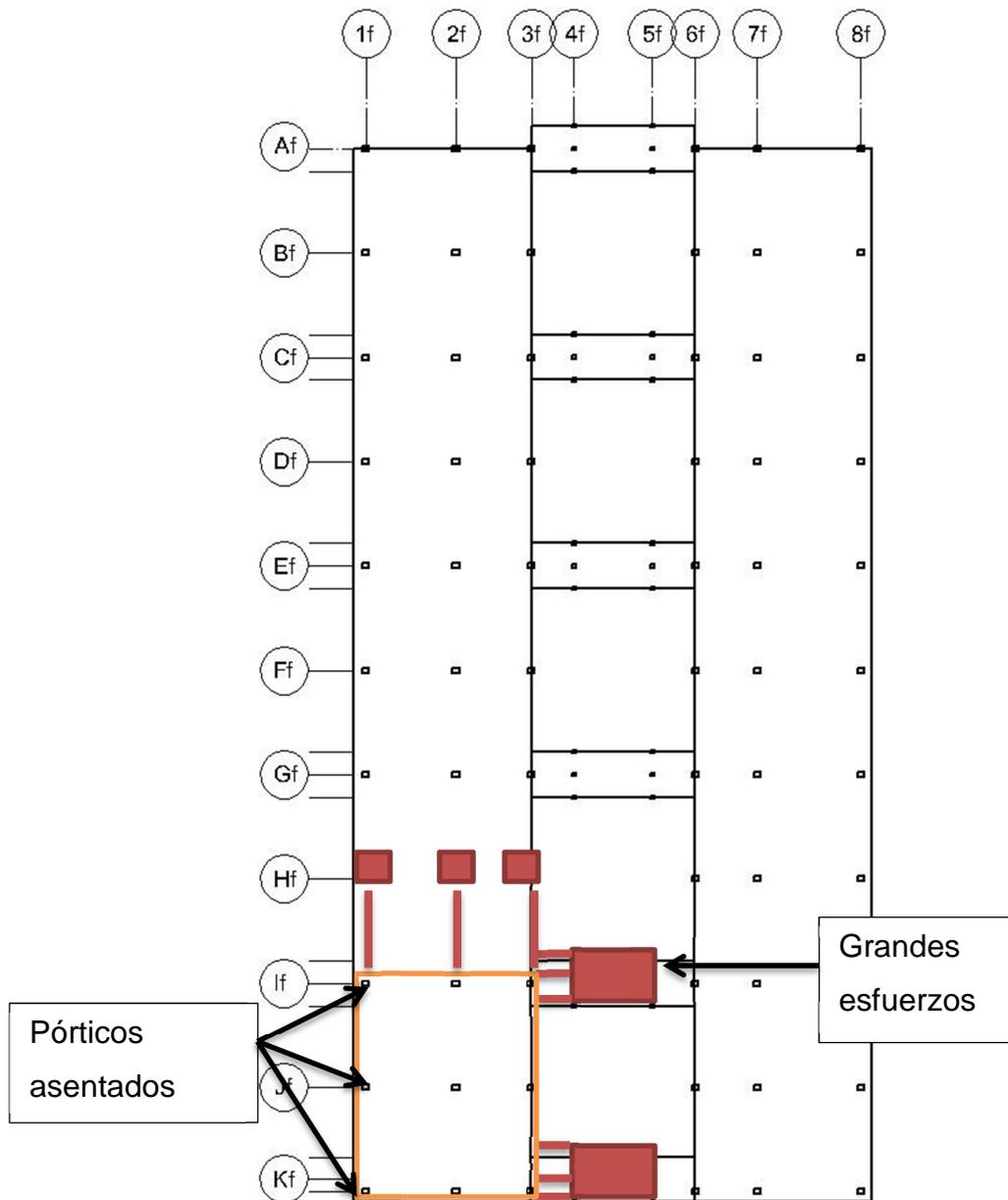


Figura 3-24. Ubicación de los elementos sometidos a grandes esfuerzos por asentamiento

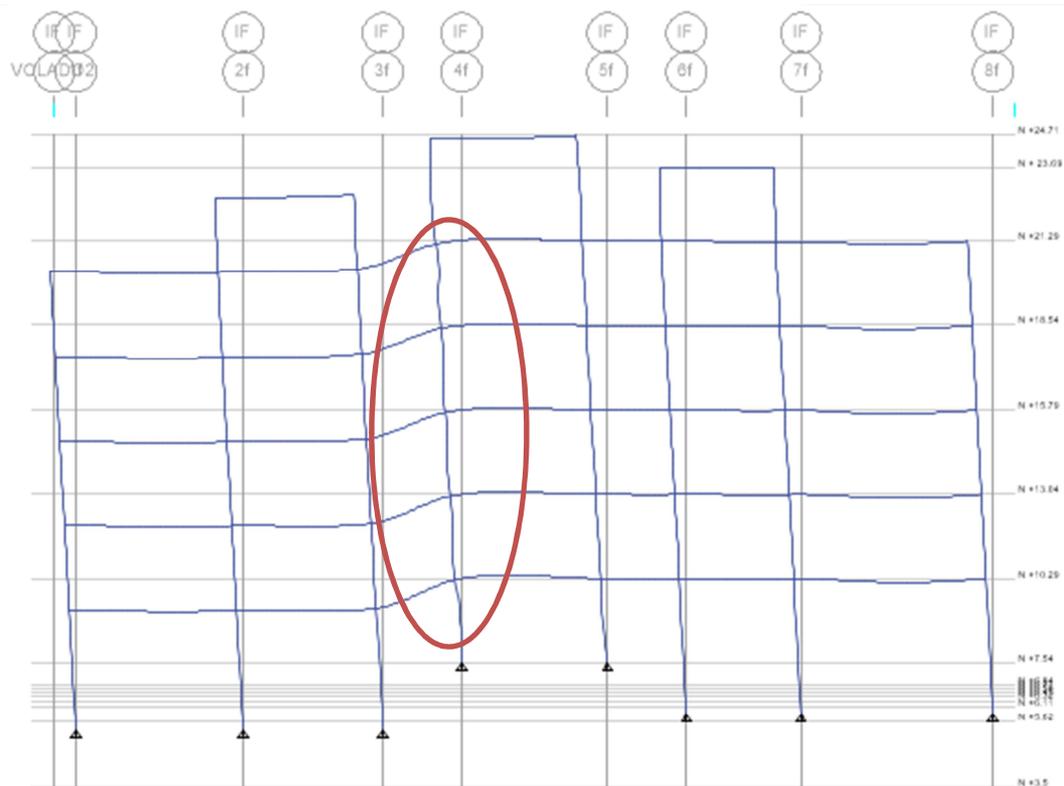


Figura 3-25. Falla de elementos por asentamientos

Se recomienda para este caso buscar opciones de reforzamiento de las vigas y columnas, así como de la cimentación.

Recomendaciones:

CIMENTACIÓN

- Ampliar el ancho de las alas de las vigas para disminuir los esfuerzos del suelo.
- Cambiar el sistema de vigas de cimentación a una losa de cimentación

VIGAS Y COLUMNAS

- Reforzamiento de los elementos con placas de acero:
 - En vigas, colocar cubreplacas en la parte inferior de las mismas, para aumentar la sección

- En columnas realizar un encamisado de cada una para aumentar la resistencia del elemento.
- Aislamiento de la sección asentada para eliminar los esfuerzos adicionales provocados por los asentamientos, en los elementos adyacentes.
- Reconstrucción del sector donde se presenta el asentamiento.

4. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA CON REFORZAMIENTOS

Tomando en cuenta, la situación actual de la estructura y considerando los puntos analizados anteriormente, una porción de la estructura se encuentra fundada sobre suelo blando. El asentamiento que esta sección presenta, significa para la misma un esfuerzo adicional, tanto en la superestructura como en la subestructura. Lo más recomendable para la situación actual del edificio es aislar la porción del mismo que se encuentra asentado, para liberar al resto de la estructura de los esfuerzos adicionales.

Se recomienda también que se aíslen las estructuras correspondientes a las gradas, para que funcione como varias separadas y no como una sola.

Se deben realizar cortes en la estructura para garantizar el adecuado funcionamiento de las estructuras independientes, lo cual se indica en el siguiente gráfico.

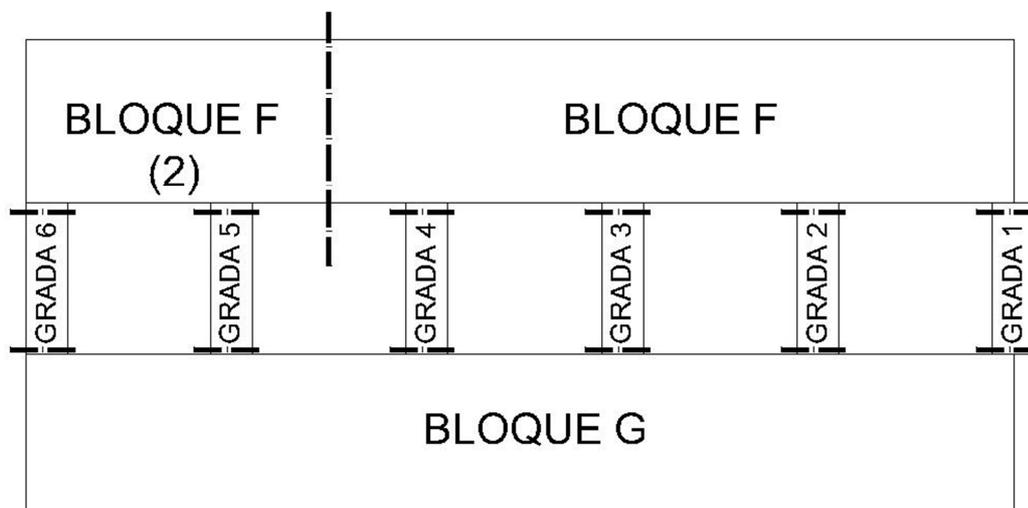


Figura 4-1. Ubicación de los cortes para aislamiento de estructuras

De esta manera se tienen 9 estructuras independientes que funcionarán de mejor manera evitando los efectos de los asentamientos.

Los elementos estructurales del nuevo Bloque F (2), por la acción de los asentamientos, se encuentran en proceso de falla, de la misma manera la cimentación no es la adecuada para el tipo de suelo, por lo que se recomienda el derrocamiento del mismo, para volver a construir uno nuevo,

que cumpla con las condiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Se deberán implantar juntas de separación sísmica, para evitar el roce entre los edificios en caso de una acción sísmica. Para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$s = 3 + 0.004 * (h - 500) > 3 \text{ cm}$$

Dónde:

s = Separación entre bloques

h = Altura desde el nivel del suelo hasta el nivel analizado

$$s = 3 + 0.004 * (1737.00 - 500)$$

$$s = 7.95 \text{ cm}$$

Por tanto, la junta de separación sísmica de las estructuras deberá ser de mínimo 8 cm, y se recomienda hacerla de 10 cm.

Una vez separadas las estructuras, se procede a analizar cada una, siguiendo los mismos procedimientos y consideraciones indicados en los capítulos anteriores.

4.1. CÁLCULO DE SECCIONES REFORZADAS

El nuevo Bloque F (2), tendrá una configuración parecida a la de la estructura original, conservando la misma concepción de los elementos que se tuvo inicialmente, pero con secciones que aseguren la estabilidad del edificio al aplicarse sobrecargas.

COLUMNAS

Para el análisis de las columnas se procede de la misma manera como se indicó en el capítulo anterior.

Para el bloque F2, al ser una nueva estructura, se debe evaluar los efectos de la esbeltez de cada columna, y para ello se determina la relación de esbeltez de cada una de ellas.

Se define la esbeltez con la expresión:

$$Esbeltez = \frac{K * Lu}{r}$$

Donde:

$K * Lu =$ Longitud efectiva de la columna

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{radio de giro}$$

Para el cálculo del valor de K se deben tomar en cuenta las condiciones de apoyo de las columnas y las rigideces de los nudos

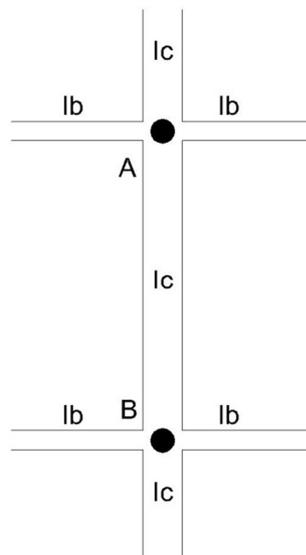


Figura 4-2. Nudos superior e inferior de columnas

$$G_A = \frac{\sum \frac{E * I_c}{L_c}}{\sum \frac{E * I_b}{L_c}} \rightarrow \text{nudo superior}$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{E * I_c}{L_c}}{\sum \frac{E * I_b}{L_c}} \rightarrow \text{nudo inferior}$$

Siendo G_A y G_B las rigideces de los nudos. Con estos datos se determina K con las expresiones siguientes:

Para elementos arriostrados:

$$K = \text{menor valor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05 * (G_A + G_B) \\ 0.85 + 0.05 * G_{\min} \end{cases}$$

$$G_{\min} = \text{menor valor de } \begin{cases} G_A \\ G_B \end{cases}$$

Para elementos no arriostrados:

$$G_m = \frac{G_A + G_B}{2}$$

$$\text{Si } G_m \geq 2 \rightarrow K = 0.90 * \sqrt{1 + G_m}$$

$$\text{Si } G_m < 2 \rightarrow K = \left(\frac{20 - G_m}{20}\right) * \sqrt{1 + G_m}$$

La esbeltez influye categóricamente en la estabilidad, su magnitud es indicador útil en el diseño, dependiendo del grado de arriostramiento, se conocen sus casos:

- 1) Columnas que pertenecen a sistemas arriostrados, puede despreciarse la esbeltez cuando:

$$\frac{K * Lu}{r} < 34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

M_1 y M_2 son los momentos extremos opuestos del elemento.

- 2) Columnas que pertenecen a sistemas no arriostrados, puede despreciarse el efecto de esbeltez cuando:

$$\frac{K * Lu}{r} < 22$$

El ACI, establece un valor máximo de $\frac{K * Lu}{r}$

$$\frac{K * Lu}{r} < 100$$

Si los valores son mayores a los indicados en los puntos 1) y 2), se establece que sí existe esbeltez y se recomienda el método de amplificación de momentos. El mismo consiste en determinar factores de amplificación δ_s y δ_b para los momentos en las columnas. Y el momento a utilizarse en el cálculo es:

$$M_c = \delta_b * Mb + \delta_s * M_s$$

Donde:

M_b = Momento producido por carga vertical

M_s = Momento producido por Sismo

$$\delta_b = \frac{cm}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_{cr}}}$$

Donde:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * Lu)^2} \rightarrow \text{Carga crítica de Euler}$$

$$EI = \frac{0.2 * E_c * I_c + E_s * I_s}{1 + \beta_d}$$

E_c = Módulo de Elasticidad del Hormigón

I_c = Momento de Inercia del concreto

E_s = Módulo de Elasticidad del Acero

I_s = Momento de Inercia de las secciones de acero con respecto al eje centroidal

$$\beta_d = \frac{P_u D}{P_u T}$$

cm = Factor de sensibilidad al primer modo de pandeo del elemento.

$$cm = 0.6 + 0.4 * \frac{M_1}{M_2} \quad \rightarrow \quad \text{Para estructuras arriostradas}$$

$$cm = 1 \quad \rightarrow \quad \text{Para estructuras no arriostradas}$$

P_u = Carga última que resiste la columna

Para la determinación de δ_s , se debe tomar en cuenta lo siguiente:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1$$

Ecuación 1

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_{0u}}{V_u * L_c}$$

Donde:

Q = Índice de estabilidad

$\sum P_u$ = Sumatoria de las cargas últimas del piso analizado

L_c = Longitud de la columna

V_u = Cortante transversal factorado / Cortante de piso

Δ_{0u} = Desplazamiento relativo de piso asociado a V_u

Si $Q < 0.05$ → El piso analizado se considera arriostrado y $\delta_s = 1$

Si $Q > 0.60$ → Debe incrementarse la sección de la columna

Si el valor de δ_s calculado por la Ecuación 1, es mayor a 2.5, entonces se debe corregir el mismo y se debe calcular con la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 * \sum P_{cr}}}$$

Donde:

$\sum P_u$ = Sumatoria de las cargas últimas de las columnas del piso

$\sum P_{cr} =$ Sumatoria de las cargas críticas de Euler de las columnas del piso.

Todo el análisis respectivo para cada una de las columnas, se encuentra en la hoja electrónica adjunta. La misma que está organizada de la siguiente manera:

Columna 1 (A)	Nivel de piso terminado
Columna 2 (B)	Identificación de columna
Columna 3 (C)	Combinación de carga
Columna 4 (D)	Estación (Ubicación del punto a lo largo del elemento)
Columna 5 (E)	Carga axial actuante (P)
Columna 6 (F)	Fuerza cortante en el sentido 2-2
Columna 7 (G)	Fuerza cortante en el sentido 3-3
Columna 8 (H)	Momento torsional
Columna 9 (I)	Momento flector en el sentido 2-2
Columna 10 (J)	Momento flector en el sentido 3-3
Columna 11 (K)	Sección transversal del elemento
Columna 12 (L)	Longitud del elemento
Columna 13(M)	Momento de inercia
Columna 14 (N)	Área de la sección transversal
Columna 15 (O)	Factor de longitud efectiva (K)
Columna 16 (P)	Carga nominal resistente
Columna 17 (Q)	Momento nominal resistente en el sentido 2-2
Columna 18 (R)	Momento nominal resistente en el sentido 3-3
Columna 19 (S)	Factor de seguridad en el análisis con esfuerzos de trabajo (Ω)
Columna 20 (T)	Excentricidad Balanceada en el sentido 2-2
Columna 21 (U)	Excentricidad Balanceada en el sentido 3-3
Columna 22 (V)	Excentricidad Real en el sentido 2-2
Columna 23 (W)	Excentricidad Real en el sentido 3-3

CONTINÚA →

Columna 24 (X)	Decisión: tipo de falla en el sentido 2-2 (si $e_b > e_x \rightarrow$ <i>Falla a Flexión</i>) (si $e_b < e_x \rightarrow$ <i>Falla a compresión</i>)
Columna 25 (Y)	Decisión: tipo de falla en el sentido 2-2 (si $e_b > e_y \rightarrow$ <i>Falla a Flexión</i>) (si $e_b < e_y \rightarrow$ <i>Falla a compresión</i>)
Columna 26 (Z)	Decisión: si falla a flexión Decisión: Si $Mn_{2-2} > M_{2-2} \rightarrow$ <i>Falla</i> , si $Mn_{2-2} < M_{2-2} \rightarrow$ <i>OK</i> Si falla a compresión Decisión: Si $Pn/\Omega > P \rightarrow$ <i>Falla</i> , si $MPn/\Omega < P \rightarrow$ <i>OK</i>
Columna 27 (AA)	% de Falla del elemento
Columna 28 (AB)	Decisión: si falla a flexión Decisión: Si $Mn_{2-2} > M_{2-2} \rightarrow$ <i>Falla</i> , si $Mn_{2-2} < M_{2-2} \rightarrow$ <i>OK</i> Si falla a compresión Decisión: Si $Pn/\Omega > P \rightarrow$ <i>Falla</i> , si $MPn/\Omega < P \rightarrow$ <i>OK</i>
Columna 29 (AC)	% de Falla del elemento
Columna 30 (AD)	Radio de giro de la sección
Columna 31 (AE)	Esbeltez del elemento $K*Lu/r$
Columna 32 (AF)	Decisión, Si $\frac{K*Lu}{r} > 22 \rightarrow$ <i>Existe esbeltez (SI)</i>
Columna 33 (AG)	Valor de βd
Columna 34 (AH)	$EI * (1 + \beta d)$ calculado
Columna 35 (AI)	Valor de EI de la columna
Columna 36 (AJ)	Carga crítica de Euler
Columna 37 (AK)	Valor de δb
Columna 38 (AL)	Valor de δs en el sentido X
Columna 39 (AM)	Valor de δs en el sentido Y
Columna 40 (AN)	Carga axial por carga muerta

CONTINÚA →

Columna 41 (AO)	Carga axial por carga viva
Columna 42 (AP)	Carga axial por sismo
Columna 43 (AQ)	Momento en el sentido X por carga muerta
Columna 44 (AR)	Momento en el sentido X por carga viva
Columna 45 (AS)	Momento en el sentido X por sismo
Columna 46 (AT)	Momento total en el sentido X
Columna 47 (AU)	Momento en el sentido Y por carga muerta
Columna 48 (AV)	Momento en el sentido Y por carga viva
Columna 49 (AW)	Momento en el sentido Y por sismo
Columna 50 (AX)	Momento Total en el sentido Y
Columna 51 (AY)	<p>Decisión: si falla a flexión</p> <p>Decisión: Si $Mn_{2-2}/\Omega > M_{Totalx} \rightarrow Falla$, si $Mn_{2-2}/\Omega < M_{Totalx} \rightarrow OK$</p> <p>Si falla a compresión</p> <p>Decisión: Si $Pn/\Omega > P \rightarrow Falla$, si $MPn/\Omega < P \rightarrow OK$</p>
Columna 52 (AZ)	% de falla del elemento
Columna 53 (BA)	<p>Decisión: si falla a flexión</p> <p>Decisión: Si $Mn_{3-3}/\Omega > M_{Totaly} \rightarrow Falla$, si $Mn_{Totaly}/\Omega < M_{3-3} \rightarrow OK$</p> <p>Si falla a compresión</p> <p>Decisión: Si $Pn/\Omega > P \rightarrow Falla$, si $MPn/\Omega < P \rightarrow OK$</p>
Columna 54 (BB)	% de falla del elemento

Tabla 4-1. Distribución del cuadro de análisis y diseño de columnas

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Sección	Longitud	Inercia	Área	K
			m	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf		m	mm4	mm2	
N + 23.69	C7	D+L	0	-3.3674	-0.5922	-1.7542	-0.0112	-1.2285	-0.5303	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+L	0.997	-3.3674	-0.5922	-1.7542	-0.0112	0.5205	0.0601	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+L	1.994	-3.3674	-0.5922	-1.7542	-0.0112	2.2694	0.6506	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Max	0	-3.0068	-0.3321	-1.662	-0.0147	-1.1561	-0.3875	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Max	0.997	-3.0068	-0.3321	-1.662	-0.0147	0.5009	-0.0564	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Max	1.994	-3.0068	-0.3321	-1.662	-0.0147	2.158	0.2747	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0	-3.0068	-0.3321	-1.662	-0.0147	-1.1561	-0.3875	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.997	-3.0068	-0.3321	-1.662	-0.0147	0.5009	-0.0564	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	1.994	-3.0068	-0.3321	-1.662	-0.0147	2.158	0.2747	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Max	0	-3.122	-0.5527	-1.4753	-0.0063	-0.9434	-0.4888	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Max	0.997	-3.122	-0.5527	-1.4753	-0.0063	0.5275	0.0622	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Max	1.994	-3.122	-0.5527	-1.4753	-0.0063	1.9984	0.6132	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0	-3.122	-0.5527	-1.4753	-0.0063	-0.9434	-0.4888	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.997	-3.122	-0.5527	-1.4753	-0.0063	0.5275	0.0622	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C7	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	1.994	-3.122	-0.5527	-1.4753	-0.0063	1.9984	0.6132	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+L	0	-7.0485	-1.4885	-0.0046	-0.0119	-0.2786	-0.915	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+L	0.997	-7.0485	-1.4885	-0.0046	-0.0119	-0.274	0.5691	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+L	1.994	-7.0485	-1.4885	-0.0046	-0.0119	-0.2694	2.0531	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Max	0	-6.4889	-1.1697	-0.0063	-0.0148	-0.2672	-0.7535	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Max	0.997	-6.4889	-1.1697	-0.0063	-0.0148	-0.2609	0.4127	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Max	1.994	-6.4889	-1.1697	-0.0063	-0.0148	-0.2547	1.5789	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0	-6.4889	-1.1697	-0.0063	-0.0148	-0.2672	-0.7535	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	0.997	-6.4889	-1.1697	-0.0063	-0.0148	-0.2609	0.4127	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ex) Min	1.994	-6.4889	-1.1697	-0.0063	-0.0148	-0.2547	1.5789	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Max	0	-6.7013	-1.4175	0.2926	-0.005	0.0177	-0.8655	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Max	0.997	-6.7013	-1.4175	0.2926	-0.005	-0.274	0.5477	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Max	1.994	-6.7013	-1.4175	0.2926	-0.005	-0.5657	1.961	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0	-6.7013	-1.4175	0.2926	-0.005	0.0177	-0.8655	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04
N + 23.69	C89	D+0.75L+0.75(0.7Ey) Min	0.997	-6.7013	-1.4175	0.2926	-0.005	-0.274	0.5477	Col 300x400x3	2.40	155,457,719.00	16,634.40	1.04

CONTINÚA →

P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC
Pn Ton	Mn 2-2 T-m	Mn 3-3 T-m	Ω	eb x m	eb y m	ex m	ey m	Tipo de Falla x	Tipo de falla y	X	Conclusiones		
											%	Y	%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.36	0.16	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.15	0.02	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.67	0.19	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.38	0.13	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.17	0.02	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.72	0.09	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.38	0.13	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.17	0.02	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.72	0.09	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.30	0.16	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.17	0.02	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.64	0.20	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.30	0.16	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.17	0.02	COMPRESIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.64	0.20	COMPRESIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.13	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.08	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.29	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.12	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.06	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.24	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.12	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.06	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.24	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.00	0.13	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.08	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.08	0.29	FLEXIÓN	COMPRESIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.00	0.13	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%
162.47	18.11	21.33	1.67	0.11	0.13	0.04	0.08	FLEXIÓN	FLEXIÓN	OK	0%	OK	0%

CONTINÚA →

AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB
M carga vertical		M Sismo	M Total x	M carga vertical		M Sismo	M Total y	Conclusiones			
Carga Muerta	Carga Viva	SX 1	T-m	Carga Muerta	Carga Viva	SY 1	T-m	X	%	Y	%
-0.4116	-0.1187	0.2156	-0.38794369	-0.9698	-0.2587	0.4198	-0.94461257	OK	0%	OK	0%
0.0598	0.0003	-0.2218	-0.05635901	0.4239	0.0965	0.0594	0.52796427	OK	0%	OK	0%
0.5312	0.1194	-0.6591	0.27535325	1.8177	0.4517	-0.301	2.00064121	OK	0%	OK	0%
-0.4116	-0.1187	0.2156	-0.38788917	-0.9698	-0.2587	0.4198	-0.94448582	OK	0%	OK	0%
0.0598	0.0003	-0.2218	-0.05636555	0.4239	0.0965	0.0594	0.52791022	OK	0%	OK	0%
0.5312	0.1194	-0.6591	0.27528564	1.8177	0.4517	-0.301	2.00040635	OK	0%	OK	0%
-0.4116	-0.1187	0.2156	-0.38788917	-0.9698	-0.2587	0.4198	-0.94448582	OK	0%	OK	0%
0.0598	0.0003	-0.2218	-0.05636555	0.4239	0.0965	0.0594	0.52791022	OK	0%	OK	0%
0.5312	0.1194	-0.6591	0.27528564	1.8177	0.4517	-0.301	2.00040635	OK	0%	OK	0%
-0.4116	-0.1187	0.2156	-0.38790658	-0.9698	-0.2587	0.4198	-0.94452631	OK	0%	OK	0%
0.0598	0.0003	-0.2218	-0.05636346	0.4239	0.0965	0.0594	0.52792749	OK	0%	OK	0%
0.5312	0.1194	-0.6591	0.27530724	1.8177	0.4517	-0.301	2.00048138	OK	0%	OK	0%
-0.4116	-0.1187	0.2156	-0.38790658	-0.9698	-0.2587	0.4198	-0.94452631	OK	0%	OK	0%
0.0598	0.0003	-0.2218	-0.05636346	0.4239	0.0965	0.0594	0.52792749	OK	0%	OK	0%
0.5312	0.1194	-0.6591	0.27530724	1.8177	0.4517	-0.301	2.00048138	OK	0%	OK	0%
-0.7229	-0.1921	0.216	-0.75545978	-0.2416	-0.037	0.5467	0.01708194	OK	0%	OK	0%
0.467	0.1021	-0.2492	0.41392671	-0.2259	-0.0481	-0.023	-0.27461953	OK	0%	OK	0%
1.6568	0.3963	-0.7145	1.58316049	-0.2102	-0.0592	-0.5926	-0.56626849	OK	0%	OK	0%
-0.7229	-0.1921	0.216	-0.75530984	-0.2416	-0.037	0.5467	0.01712852	OK	0%	OK	0%
0.467	0.1021	-0.2492	0.41383271	-0.2259	-0.0481	-0.023	-0.27457422	OK	0%	OK	0%
1.6568	0.3963	-0.7145	1.58282255	-0.2102	-0.0592	-0.5926	-0.56622446	OK	0%	OK	0%
-0.7229	-0.1921	0.216	-0.75530984	-0.2416	-0.037	0.5467	0.01712852	OK	0%	OK	0%
0.467	0.1021	-0.2492	0.41383271	-0.2259	-0.0481	-0.023	-0.27457422	OK	0%	OK	0%
1.6568	0.3963	-0.7145	1.58282255	-0.2102	-0.0592	-0.5926	-0.56622446	OK	0%	OK	0%
-0.7229	-0.1921	0.216	-0.75536674	-0.2416	-0.037	0.5467	0.01711085	OK	0%	OK	0%
0.467	0.1021	-0.2492	0.41386838	-0.2259	-0.0481	-0.023	-0.27459141	OK	0%	OK	0%
1.6568	0.3963	-0.7145	1.58295081	-0.2102	-0.0592	-0.5926	-0.56624117	OK	0%	OK	0%
-0.7229	-0.1921	0.216	-0.75536674	-0.2416	-0.037	0.5467	0.01711085	OK	0%	OK	0%
0.467	0.1021	-0.2492	0.41386838	-0.2259	-0.0481	-0.023	-0.27459141	OK	0%	OK	0%

Tabla 4-2. Cuadro de análisis de columnas bloque F2

BLOQUE F

En el Bloque F, se puede comprobar que gracias a la separación de los respectivos fragmentos, los esfuerzos producidos por los asentamientos, desaparecen, por lo que las columnas trabajan de mejor manera, sin la necesidad de reforzar.

BLOQUE G

De igual manera el Bloque G, ya que se encuentra separado de las demás estructuras, los asentamientos no afectan a este edificio, por lo que no existen esfuerzos adicionales. Las columnas en este caso tampoco necesitan ser reforzadas.

GRADAS

Las columnas de las gradas al liberarse de los efectos producidos por los asentamientos, no resisten esfuerzos adicionales, y no es necesario reforzar.

BLOQUE F2

El bloque F2 será reconstruido, por presentar esfuerzos extremadamente altos, conservando misma concepción de los elementos anteriores, es decir con vigas de cimentación de hormigón armado con alas, columnas tubulares metálicas rellenas de hormigón y acero de refuerzo, vigas metálicas tipo I, y entrepiso compuesto por una loseta de hormigón y correas metálicas, que actúan como un elemento monolítico.

Para evitar posibles problemas futuros con los asentamientos, es necesaria la reposición del suelo para este bloque, con la condición que este sea de una capacidad de carga admisible de mínimo 15 T/m², con un factor de seguridad de FS=3.

ENTREPISO

Como se pudo ver en capítulos anteriores, el entrepiso necesita ser reforzado por presentar esfuerzos mayores a los admisibles. Para el efecto

se colocarán dos varillas $\varnothing = 16 \text{ mm}$ en la base del perfil metálico, debidamente soldadas, como se indica en la figura a continuación:

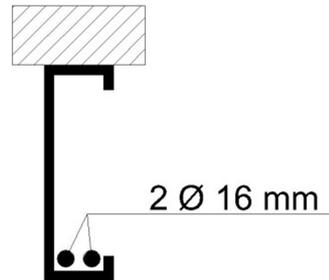


Figura 4-3. Reforzamiento propuesto de correas

Estas varillas, lo que hacen es aumentar la inercia de la sección compuesta, y por tanto disminuyen el esfuerzo producido por las sobrecargas.

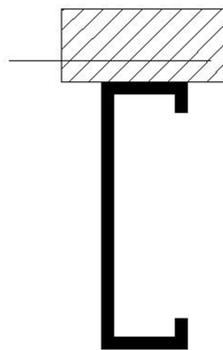


Figura 4-4. Sección compuesta

$$Area\ original = 43.81\ cm^2$$

$$I_{original} = 1,070.56\ cm^4$$

$$\bar{y}_{original} = 16.12\ cm$$

Las varillas aportan con las siguientes características:

$$A_{varilla} = 2.01\ cm^2$$

$$I_{varilla} = \frac{\pi * r^4}{4} = \frac{\pi * \left(\frac{1.6}{2}\right)^4}{4} = 0.32\ cm^4$$

Bajo los mismos criterios que se analizó anteriormente se tiene una nueva posición del centro de gravedad \bar{y} , y un nuevo valor del momento de inercia I_{x-x} .

$$\bar{y} = \frac{A_{original} * \bar{y}_{original} + A_{varilla} * y_{varilla}}{A_{original} + A_{varilla}}$$

$$\bar{y} = 14.86 \text{ cm}$$

$$I = 1,070.56 + (16.12 - 14.86)^2(43.81) + 2(0.32 + 4.021 * (14.86 - 1.10)^2) \\ = 2,663.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M * c}{I}$$

$$\sigma = \frac{2.13 * 10^5 * 14.86}{2663.40} = 1,188.39 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < F_{admissible}$$

De forma análoga, se analiza para los tramos que se analizaron en capítulos anteriores, obteniendo los siguientes resultados.

Eje	Longitud	Carga distribuida (W)	Carga Puntual (P)	Momento (M)	Esfuerzo (σ)
7f-8f	6.2	0.4	0.24	2.13	1,188.39
2f-3f	4.5	0.4	0.24	1.16	644.86
1f-2f	5.4	0.4	0.24	1.61	895.02

Tabla 4-3. Esfuerzos en correas con nueva sección

Los esfuerzos son menores a los admisibles ($F_a = 0.60 * F_y = 1,440.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$) y el reforzamiento se lo puede realizar para el sistema de entrepiso.

VIGAS

Para el diseño del reforzamiento de vigas se propone dos opciones, las cuales consisten en aumentar la sección de la misma, colocando platinas de acero en la parte inferior de las mismas, o a los lados del alma, como se muestra en los gráficos a continuación:

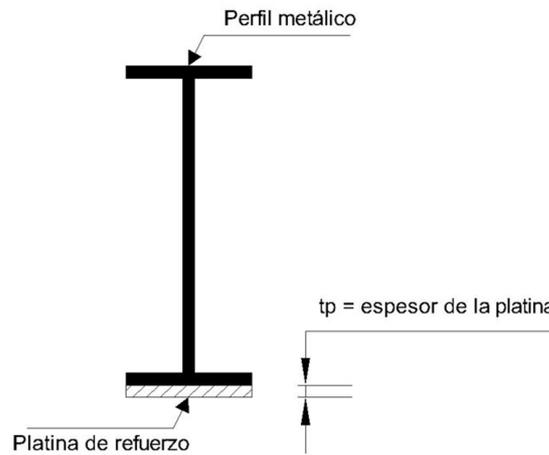


Figura 4-5. Reforzamiento con platina inferior

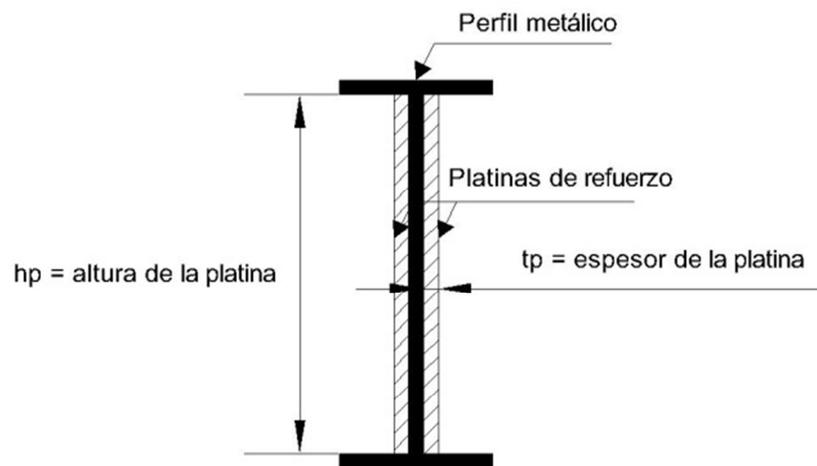


Figura 4-6. Reforzamiento con platinas laterales

Para el análisis de estas nuevas secciones, se utilizan los resultados obtenidos en el capítulo anterior. Y se vuelve a calcular las propiedades de la nueva sección.

El ejemplo que se presenta a continuación es aplicable para una viga tipo I de 150x400x6x6 mm.

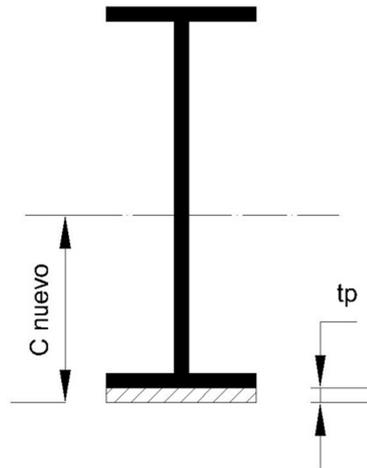


Figura 4-7. Ubicación del eje neutro de la sección reforzada

$$I_{orig} = 144,529,103 \text{ mm}^4$$

$$S_{orig} = 651,071.70 \text{ mm}^3$$

$$C_{orig} = 221.98 \text{ mm}$$

$$A_{orig} = 5,388.00 \text{ mm}^2$$

Estos son los datos originales de la sección de la viga existente, que con la presencia del reforzamiento con un espesor $tp = 3\text{mm}$, son modificados.

$$C_{nuevo} = \frac{A_{orig} * (C_{orig} + tp) + tp * bf * \left(\frac{tp}{2}\right)}{A_{orig} + tp * bf}$$

$$C_{nuevo} = \frac{5,388 * (221.98 + 3) + 3 * 150 * \left(\frac{3}{2}\right)}{5,380 + 3 * 150}$$

$$C_{nuevo} = 207.75 \text{ mm}$$

$$I_{CG} = I_{orig} + A_{orig} * (C_{orig} + tp - C_{nuevo})^2 + \frac{bf * tp^3}{12} + tp * bf * \left(C_{nuevo} - \frac{tp}{2}\right)^2$$

$$I_{CG} = 165,271,569.80 \text{ mm}^4$$

$$S_{CG} = \frac{I_{CG}}{C_{nuevo}} = 795,531.02 \text{ mm}^4$$

Bajo estos criterios, se busca que el módulo de sección tenga un valor mayor al requerido, de esta manera y con un proceso iterativo se determina el espesor de la platina a colocarse.

De la misma manera para la otra alternativa de reforzamiento:

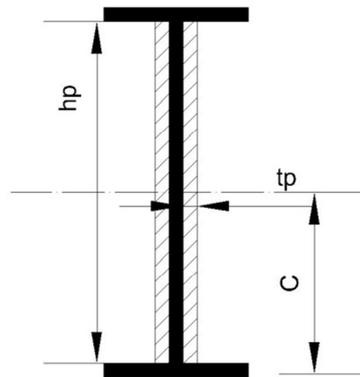


Figura 4-8. Sección reforzada con platinas a los lados del alma

$$C = \frac{A_{orig} * C_{orig} + 2 * tp * hp * \left(tf + \frac{hp}{2} \right)}{A_{orig} + 2 * tp * hp}$$

$$C = 217.68 \text{ mm}$$

$$I_{CG} = I_{orig} + A_{orig} * (C_{orig} - C)^2 + tp * hp * \left(C - \left(tf + \frac{hp}{2} \right) \right)^2$$

$$I_{CG} = 428,238,872.1 \text{ mm}^4$$

$$S_{CG} = \frac{I_{CG}}{C} = 1,967,286.25 \text{ mm}^3$$

De esta manera, si $S_{CG} > S_{\min} \rightarrow$ el reforzamiento es correcto.

Los resultados de este diseño se muestran en la hoja electrónica adjunta, y están distribuidas de la siguiente manera:

Columna 1 (A)	Nivel de piso terminado
Columna 2 (B)	Identificación de viga
Columna 3 (C)	Combinación de carga
Columna 4 (D)	Estación (Ubicación del punto a lo largo del elemento)
Columna 5 (E)	Carga axial actuante (P)
Columna 6 (F)	Fuerza cortante en el sentido 2-2
Columna 7 (G)	Fuerza cortante en el sentido 3-3
Columna 8 (H)	Momento torsional
Columna 9 (I)	Momento flector en el sentido 2-2
Columna 10 (J)	Momento flector en el sentido 3-3
Columna 11 (K)	Sección transversal del elemento
Columna 12 (L)	Longitud del elemento
Columna 13 (M)	Localización del punto de análisis
Columna 14 (N)	Módulo de sección $S = \frac{I}{c}$
Columna 15 (O)	Criterio del patín $\frac{bf}{2tf}$
Columna 16 (P)	Criterio del patín $\frac{65}{\sqrt{F_y}}$
Columna 17 (Q)	Criterio del patín $\frac{95}{\sqrt{F_y}}$
Columna 18 (R)	Criterio del patín conclusión
Columna 19 (S)	Criterio del alma $\frac{d}{tw}$
Columna 20 (T)	Criterio del alma $\frac{640}{\sqrt{F_y}}$
Columna 21 (U)	Criterio del alma conclusión
Columna 22 (V)	Viga lateralmente apoyada
Columna 23 (W)	Esfuerzo admisible (Ksi)
Columna 24 (X)	Esfuerzo admisible (Kg/cm ²)
Columna 25 (Y)	Módulo de sección Mínima
Columna 26 (Z)	Decisión: si $S_{min} > S_{3-3} \rightarrow SECCIÓN INSUFICIENTE$ Si $S_{min} < S_{3-3} \rightarrow OK$
Columna 27 (AA)	% de falla del elemento
Columna 28 (AB)	Área de la sección transversal

CONTINÚA →

Columna 29 (AC)	Momento de inercia de la sección original
Columna 30 (AD)	Altura del eje neutro original
Columna 31 (AE)	Ancho del patín bf
Columna 32 (AF)	Espesor de la placa inferior a colocarse
Columna 33 (AG)	Altura del eje neutro de la viga reforzada
Columna 33 (AH)	Momento de inercia de la sección reforzada
Columna 34 (AI)	Módulo de sección del elemento reforzado
Columna 35 (AJ)	Decisión: si $S_{min} > S_{nuevo} \rightarrow SECCIÓN INSUFICIENTE$ Si $S_{min} < S_{nuevo} \rightarrow OK$
Columna 36 (AK)	% de falla del elemento
Columna 37 (AL)	Botón para iniciar el análisis iterativo de placa inferior
Columna 38 (AM)	Altura del elemento
Columna 39 (AN)	Espesor del patín
Columna 40 (AO)	Altura de las placas a colocarse a los lados
Columna 41 (AP)	Espesor de las placas a colocarse a los lados
Columna 42 (AQ)	Altura del eje neutro de la sección reforzada
Columna 43 (AR)	Momento de inercia de la sección reforzada
Columna 44 (AS)	Módulo de sección del elemento reforzado
Columna 45 (AT)	Decisión: si $S_{min} > S_{nuevo} \rightarrow SECCIÓN INSUFICIENTE$ Si $S_{min} < S_{nuevo} \rightarrow OK$
Columna 46 (AU)	% de falla del elemento
Columna 47 (AV)	Botón para iniciar el análisis iterativo de placas laterales

Tabla 4-4. Distribución del cuadro de reforzamiento de vigas

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Story	Beam	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Sección	Longitud	Localización	S33
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m		mm3
N + 23.69	B6	D+L	0.15	-1.126	-2.5168	-0.0038	0.0006	-0.0006	-2.6094	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+L	3.15	-0.3897	-0.2423	-0.0008	-0.00001041	0.0002	1.6796	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+L	3.15	-0.3344	0.3986	-0.0004	-0.0001	-0.0001	1.6776	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+L	6.15	-0.3914	1.8209	0.0042	-0.0004	-0.0008	-2.3108	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	0.15	-1.0407	-2.3166	-0.0028	0.0006	-0.0005	-2.2688	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	3.15	-0.3734	-0.1674	-0.0007	-7.452E-06	0.0002	1.5995	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	3.15	-0.3272	0.4415	-0.0004	-0.0001	-0.0001	1.5959	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	6.15	-0.405	1.8047	0.0041	-0.0003	-0.0006	-2.2136	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	0.15	-1.086	-2.3957	-0.0037	0.0005	-0.0007	-2.4706	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	3.15	-0.4141	-0.2276	-0.0007	-9.828E-06	0.0002	1.5961	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	3.15	-0.3645	0.3809	-0.0004	-0.0001	-0.0001	1.5941	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ex	6.15	-0.4325	1.7583	0.0032	-0.0003	-0.0007	-2.3992	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	0.15	-1.0407	-2.3166	-0.0028	0.0006	-0.0005	-2.2688	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	3.15	-0.3734	-0.1674	-0.0007	-7.452E-06	0.0002	1.5995	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	3.15	-0.3272	0.4415	-0.0004	-0.0001	-0.0001	1.5959	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	6.15	-0.405	1.8047	0.0041	-0.0003	-0.0006	-2.2136	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	0.15	-1.086	-2.3957	-0.0037	0.0005	-0.0007	-2.4706	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	3.15	-0.4141	-0.2276	-0.0007	-9.828E-06	0.0002	1.5961	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	3.15	-0.3645	0.3809	-0.0004	-0.0001	-0.0001	1.5941	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B6	D+0.75L+0.75(0.7Ey	6.15	-0.4325	1.7583	0.0032	-0.0003	-0.0007	-2.3992	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B7	D+L	0.15	-0.2855	-1.6752	-0.0043	0.0003	-0.0012	-2.1013	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B7	D+L	3.15	-0.2161	-0.2812	0.00002288	0.0001	8.819E-07	1.4735	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B7	D+L	3.15	-0.2185	0.3291	0.0000264	-0.0001	0.00002331	1.4729	IP 100x406x4x3	6.3	Centro	236,862.40
N + 23.69	B7	D+L	6.15	-0.3491	1.7417	0.0045	-0.0003	-0.0009	-2.2704	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40
N + 23.69	B7	D+0.75L+0.75(0.7Ex	0.15	-0.2172	-1.5181	-0.0032	0.0003	-0.0009	-1.7904	IP 100x406x4x3	6.3	Extremo	236,862.40

CONTINÚA →

O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA
Criterio del patin				Criterio del alma			lat-apoy	Fa	Fa	S33 min	OBSERVACIÓN	
bf/2tf	65/raiz(Fy)	95/raiz(Fy)	OBSERVACIÓN	d/tw	640/raiz(Fy)	OBSERVACIÓN		Ksi	Kg/cm2			%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	171,828.23	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	110,601.17	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	110,469.47	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	152,165.51	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	149,399.82	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	105,326.61	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	105,089.55	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	145,764.92	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	162,688.29	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	105,102.72	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	104,971.02	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	157,986.62	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	149,399.82	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	105,326.61	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	105,089.55	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	145,764.92	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	162,688.29	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	105,102.72	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	104,971.02	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	157,986.62	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	138,369.99	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	97,029.55	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	96,990.04	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	149,505.18	OK	0%
12.50	10.83	15.83	PATIN SEMICC	135.33	106.67	ALMA NO CONSI		21.60	1518.61	117,897.32	OK	0%

CONTINÚA →

Para utilizar el reforzamiento lateral es necesario colocar rigidizadores en el alma, como se muestra en el gráfico a continuación.

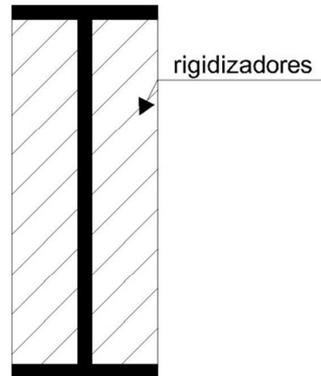


Figura 4-9. Ubicación de rigidizadores

Los mismos que deben tener un espesor de al menos:

$$tr \geq \frac{hr}{12} * \sqrt{\frac{fy}{2320}}$$

Y estar espaciado a una distancia

$$Lb = 0.17 * r_y * \frac{E}{Fy}$$

Donde r_y es el radio de giro en el sentido y de la sección sombreada a continuación.

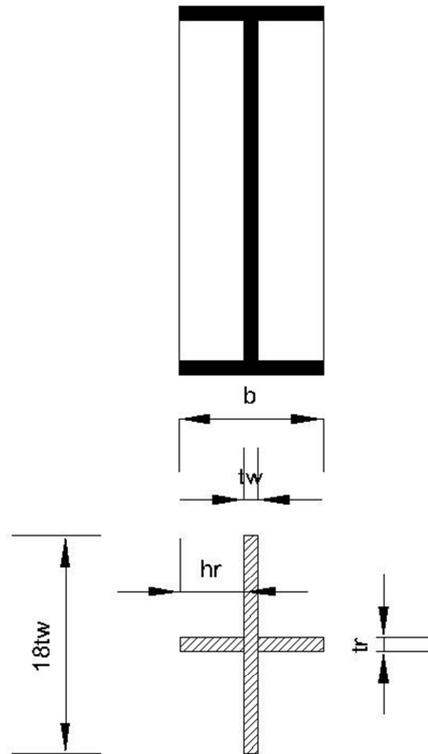


Figura 4-10. Sección de rigidizadores a analizar

$$I_y = \frac{tr * b^3}{12} + \frac{18 * tw * tw^3}{12}$$

$$r_y = \frac{I_y}{tr * b + 18 * tw^2}$$

Tomando como ejemplo una viga de nuestro caso se tiene los siguientes datos

$$tw = 0.4 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$hr = 4.8 \text{ cm}$$

$$t_r = \frac{4.8}{12} * \sqrt{\frac{2500}{2320}} = 0.41 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{0.4 * 10^3}{12} + \frac{18 * 0.4^4}{12} = 33.3717 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \frac{33.3717}{0.4 * 10 + 18 * 0.4^2} = 4.85 \text{ cm}$$

$$L_b = 0.17 * 4.85 * \frac{2100000}{2500} = 692.58 \text{ cm}$$

Por lo tanto se debe colocar al menos un rigidizador en el inicio de la viga y uno al final.

4.2. DETERMINACIÓN DEL TIPO DE REFORZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA.

Analizando desde el punto de vista técnico se puede decir que:

- Las columnas no necesitan reforzamiento, debido a que una vez separadas las estructuras independientes, los efectos de los asentamientos ya no afectan a toda la estructura, sino únicamente al bloque F2.
- Las columnas del bloque F2 son nuevas, pero las secciones son las mismas que originalmente se encontraban en la estructura antigua, puesto que no necesitan reforzamiento.
- Las vigas de los bloques F y G necesitan reforzamiento, como se indicó en 4.1, y el mismo consistirá en el aumento de la sección, colocando placas a los lados del alma. Esta decisión se la tomó, considerando que al colocar de esta manera el reforzamiento, las secciones nuevas absorben los esfuerzos producidos tanto por el momento positivo como por el momento negativo.
- Las correas del entrepiso en todos los bloques consistirán de las mismas secciones que se encuentran colocadas, pero con el aumento de 2 varillas de acero de 16 mm. De diámetro, que irán soldadas al perfil.

Los detalles se encuentran en los planos adjuntos en los anexos

4.3. DETERMINACIÓN DEL TIPO DE REFORZAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA.

Para la cimentación es necesario considerar los siguientes puntos:

- La cimentación en los bloques F, G y gradas, no presentan problemas, al estar asentados sobre suelo con una capacidad portante de $qa = 20 \frac{T}{m^2}$, en un sector y $qa = 6 \frac{T}{m^2}$, en otro sector, como se muestra en el Figura 3-20. Distribución de esfuerzos admisibles del suelo
- Es necesario realizar una reposición de suelo en el sitio donde se asentará el nuevo bloque F2. El suelo deberá tener una capacidad portante $qa = 15 \frac{T}{m^2}$ con FS=3, como mínimo.
- Para el bloque F2, se utilizará el mismo sistema anterior que consta de vigas de cimentación de hormigón con alas, utilizando las mismas secciones originales, con ciertas correcciones.

Para proceder al diseño de las vigas de cimentación, se utiliza como primer paso el procedimiento indicado en el capítulo anterior, obteniendo de esta forma las cargas procedentes de la superestructura.

Como primer paso se debe procurar que la resultante de la reacción del suelo, esté ubicada en el tercio medio de la viga de cimentación. En caso de no cumplirse con esto, se debe aumentar volados a los lados de la viga, tomando en cuenta las limitaciones del sitio.

Se debe determinar el área de fundación mínima:

$$A^F = \frac{P * \%P}{\sigma_s}$$

Donde:

$A^F =$ Área de fundación mínima

$P =$ Carga total actuante

$\%P =$ Porcentaje de la carga total, aproximadamente 10%

$\sigma_s =$ Esfuerzo admisible del suelo

$$A^F = B * L$$

El valor de L, se lo determina basado en las luces de los ejes y los volados que se aumentan en el punto anterior, por lo que se puede determinar el valor de B mínimo, es decir el ancho de las alas de la viga.

Se verifica la Presión Neta del Suelo (PNS):

$$PNS = \frac{P}{A^F} \pm \frac{6 * \sum M}{B * L^2} < \sigma_s$$

Donde:

$P =$ Carga Total actuante

$\sum M =$ Sumatoria de momentos actuantes

Se debe predimensionar la viga, basado en los datos obtenidos.

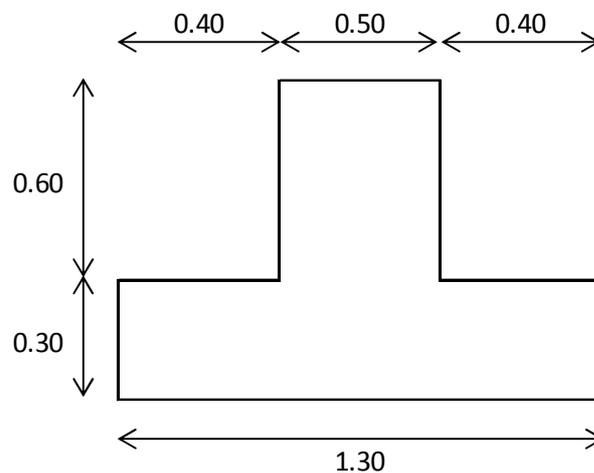


Figura 4-11. Dimensiones de vigas de cimentación

Con esto se chequea el cortante en las alas (análisis para 1 metro de viga):

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$Vu = 1.5 * \text{ancho del ala} * 1m * PNS$$

$$vc = \frac{Vu}{\phi * b * d'} \rightarrow d' = \frac{Vu}{\phi * b * vp}$$

Donde:

$\phi =$ Factor de reducción de carga, para corte = 0.85

$b =$ 1 metro

$d' =$ Altura mínima de las alas

Con esto se determina si la altura de las alas cumple con el valor mínimo y se verifica el corte a una distancia d' de la cara del apoyo

Como siguiente paso se realiza el diseño a flexión de las alas, determinando el momento que actúa en las mismas.

$$Mu = 1.5 * PNS * \frac{(\text{ancho de las alas})^2}{2} * 1m$$

Con este dato se utiliza la ecuación:

$$Mu = \phi * b * d^2 * f'c * w * (1 - 0.59w)$$

Despejando w , se obtiene una ecuación cuadrática:

$$0.59 * w^2 - w + \frac{Mu}{\phi * b * d^2 * f'c} = 0$$

Se obtiene w , y a partir de este dato se tiene que:

$$\rho = \frac{w * f'c}{fy}$$

Siendo ρ , la cuantía de acero necesaria, y sabiendo que $As = \rho * b * d$, se obtiene la cantidad de acero necesaria para las alas de la viga.

La armadura de distribución en el ala, se calcula mediante:

$$Asd = 0.0018 * b * t$$

Para determinar la altura total del cuerpo, se determina el momento que actúa en la mitad del vano:

$$Mu = 1.5 * \frac{PNS * L^2}{9}$$

Con este dato, se aplica a la ecuación:

$$Mu = \phi * Ru * b * d^2$$

Despejando:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * Ru * b}}$$

$$Ru = 39.70 \rightarrow \text{Para } f'c = 210 \text{ y } fy = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

Se calcula el momento de inercia de la sección, y con estos valores, se ingresa al computador, como se lo hizo en el capítulo anterior.

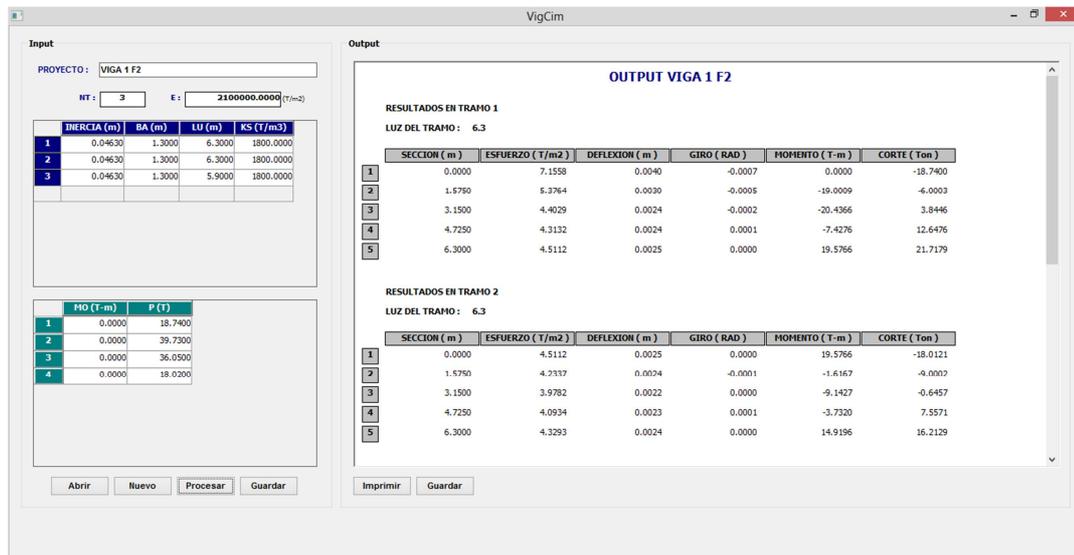


Figura 4-12. Ventana de ingreso y salida de datos

Con los datos de momento y cortante, se puede proceder a diseñar la armadura del cuerpo.

La armadura longitudinal se deduce como se hizo anteriormente, de la ecuación:

$$Mu = \phi * b * d^2 * f'c * w * (1 - 0.59w)$$

Despejando w , se obtiene una ecuación cuadrática:

$$0.59 * w^2 - w + \frac{Mu}{\phi * b * d^2 * f'c} = 0$$

Se obtiene w , y a partir de este dato se tiene que:

$$\rho = \frac{w * f'c}{fy}$$

Siendo ρ , la cuantía de acero necesaria, y sabiendo que $As = \rho * b * d$, se obtiene la cantidad de acero necesaria.

Para el diseño a corte, se obtiene el cortante máximo.

$$Vu = 1.5 * V_{m\acute{a}x}$$

$$Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Si $Vc > Vu \rightarrow$ no necesita estribos

$$Vs = Vu - Vc$$

$$Av = \frac{Vs * s * b}{fy}$$

Siendo:

$Av =$ Refuerzo transversal

$s =$ espaciamiento entre estribos

Finalmente se determina la armadura de torsión, que es el 10% de la armadura máxima.

$$As_T = 0.10 * As_{m\acute{a}x}$$

Los análisis respectivos se encuentran en la hoja electrónica adjunta.

5. ANÁLISIS ECONÓMICO

5.1. Presupuesto para la alternativa de diseño.

Los detalles del reforzamiento y construcción se encuentran en los planos adjuntos, de los cuales se han obtenido las cantidades de obra y se presentan en el cuadro a continuación.

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	BLOQUE F				
1	ACERO ESTRUCTURAL A36	kg	3,790.00	3.49	13,227.10
	BLOQUE G				
2	ACERO ESTRUCTURAL A36	kg	6,500.00	3.49	22,685.00
	BLOQUE F2				
3	ACERO ESTRUCTURAL A36	kg	24,750.00	3.49	86,377.50
4	HORMIGÓN EN LOSA F'C=210 KG/CM2	m3	70.00	141.54	9,907.80
5	HORMIGÓN ARMADO F'C=210 COLUMNAS INCLUYE ENCOFRADO	m3	28.00	491.62	13,765.36
6	HORMIGÓN EN VIGAS DE CIMENTACIÓN F'C= 210 KG/CM2	m3	90.00	186.23	16,760.70
7	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS FY=4200 KG/CM2	kg	4,400.00	1.79	7,876.00
8	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	780.00	20.81	16,231.80
9	EXCAVACIÓN A MÁQUINA	m3	780.00	9.64	7,519.20
10	DESALOJO DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m3	975.00	1.86	1,813.50
11	COSTOS INDIRECTOS/IMPREVISTOS	U	1.00	49,040.99	49,040.99
		TOTAL:			245,204.95

Tabla 5-1. Presupuesto para la alternativa de diseño

5.2. Proceso constructivo.

Como primer paso, lo más importante es separar las estructuras como se indica en el capítulo 4, realizando cortes con el equipo adecuado para así crear juntas entre los edificios.

Las labores a realizarse en los bloques F y G, deben efectuarse con el respectivo cuidado, para ello se debe buscar técnicos especializados en soldadura. Las secciones a colocarse en las vigas y viguetas deben ser de acero laminado y cortado, si es posible en sitio o taller.

El derrocamiento del bloque F2 debe realizarse cuidando de afectar lo menos posible a las personas que viven y circulan por los alrededores del sector.

Como siguiente paso se deberá realizar la excavación y el desalojo del material que se encuentra en el sitio donde se asentará la estructura.

El relleno se lo realizará por capas de 15 cm de espesor cada una, utilizando la maquinaria adecuada, se deberá apuntalar en los lados de la excavación que sean necesarios para continuar con los trabajos. El relleno deberá tener al menos el 95% de compactación, es decir la densidad de laboratorio.

Durante todo el proceso se debe cuidar la adecuada utilización de la suelda.

6. CONCLUSIONES

- La solución al problema está principalmente en separar con juntas las estructuras para que así, cada una de las estructuras independientes, se estabilicen y los efectos de los asentamientos no afecten a todos los edificios. Entre edificios independientes deberá existir una junta sísmica de 10 cm, calculada.
- La cimentación deberá ser separada únicamente en el bloque F2 .
- Los elementos que conforman las gradas, una vez que se han liberado, no presentan problemas, por lo que no necesitan reforzamiento.
- Las vigas de cimentación de los bloques F, G y gradas, no presentan problemas, por cuanto no es necesario colocar un reforzamiento en las mismas. Los esfuerzos en el suelo no superan la capacidad admisible del mismo.
- Las vigas de los bloques F y G se encuentran sobrecargadas (en un rango del 1% al 74% por lo que necesitan ser reforzadas. Para esto se colocarán placas a los lados del alma, como se presentan en los planos anexos al proyecto, lo que permitirá que los esfuerzos tanto de compresión como de tensión en las fibras extremas, puedan controlarse.

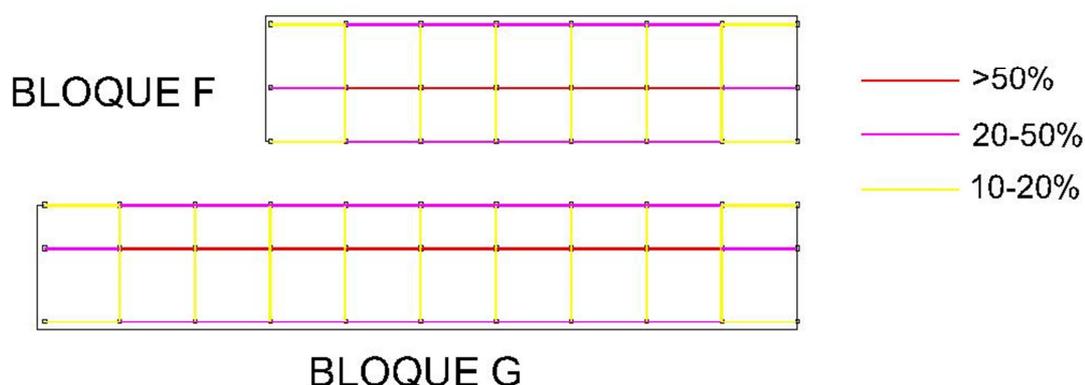


Figura 6-1. Porcentaje de falla de vigas metálicas

- Las columnas de los bloques F, G y gradas presentan gran resistencia debido a la combinación de sus materiales, y los esfuerzos

que actúan en ellos son inferiores a los admisibles por lo que no necesitan reforzamiento.

- Los entrepisos de los bloques F y G debe reforzarse aumentando a las correas dos varillas de 16 mm de diámetro, debidamente soldadas, logrando así que los esfuerzos generados sean controlados y por tanto, menor a los admisibles.
- El bloque F2 antiguo deberá ser derrocado en su totalidad, por presentar además de los asentamientos, esfuerzos extremadamente grandes en sus elementos. El reforzamiento del mismo sería técnica y económicamente inviable.
- Es necesario hacer una reposición del suelo donde se encuentra cimentado el edificio F2, para evitar futuros problemas de asentamientos como los que se han venido presentando hasta la fecha. El material de reposición deberá tener una capacidad portante mínima de $qa = 15 \frac{T}{m^2}$ para poder soportar las cargas provenientes de las superestructuras.
- Las vigas de cimentación del nuevo bloque F2 tendrán secciones parecidas a las originales, y los detalles indicados en los planos anexos al presente trabajo.
- Las columnas del nuevo bloque F2 tendrán la misma configuración que las anteriores, es decir estarán compuestas por un perfil tubular de sección rectangular de acero A-36 (A-34), relleno de hormigón con $f'c = 210 \frac{Kg}{cm^2}$ y acero de refuerzo en barras longitudinales $Fy = 4,200 \frac{Kg}{cm^2}$. Los detalles se encuentran en los planos anexos.
- Las vigas serán de acero A-36 (A-34) fabricadas en taller con las secciones que se indican en los planos.
- El entrepiso constará de una loseta de hormigón que trabaja monolíticamente con correas metálicas espaciadas a 65 cm, como se muestran en los planos.

- El costo final del proyecto es de 245,204.95 USD (doscientos cuarenta y cinco mil doscientos cuatro dólares con noventa y cinco centavos).

RECOMENDACIONES

- En el presente trabajo no se ha considerado una evaluación minuciosa del estado del edificio, por lo que se recomienda, para un diseño definitivo, realizar un estudio a fondo de los elementos estructurales, en los cuales se deberá incluir pruebas de radiografía en todos los miembros y soldas que componen el edificio, como especifica la norma. En nuestro medio las soldas no son revisadas en un buen porcentaje.
- Para los reforzamientos de los elementos, se deberá cuidar que las nuevas secciones funcionen correctamente, es decir se debe cuidar el proceso de suelda de las nuevas piezas.
- Para evitar nuevos problemas con el suelo, se recomienda construir elementos de drenaje en los edificios analizados, y de la misma manera considerar en el bloque de parqueaderos y jardineras del conjunto habitacional.
- Es necesario que los dueños de los departamentos afectados, realicen un análisis a las soluciones que se plantean en el presente trabajo, puesto que aquí se presentan soluciones radicales y técnicamente correctas, sin embargo la decisión final la tendrán los afectados, dependiendo de la situación social, económica y legal.

BIBLIOGRAFÍA

BERRY, P. L. (1993). *MECÁNICA DE SUELOS*. Bogotá: MC GRAW HILL.

BONIFAZ, H. (2014). *ESTUDIO GEOTÉCNICO CONJUNTO HABITACIONAL CUMBRES DE QUITUMBE*. Quito.

CORMAC, M. (2004). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. MÉTODO LRFD*. MÉXICO.

CORPORACIÓN OSSO. (s.f.). *Corporación OSSO*. Recuperado el 09 de 06 de 2015, de <http://www.osso.org.co>

HARMSSEN, T. (2002). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO*. LIMA: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ.

HIBBELER, R. (2009). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL*.

IGLESIAS, C. (2012). *Mecánica del Suelo*. Madrid: Síntesis.

MCCORMAC, J. (1999). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS MÉTODO ASD*. México DF: ALFAOMEGA.

MCCORMAC, J. (2010). *ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS MÉTODOS CLÁSICO Y MATRICIAL*. México, DF: ALFAOMEGA.

REID, D. J. (2005). *MECÁNICA DE SUELOS*. BOGOTÁ: MCGRAW-HILL.

VÁSQUEZ, J. (2001). *CURSO DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y MADERA*. Quito.