

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACION PREVIA A LA OBTENCION DEL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

“TÍTULO DE LA DISERTACIÓN”

ESTUDIO Y COMPARACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

PARA LA ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE ALTURA ANTE EL

EFECTO DE LAS ONDAS SISMICAS EN LA CIUDAD DE QUITO

NOMBRE

NUR ESTEBAN SHOGHI MORENO

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS GARCÉS

CORRECTORES: MARCELO GUERRA Y DIEGO ANDRADE

QUITO/2014

AGRADECIMIENTOS

A Dios, quien me ha guiado y bendecido durante toda mi vida.

A mis profesores Ing. Juan Carlos Garcés, Ing. Marcelo Guerra, Ing. Diego Andrade, Ing. Patricio Torres quienes de la manera más profesional me han sabido guiar y transmitir no solo conocimientos sino pasión por la Ingeniería Civil.

A mi familia que me ha brindado apoyo en todas mis decisiones.

DEDICATORIA

A mi Madre, a mi Padre y a mi Tía, quienes me han apoyado de manera incondicional durante mi carrera, y me brindaron la mejor educación, en especial a mi Padre a quien admiro y a mi primo Alejandro Moyano quien ha sido mi inspiración y mi ejemplo.

TABLA DE CONTENIDOS

INDICE DE IMAGENES	vi
INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE GRÁFICOS.....	ix
RESUMEN	x
CAPITULO I OBJETIVO DEL DISEÑO SISMORESISTENTE.....	1
1.1-CRITERIOS GENERALES.....	2
1.2-CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	8
1.3-PELIGRO SÍSMICO.....	10
1.3.1-SISMICIDAD HISTÓRICA.....	10
1.3.2- PRINCIPALES SISMOS EN EL ECUADOR.....	11
1.3.3-MAPA PARA DISEÑO SÍSMICO	13
1.4- PRINCIPIOS PARA EL DISEÑO Y ESTRUCTURACION SÍSMICA	14
1.4.1-ESTRUCTURAS Y MODELOS ESTRUCTURALES	14
1.4.2- MODELOS CON UN GRADO DE LIBERTAD	15
1.4.3- ESPECTRO DE RESPUESTA	16
CAPITULO II MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	19
2.1- MÉTODO ESTÁTICO DE LA FUERZA EQUIVALENTE.....	19
2.2-MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO (ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA MODAL).....	34
2.3- REGISTRO DE ACELERACIÓN.....	38
CAPITULO III DISEÑO SISMORESISTENTE.....	53
3.1-CRITERIOS GENERALES.....	53
3.2-DISEÑO DE HORMIGON ARMADO	57
3.2.1-DISEÑO DE VIGAS	57
3.2.2-DISEÑO DE COLUMNAS.....	62
3.2.3-DISEÑO DE NUDOS	65
3.2.4-DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	67
3.3-DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO	73
3.3.1-DISEÑO DE VIGAS	73
3.3.2-DISEÑO DE COLUMNAS	78
3.3.3-DISEÑO DE CONEXIONES VIGA – COLUMNA	79
3.3.4- DISEÑO DE RIOSTRAS Y PLACAS DE UNIÓN	90
CAPITULO IV ESTRUCTURACIÓN PARA EDIFICIOS	102
4.1-TIPOS DE ESTRUCTURACIÓN	102
4.1.1-PÓRTICOS A MOMENTOS	102
4.1.2-MUROS DE CORTE Y SISTEMAS DUALES	114
4.2.3-PÓRTICOS ARRIOSTRADOS	121

4.2.4-VIGA ESTABILIZADORA U OUTRIGGERS.....	127
4.3-OBTENCIÓN DE LA POSICIÓN ÓPTIMA DE LA VIGA ESTABILIZADORA U OTRIGGER	131
4.3.1-ESTUDIO MEDIANTE UN ENFOQUE ANALÍTICO.....	131
4.3.1-ESTUDIO MEDIANTE UN ENFOQUE COMPUTARIZADO	135
CATIPULO V COMPARACIÓN ESTRUCTURAL	152
5.1-COMPARACIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON Y SIN VIGA ESTABILIZADORA.....	152
5.1.1-PERÍODOS MODALES DE LAS ESTRUCTURAS.....	152
5.1.2-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO	154
5.1.2-COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO CON EL SISTEMA DE VIGA ESTABILIZADORA	157
5.1.2.1-ESTRUCTURA SIN VIGA ESTABILIZADORA.....	163
5.1.2.2-ESTRUCTURA SIMPLE CON VIGA ESTABILIZADORA.....	163
CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	164
6.1 CONCLUSIONES.....	164
6.2 RECOMENDACIONES	166
BIBLOIOGRAFIA	167
ANEXOS	169

INDICE DE IMAGENES

IMAGEN 1 LÍMITE DIVERGENTE	2
IMAGEN 2 LÍMITES CONVERGENTES - Subducción	3
IMAGEN 3 LÍMITES CONVERGENTES – Colisión	3
IMAGEN 4 LIMITE DE FRICCION	4
IMAGEN 5 FALLAS NORMALES	4
IMAGEN 6 FALLAS INVERSAS	5
IMAGEN 7 FALLA DE DESGARRE.....	5
IMAGEN 8 ONDAS (P)	6
IMAGEN 9 ONDAS (S)	7
IMAGEN 10 ONDAS SUPERFICIALES	7
IMAGEN 11 ONDAS DE RAYLEIGH.....	7
IMAGEN 12 SISAMOS ORIGINADOS POR LA SUBDUCCION.....	12
IMAGEN 13 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA.....	33
IMAGEN 14 ESPECTRO DE RESPUESTA MODAL SEGÚN ASCE 7	36
IMAGEN 15 ESPECTRO DE RESPUESTA DE LA NEC.....	37
IMAGEN 15 REGISTRO DE ACELERACIÓN	38
IMAGEN 16 REGISTRO DE ACELERACION	39
IMAGEN 17 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA	54
IMAGEN 18 COMPACIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA.....	55
IMAGEN 19 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN	56
IMAGEN 20 ANCHO DE VIGA ESTABLECIDO POR LA ACI	57
IMAGEN 21 DIMENSIONES DE VIGA ESTABLECIDOS POR LA ACI	58
IMAGEN 22 ARMADO DE VIGA ESTABLECIDO POR LA ACI.....	59
IMAGEN 23 TRASLAPES DE VIGA	59
IMAGEN 24 ESTRIBOS DE COLUMNAS ESTABLECIDOS POR LA ACI	60
IMAGEN 25 ARMADOS DE ESTRIBOS DE COLUMNA ESTABLECIDO POR LA ACI	63
IMAGEN 26 DIMENSIONAMIENTO DE MURO DE CORTE.....	69
IMAGEN 27 ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESPECIALES	70
IMAGEN 28 ALTERNATIVA 1 DE ARMADO DE MURO DE CORTE	71
IMAGEN 29 VIGA DE ACOUPLE DE LA ALTERNATIVA 1	72
IMAGEN 30 ALTERNATIVA 2 DE ARMADO DE MURO DE CORTE	72
IMAGEN 31 VIGA DE ACOUPLE DE LA ALTERNATIVA 2	73
IMAGEN 32 VIGA TIPO I.....	74
IMAGEN 33 SUELDAS	80
IMAGEN 34 SUELDA DE FILETE.....	80
IMAGEN 35 SUELDA CONVEXA.....	80
IMAGEN 36 LONGITUD DE SOLDADURA	81
IMAGEN 37 ESPECIFICACIONES DE LA SOLDADURA	81
IMAGEN 38 ESPECIFICACIONES DE LA SOLDADURA EN EJEMPLO	82
IMAGEN 39 SIMBOLOGÍA GENERAL DE SOLDADURA	82
IMAGEN 40 SIMBOLIGÍA SUPLEMENTARIA DE SOLDADURA	83
IMAGEN 41 UBICACIÓN DEL FORMATO PARA SOLDADURAS	83
IMAGEN 42 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE.....	84

IMAGEN 43 UNION DE TRASLAPE.....	85
IMAGEN 44 UNION DE TOPE.....	85
IMAGEN 45 UNION CON PERNOS TIPO I	87
IMAGEN 46 UNION CON PERNOS TIPO I	87
TIPO II IMAGEN 47 UNION CON.....	88
PERNOS TIPO II	88
IMAGEN 48 UNION CON.....	88
PERNOS TIPO III.....	88
IMAGEN 49 DISEÑO UNION CON PERNOS TIPO I.....	89
IMAGEN 50 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN V.....	91
IMAGEN 51 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN V INVERTIDA	92
IMAGEN 52 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN K.....	92
IMAGEN 53 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS TIPO TENSOR EN X	93
IMAGEN 54 DISEÑO DE CONEXIONES.....	94
IMAGEN 55 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS A VIGA Y COLUMNA.....	98
IMAGEN 56 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS A COLUMNA Y VIGA.....	99
IMAGEN 57 DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO	101
IMAGEN 58 HOTELS-THE MANULIFE TOWER.....	103
IMAGEN 59 INTERNACIONAL FINANCE CENTER TOWER 1 (HONG KONG).....	115
IMAGEN 60 GUANGZHOU TOWER INTERNATIONAL CENTER CHINA	123
IMAGEN 61 EDIFICION KONG CENTER.....	128
IMAGEN 62 VIGA ESTABILIZADORA U OUTRIGGERS.....	129
IMAGEN 63 INSTALACION DEL CINTURON DE RIGIDEZ INTERNACIONAL FINANCE CENTER 2	129
IMAGEN 64 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA ESTABILIZADORA	130
IMAGEN 65 ENFOQUE ANALÍTICO.....	131

INDICE DE TABLAS

TABLA 1 ESCALA DE MERCALLI	9
TABLA 2 ESCALA DE RICHTER.....	10
TABLA 3 PRINCIPALES SISMOS EN EL ECUADOR	11
TABLA 4 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA	13
TABLA 5 SITE COEFFICIENT, F_e	17
TABLA 6 SITE COEFFICIENT, F_v	18
TABLA 7 ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERÍODOS CORTOS Y DE 1 Seg	21
TABLA 8 SITE COEFFICIENT, F_a	21
TABLA 9 FACTORES DEL SUBSUELO F_a	23
TABLA 10 FACTORES DEL SUBSUELO F_d	24
TABLA 11 FACTORES DEL SUBSUELO F_s	24
TABLA 12 FACTOR DE IMPORTANCIA	25
TABLA 13 FACTOR DE RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	27
TABLA 14 IRREGULARIDADES EN PLANTA	29
TABLA 15 IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	31
TABLA 16 DATOS DE ACELERACION	40

INDICE DE GRÁFICOS

GRAFICO 1 ACELEROGRAMA	16
GRAFICO 2 ESPECTRO DEFINIDO POR LA ASCE-7	17
GRAFICO 3 ACELERACION (m/s ²) VS PERIODO	41

RESUMEN

El desplazamiento de la corteza terrestre puede producir sismos de gran magnitud, la necesidad de crear estructuras más resistentes ha llegado a ser la mayor preocupación en el desarrollo del diseño estructural, una estructura debe poseer la capacidad de resistir sismos de magnitud moderada sin llegar al colapso total, con la finalidad de evitar catástrofes irreparables.

Las normas de diseño plantean una serie de interpretaciones que permiten estimar aproximadamente el comportamiento de una estructura, sin embargo algunos de los datos recopilados por las normas se han determinado de manera intuitiva, por lo cual los resultados entre normas suelen variar, es fundamental analizar y estudiar los diferentes criterios que exponen las normas de diseño para poder tener un diseño eficiente y económico.

La configuración estructural decide en parte el comportamiento de la edificación ante cargas laterales, la ventaja de los sistemas estructurales radica en la posibilidad de poder combinar la ductilidad, resistencia y redundancia. En la actualidad existen diferentes sistemas que permiten controlar los desplazamientos excesivos en una estructura, uno de estos sistemas es el conformado por la Viga Estabilizadora, el cual realza significativamente la capacidad de resistencia de una estructura a sufrir excesivos desplazamientos. El Sistema de la Viga Estabilizadora está conformado por barras arriostradas, las que son conectadas a las columnas perimetrales y al núcleo central de la estructura, la ubicación del Sistema de la Viga

Estabilizadora varía de acuerdo a la distribución de rigidez y masa en una edificación, se recomienda instalarla dentro del rango del 50% al 75% de la altura del edificio.

Los sistemas para la disipación de la energía sísmica, como el Sistema de la Viga Estabilizadora son únicamente recomendables para estructuras de altura.

Los sistemas estructurales tradicionales como pórtico resistente a momento, pórtico con muros de corte o pórtico con arriotramientos presentan una gran capacidad de resistencia, el ingeniero debe estudiar y analizar la opción más recomendable.

CAPITULO I OBJETIVO DEL DISEÑO SISMORESISTENTE

El diseño sismoresistente posee un nivel de complejidad superior al diseño tradicional con cargas estáticas, debido a los factores que se deben tomar en cuenta como:

- La naturaleza del sismo.
- El comportamiento de la estructura, por la heterogeneidad de la calidad de los materiales, la interacción con los elementos no estructurales y la variación de las cargas de servicio ante un sismo.
- Los mecanismos de falla y disipación de energía que implique el menor riesgo para la vida humana.
- El costo social asociado a la falla de edificios.

El diseño sismoresistente de una estructura debe satisfacer a los siguientes aspectos:

- La estructura debe tener la capacidad de resistir sismos de magnitud baja a intermedia sin que se produzca el colapso, con el objeto de salvar vidas. No necesariamente el diseño sismoresistente es para evitar que la estructura siga en funcionamiento normal, después de un sismo.
- La estructura debe resistir los sismos, manteniendo su respuesta dentro del rango inelástico.
- El sistema estructural, debe resistir sollicitaciones de movimiento moderados con daños estructurales y no estructurales reparables.

1.1-CRITERIOS GENERALES

El movimiento de la corteza terrestre se denomina sismo, puede producirse por diferentes causas como: derrumbes, colapso de cavernas, explosiones causadas por el hombre, erupciones volcánicas y grandes deformaciones de la corteza.

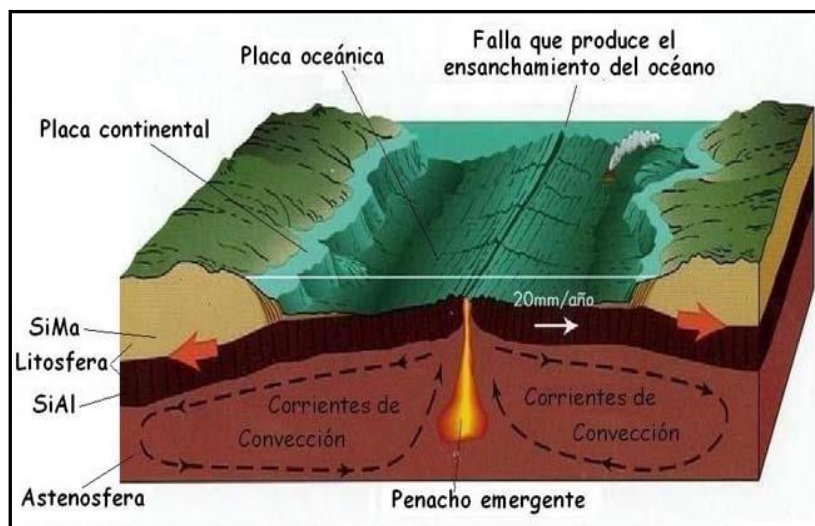
El movimiento generado por la placas es el más fuerte.

LÍMITES DE PLACAS

LIMITE DIVERGENTE

Se origina en el medio oceánico, se extiende de manera discontinua, a lo largo de las dorsales.

IMAGEN 1 LÍMITE DIVERGENTE



Fuente: "Tectónica de Placas". Internet www.tectonicsplate.wikispaces.com

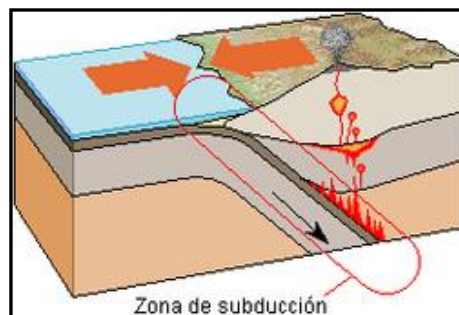
LÍMITES CONVERGENTES

Existen de dos tipos: subducción y colisión.

Subducción

Una placa tiende a plegarse con un cierto ángulo, hacia el interior de otra placa. El límite está marcado por una fosa oceánica o fosa abisal.

IMAGEN 2 LÍMITES CONVERGENTES - Subducción

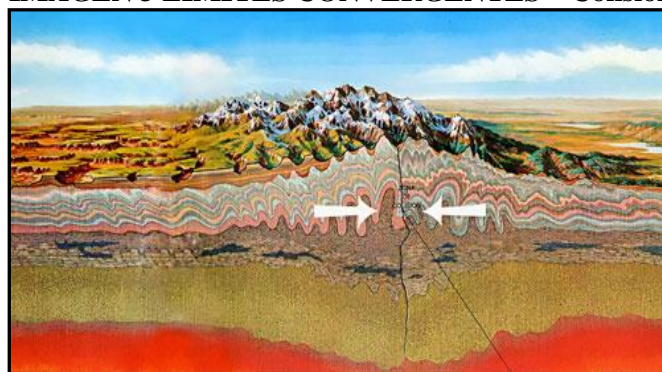


Fuente: "Tectónica de Placas". Internet www.tectonicsplate.wikispaces.com

Colisión

Se origina cuando se produce una aproximación de las placas de dos masas continentales, hasta que chocan y forman cordilleras como Los Himalaya y los Andes.

IMAGEN 3 LÍMITES CONVERGENTES – Colisión



Fuente: "Tectónica de Placas". Internet www.tectonicsplate.wikispaces.com

LIMITE DE FRICCION

Es producida por la separación de dos placas que generan una falla transformante, tienden a deslizarse lateralmente, no hay destrucción de la litósfera.

IMAGEN 4 LIMITE DE FRICCION



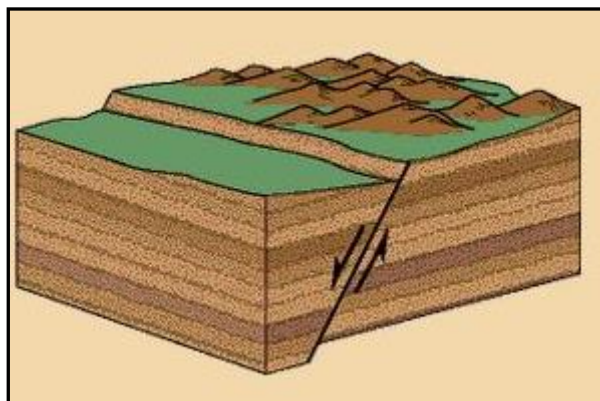
Fuente: “Tectónica de Placas”. Internet www.tectonicsplate.wikispaces.com

TIPOS DE FALLAS

FALLAS NORMALES

Se producen en áreas donde la corteza se está separando, de tal forma que la corteza de un lado de la falla se hunde con respecto al otro lado.

IMAGEN 5 FALLAS NORMALES



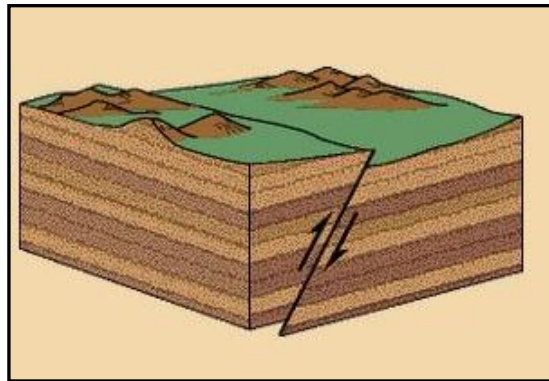
Fuente: Ventanas al Universo, “Que es una Falla Geológica”. Internet www.windows2universe.org/earth/geology/fault.html&lang=sp

FALLAS INVERSAS

Se produce en áreas donde la corteza se comprime una con otra, de tal forma que la corteza rocosa de un área ocupe menos espacio.

La roca de un lado asciende con respecto a la otra.

IMAGEN 6 FALLAS INVERSAS



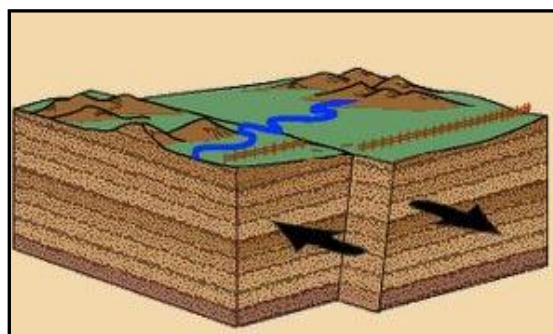
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

FALLA DE DESGARRE

Se produce a lo largo de una grieta, la falla es horizontal.

El bloque de roca a un lado de la falla se mueve en una dirección, mientras que el otro, en sentido contrario.

IMAGEN 7 FALLA DE DESGARRE



Fuente: Las Placas tectónicas y su Fenomenología Internet

<http://degeografiayotrascosas.wordpress.com/2007/11/28/las-placas-tectonicas-y-su-fenomenologia/>

La energía que producen los sismos se transmiten a través de ondas.

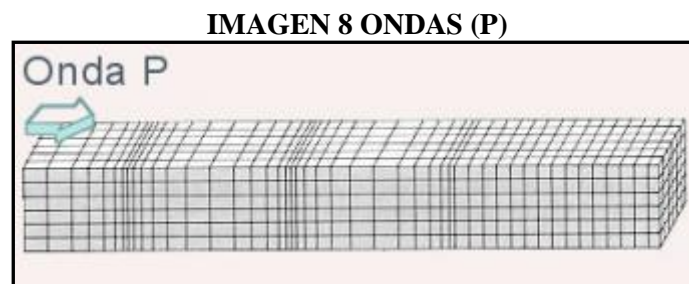
ONDAS SISMICAS

Las ondas sísmicas son elásticas, producen perturbaciones temporales a través de pequeños movimientos en un medio.

Hay dos tipos de ondas sísmicas: las ondas internas o de cuerpo y las ondas superficiales.

ONDAS (P)

Las ondas (P) son ondas que generan compresión en el suelo generalmente viajan a una velocidad de 1.73 veces la velocidad de las ondas (S). Pueden viajar a través de cualquier medio líquido o sólido.



Fuente: Apuntes de la materia de diseño sismoresistente

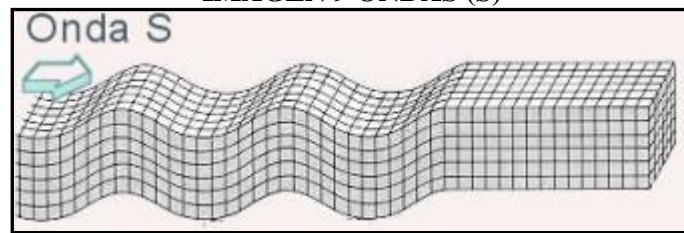
ONDAS (S)

Son ondas que poseen un desplazamiento transversal a la dirección de la propagación.

Estas ondas generan las oscilaciones durante el movimiento sísmico y las que producen la mayor parte de los daños.

Solo se trasladan a través de elementos sólidos.

IMAGEN 9 ONDAS (S)



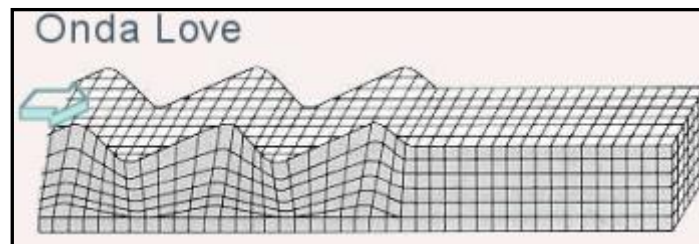
Fuente: Ondas Sísmicas. Internet www.ies.rayuela.mostoles.educa.madrid.org

ONDAS SUPERFICIALES

Cuando las ondas internas llegan a la superficie se generan ondas Love u ondas de Rayleigh.

Ondas Love: generan un movimiento horizontal de corte en la superficie.

IMAGEN 10 ONDAS SUPERFICIALES



Fuente: Diseño Sismoresistente de Edificios Técnicas Convencionales y Avanzadas

ONDAS DE RAYLEIGH: generan movimientos elípticos, son las ondas más lentas.

IMAGEN 11 ONDAS DE RAYLEIGH



Fuente: Ondas Sísmicas. Internet www.ies.rayuela.mostoles.educa.madrid.org

1.2-CRITERIOS DE SEGURIDAD

Existen dos enfoques en la normativa, el probabilístico y el determinístico. El más común y más difundido es el método probabilístico, por el cual se intenta establecer la intensidad o aceleración para el diseño de estructuras, en un sitio determinado en términos de probabilidad. El tiempo de estudio instrumental es aproximadamente de 100 años, tiempo relativamente corto, debido a la escala de tiempo que se da en los procedimientos tectónicos.

PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico es un parámetro que cuantifica la ocurrencia de futuros eventos, y se expresa en términos de la probabilidad, de que determinado valor de aceleración sea excedido en un tiempo dado. Por lo general se establece un 2% de probabilidad de que un valor de aceleración sea excedido en 50 años.

Según la ley binomial de probabilidad se tiene:

$$(1 - P)^n = 1 - P_n$$

Donde:

P_n = probabilidad de que el valor sea excedido en “n” años(%)

P = probabilidad de que el valor sea excedido en un año

La probabilidad de excedencia en un año, p , está relacionada con el período de retorno por la expresión:

$$PR = 1/P$$

Los efectos generados por los terremotos en las estructuras y en las personas, se mide por medio de la Intensidad Sísmica y Magnitud.

ESCALA DE MERCALLI

Las escalas de intensidad, describen de una manera general el potencial destructivo de los sismos, existen varias escalas de Intensidad, una de ellas es “ Mercalli Modificada”, la misma que fue desarrollada por Wood y Newman en 1931 y es una modificación del trabajo desarrollado por Mercalli en 1902.

Esta es la forma más antigua, es un parámetro empírico pero muy útil para describir el efecto causado por un sismo en un sitio determinado.

TABLA 1 ESCALA DE MERCALLI

<i>I_{MM}</i>	DEFINICIÓN
I	Detectado solo por instrumentos.
II	Sentido por personas en reposo.
III	Sentido por personas dentro de un edificio.
IV	Se siente fuera del edificio.
V	Es notado por todos. Los objetos inestables se caen.
VI	Las personas andan con dificultad. Las ventanas y objetos de vidrio se quiebran. Las estructuras con mampostería débil se agrietan.
VII	Daños moderados en estructuras bien diseñadas, y daños severos en malas construcciones.
VIII	Daños ligeros en estructuras bien diseñadas, considerables en regulares y severos en las mal diseñadas.
IX	Pánico general. Las estructuras con diseño sismo resistente son seriamente dañadas. Daño en los cimientos.
X	Destrucción grande en edificios bien construidos. Grandes deslizamientos del terreno.
XI	Casi nada queda en pie. Fisuras en el piso. Tuberías subterráneas fuera de servicio.
XII	Destrucción casi total. Catástrofe. Grandes masas de roca desplazadas.

ESCALA DE RICHTER

Es una escala logarítmica nombrada así en honor al sismólogo estadounidense Charles Richter. Richter desarrolló su escala en 1930, en la que calculó la magnitud de un terremoto, a través de la siguiente fórmula.

$$M = \log_{10}(mm) + 3\log_{10}(8At(s)) - 2.92$$

Donde A es la amplitud en milímetros y t el tiempo en segundos, en la cual se asigna una magnitud arbitraria pero constante a terremotos que liberan la misma cantidad de energía, al utilizar logaritmos, se puede aproximar la cantidad de energía que desprende un terremoto.

TABLA 2 ESCALA DE RICHTER

Magnitud en Escala Richter	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5-5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5-6	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1-6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas
7.0-7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños.
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas

1.3-PELIGRO SÍSMICO

1.3.1-SISMICIDAD HISTÓRICA

Los pocos datos recopilados a lo largo de la historia de los eventos sísmicos más significativos, se han ido forjando por los efectos que dejaban sobre las personas, las propiedades o el medio ambiente. En épocas recientes, este tipo de datos se encuentran en archivos históricos.

1.3.2- PRINCIPALES SISMOS EN EL ECUADOR

El territorio Ecuatoriano, está prácticamente surcado en su totalidad por sistemas o conjuntos de fallas geológicas, entre las cuales unas son más activas que otras. La cantidad, frecuencia y magnitud de los eventos generados por una falla geológica determinada es variable, lo cual hace que ciertas regiones sean sísmicamente más activas que otras.

SISMOS EN EL ECUADOR

Entre los principales sistemas de fallas geológicas que atraviesan nuestro territorio, se destaca el Sistema principal dextral de fallas, que atraviesa el territorio desde el nororiente hasta el golfo de Guayaquil. Este sistema de fallas ha originado la mayoría de los grandes terremotos que han azotado principalmente a la región Interandina. El otro sistema importante es el denominado de fallas inversas, de las estribaciones de la Cordillera Andina, donde se originó el primer gran terremoto en el Ecuador (1541) y el sismo del 5 de marzo de 1987 entre otros.

TABLA 3 PRINCIPALES SISMOS EN EL ECUADOR

FECHA	LUGAR AFECTADO	CONSECUENCIA
1587	Quito-Cayambe	Destrucción de San Antonio de Pichincha 160 muertos
1645	Quito- Riobamba	Muchos estragos en todas la comarca.
1687	Quito	Perturbación en los cultivos
1687	Ambato	Destrucción de Ambato, 7200 muertos.
1698	Riobamba	Destrucción de casas e iglesias, 7000 muertos.
1703	Latacunga	Destrucción de casas e iglesias, estragos notables.
1736	Provincia de Cotopaxi	Daños graves a casas muchas haciendas.
1755	Quito	Destrucción de un sinnúmero de edificios.
1757	Latacunga	Destrucción total, 4000 muertos.
1797	Riobamba	13000 muertos y 31 000 heridos.
1840	Patate y Pelileo	Destrucción de casas e iglesias
1856	Cuenca-Riombaba	Destrucción de varios caminos, algunos muertos
1906	Esmeraldas	Decenas de muertos.
1914	Pichincha	Destrucción de casas.

1923	Carchi	Destrucción de casas, 3000 víctimas.
1942	Guayaquil-Portoviejo	200 muertos
1944	Saquicilí	Destrucción parcial de edificios y casas.
1949	Ambato	6000 muertos
1987	Pichincha	3500 muertos
1998	Bahía de Caráquez	3 muertos-40 heridos

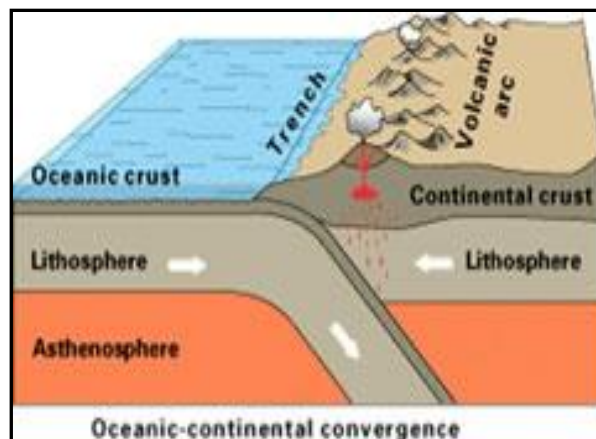
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Las profundidades de los sismos originados por fallas tectónicas, varían desde superficiales, hasta profundidad media, que es el rango de profundidad de la gran mayoría de los sismos ecuatorianos.

SISMOS ORIGINADOS POR LA SUBDUCCION

El proceso de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental de Sudamérica, es otra de las fuentes sísmicas en nuestro territorio. Estos sismos generalmente son superficiales en la plataforma submarina y en la costa continental y tiene profundidades mayores, conforme se adentra en el continente, de acuerdo al ángulo. Los grandes sismos de Esmeraldas de 1906, 1958 y 1979, así como el sismo de bahía de Caráquez del año 1998 ocurrieron en este sistema.

IMAGEN 12 SISMOS ORIGINADOS POR LA SUBDUCCION



Fuente: Las Placas tectónicas y su Fenomenología". Internet
<http://degeografiayotrascosas.wordpress.com/2007/11/28/las-placas-tectonicas-y-su-fenomenologia>

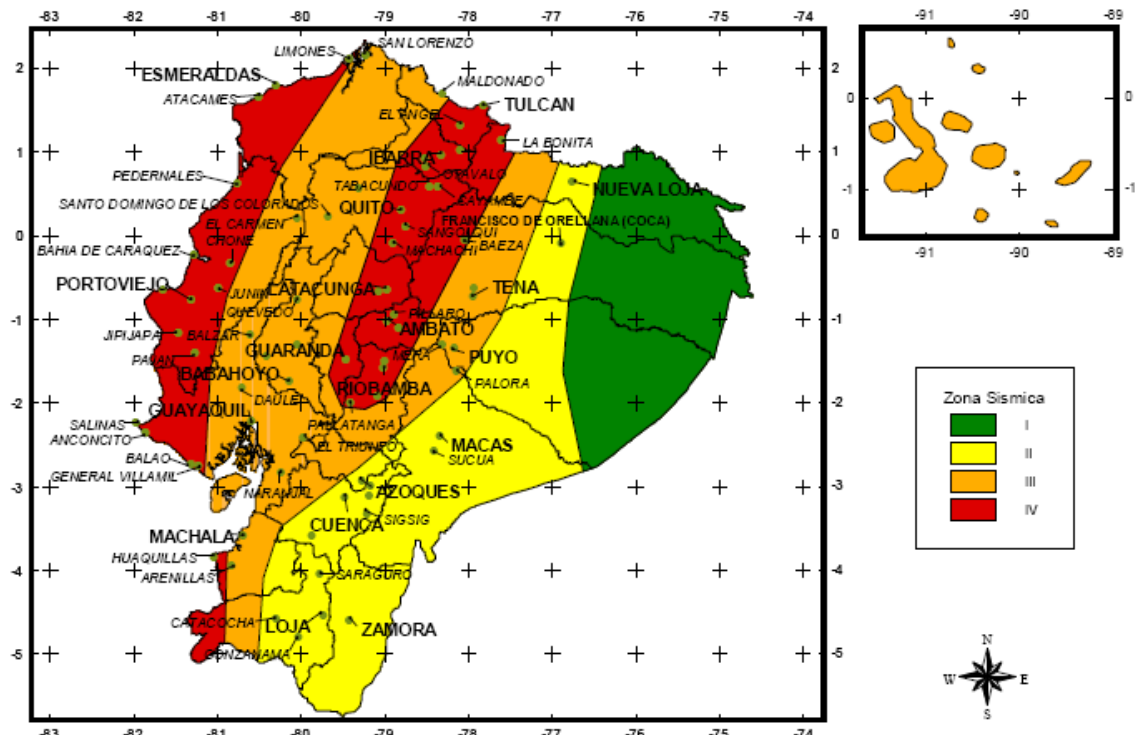
SISMOS DE ORIGEN VOLCÁNICO

Siendo el Ecuador un país altamente volcánico, es natural que haya tenido que experimentar sismos asociados con esta actividad geológica. La energía de estos sismos no es suficiente para que se propaguen a grandes distancias ni para que causen daños, la mayoría pasan inadvertidos por las personas. Estos sismos ocurren continuamente en los volcanes activos y como actividad premonitora de las erupciones.

1.3.3-MAPA PARA DISEÑO SÍSMICO

TABLA 4 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción”, 2011, Capítulo 2

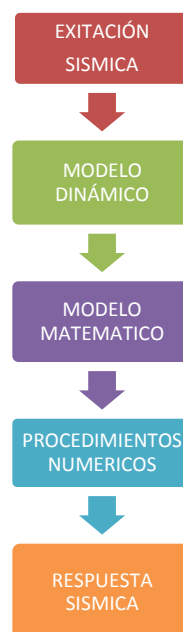
1.4- PRINCIPIOS PARA EL DISEÑO Y ESTRUCTURACION SÍSMICA

1.4.1-ESTRUCTURAS Y MODELOS ESTRUCTURALES

El diseño sismoresistente requiere de la obtención de la respuesta sísmica de una estructura, la cual se obtiene a través del análisis del comportamiento del terreno y de los componentes estructurales.

La estructura es analizada a través de un modelo mecánico, la definición de tal modelo depende del tipo de estructura y pretende proporcionar una descripción realista de su comportamiento.

Proceso para determinar una respuesta sísmica de una estructura



Las propiedades más relevantes de la estructura son:

- La masa
- El amortiguamiento
- La rigidez

1.4.2- MODELOS CON UN GRADO DE LIBERTAD

Los grados de libertad de una estructura, se definen como desplazamientos que identifican su posición deformada a lo largo del tiempo.

Los componentes que definen y caracterizan estos sistemas son:

La magnitud w se define como la frecuencia de vibración del modelo y se expresa en (rad/seg). La frecuencia de vibración es considerada como una de la característica dinámica del sistema. Otra característica es el período natural T es medido en segundos. definido por:

$$T = \frac{2\pi}{w}$$
$$f = \frac{1}{T} = \frac{w}{2\pi}$$

SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD CON AMORTIGUAMIENTO

“Todas las estructuras poseen un grado de amortiguamiento, caso contrario, al ser excitados externamente pasarían vibrando de manera indefinida. Estas fuerzas de fricción o amortiguamiento hacen que la energía cinética o potencial del sistema se transforme en otro tipo de energía como el calor”. (*Apuntes de la materia de Dinámica de Estructuras*”, 2012, Ing. Marcelo Guerra)

AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

Es el valor mínimo de amortiguamiento que se requiere para evitar que una estructura oscile, si no que regrese a su posición original.

Razón de amortiguamiento

Es la relación de amortiguamiento (c) y el valor del amortiguamiento crítico C_{cr} .

$$C_{cr} = 2\sqrt{km}$$

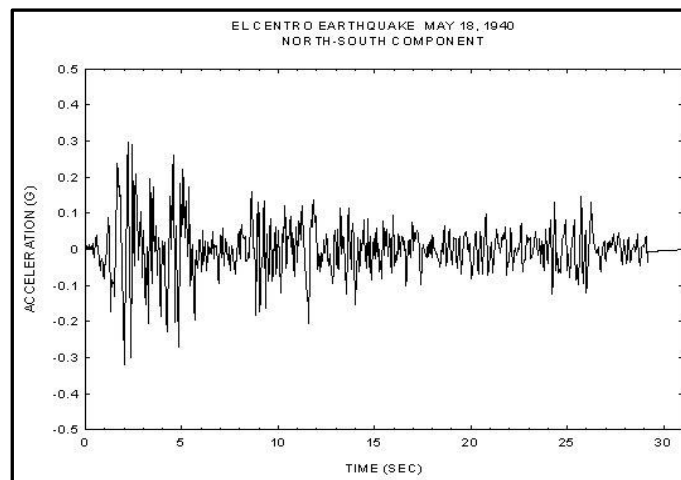
1.4.3- ESPECTRO DE RESPUESTA

Se define como una función que representa el comportamiento de una estructura ante la vibración del suelo que lo soporta, para lo cual el espectro se basa en las máximas respuesta de un sistema de un grado de libertad.

La mayor parte de espectros son de aceleración, actualmente se utilizan los espectros de velocidad y de desplazamiento especialmente para el diseño de estructuras especiales como hospitales y puentes de gran longitud.

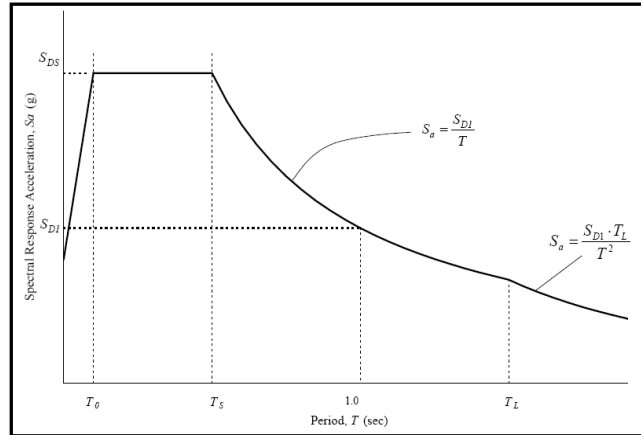
La aceleración en la base del sistema, se obtiene de un registro de un acelerograma.

GRAFICO 1 ACELEROGRAMA



La respuesta máxima se obtiene, a través de un análisis que consiste en hacer variar el periodo “T” o la frecuencia “w”. Esto se consigue manteniendo fija la masa y haciendo variar el valor de la rigidez.

GRAFICO 2 ESPECTRO DEFINIDO POR LA ASCE-7



Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

S_s =aceleración de respuesta espectral asignada en períodos cortos.

S_s =aceleración de respuesta espectral asignada a 1 segundo de período.

S_{MS} =aceleración de respuesta espectral en períodos cortos, ajustados por los efectos de la clase del sitio.

S_{M1} = aceleración de respuesta espectral a 1 segundo de período, ajustado por los efectos del sitio.

S_{DS} =valor de la magnitud de la aceleración en períodos cortos.

S_{D1} = valor de la magnitud de la aceleración en períodos de 1 segundo.

TABLA 5 SITE COEFFICIENT, F_e

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

TABLA 6 SITE COEFFICIENT, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_T .

$$SM1 = F_c \cdot S1$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

CAPITULO II MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Uno de los misterios más estudiados es el origen de los sismos y como se podría mitigar o evitar.

La necesidad de crear estructuras más resistentes ante un sismo, representa hoy en día, la mayor preocupación en el diseño estructural, por tal razón es necesario estudiar a fondo, los métodos de análisis sísmico que interpretan de una manera aproximada, un posible comportamiento de las ondas sísmicas en una estructura. Es fundamental dotar al diseño de la estructura con la mayor capacidad de resistencia para evitar el colapso.

En el análisis sísmico de edificios, uno de los conceptos más básicos e importantes es el espectro de respuesta y diseño, es necesario analizar como las diferentes normas americana (ASCE 7) y ecuatoriana (NEC 11) obtienen los datos para generar un espectro y posteriormente interpretar los datos para el diseño sismoresistente.

2.1- MÉTODO ESTÁTICO DE LA FUERZA EQUIVALENTE

CÁLCULO DEL CORTE BASAL SEGÚN ASCE 7

Este método consiste, en suponer de manera aproximada una fuerza que reemplaza a la fuerza dinámica sísmica, se basa en la aplicación de la segunda Ley de Newton:

$$F=m.a$$

Dónde:

m: masa del edificio

a= aceleración sísmica

El procedimiento para determinar la aceleración sísmica, consiste en calcular la fuerza cortante en la base de la estructura, en función de un coeficiente C_s , el cual toma en cuenta la ductilidad de la estructura en forma global, el valor de este coeficiente fluctúa entre 0.05g a 0.24g.

$$V = C_s \cdot W$$

Coficiente de respuesta sísmica C_s (ASCE 7 Cap. 12.8.1.1)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Se debe considerar las características del tipo de suelo, el sitio de implantación de la estructura a diseñarse, para realizar un ajuste en la aceleración espectral.

SMS=parámetro espectral de aceleración de respuesta para períodos cortos, que considera características del sitio analizado ASCE 7 cap. 11.4.3

Ss=aceleración espectral a períodos cortos ($T=0.2$ seg). Este parámetro se lo define en función de un coeficiente (z), este factor se determina mediante un estudio de peligro sísmico; en el Ecuador se utiliza el mapa establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 11) cap. 2.5.2.2.

El mapa de zonificación sísmica, corresponde a un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años).

Fa= parámetro para definir la aceleración de respuesta de un sismo a través del período corto.

$$SMS = Fa \cdot Ss$$

TABLA 7 ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA PERÍODOS CORTOS Y DE 1 Seg

LOCACIÓN	Z	NEC-11		ASCE 7	
		SS	S1	SS	S1
NUEVA LOJA	0.15	0.45	0.13	0.94	0.38
CUENCA	0.25	0.85	0.18	1.25	0.50
MACAS	0.30	1.10	0.25	1.00	0.40
GUAYAQUIL	0.40	1.00	0.30	1.40	0.56
QUITO	0.40	1.80	0.40	2.04	0.82
MANTA	0.50	1.40	0.48	1.93	0.77
ESMERALDAS	0.50	3.00	1.05	3.36	1.34

Fuente: Apuntes de la materia de diseño sismoresistente, Ing. Juan Carlos Garcés

TABLA 8 SITE COEFFICIENT, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

El factor de modificación de respuesta sísmica, contempla parámetros como la ductilidad, sobre resistencia y redundancia.

El factor R de modificación de respuesta es una medida de la capacidad del sistema para absorber energía y mantener un comportamiento de deformación si colapsar.

R= Coeficiente de modificación de respuesta

Se determina según la tabla ASCE 7 cap. 12.2.1

Dependiendo del periodo de vibración el valor del coeficiente C_s puede variar, se debe considerar las siguientes formulas en el cálculo:

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ Para } T \leq TL$$

$$C_s = \frac{SD1 \cdot TL}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ Para } T > TL$$

El período fundamental de la estructura, T , en la dirección considerada se establecerá utilizando las propiedades estructurales y de deformación.

$$T_a = C_t \cdot h n^x$$

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	X
Pórtico a Momento de acero	0.0724	0.8
Pórtico a Momento de Hormigón	0.0466	0.9
Pórtico de Acero arriostrados excéntricamente	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas	0.0488	0.75

$$T \leq C_u \cdot T_a$$

ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO A 1 seg SD1	C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

Además, para estructuras localizadas donde Z es igual a o mayor que 0,6 g, C_s no deberá ser inferior a:

$$C_s = \frac{0.5 S1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

CÁLCULO DE CORTE BASAL SEGÚN NEC-11

Uno de los factores más importantes para determinar la fuerza sísmica es el suelo, de este depende la variación del período de vibración, la intensidad y contenido de la frecuencia de las excitaciones sísmicas y los desplazamientos.

Los siguientes factores permiten tener una respuesta más real y aproximada para el cálculo de la fuerza sísmica.

F_a= factor de amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

TABLA 9 FACTORES DEL SUBSUELO F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

F_d= factor de amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta por desplazamientos para diseño en rocas.

TABLA 10 FACTORES DEL SUBSUELO F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

F_s = factor de amplificación que considera el comportamiento no lineal de los suelos.

TABLA 11 FACTORES DEL SUBSUELO F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

NOTA: Para suelos de perfiles F, se debe realizar un estudio más exigente, a través de ensayos de penetración estándar SPT, penetrómetro de cono CPT etc. de tal manera que se pueda conocer con exactitud su comportamiento ante fuerzas sísmicas.

La magnitud de la fuerza lateral que actúa sobre un nudo en particular, depende de la masa del nudo, de la distribución de la rigidez sobre la altura de la estructura y del desplazamiento en un modo dado, y está dada por:

$$V = \frac{I S a}{R \phi_p \phi_e} W$$

I=factor de importancia

W= carga de la estructura

Sa=aceleración espectral

R=factor de reducción de respuesta estructural

ϕ_p, ϕ_e =factor de configuración estructural en planta y en elevación (NEC-11 Cap. 2.6.5.2

Tabla 2.10 y Cap. 2.6.8 Tabla 2.12).

TABLA 12 FACTOR DE IMPORTANCIA

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para determinar el valor la aceleración, se debe realizar una comparación entre el período corto (T_c), el período largo (T_L) y el periodo normal de vibración de la estructura, (T) mediante las siguientes fórmulas:

El período de vibración de la estructura es:

$$T = Ct h_n^\alpha$$

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arrastramientos $Ct=0.072$ y $\alpha=0.80$.
- Para estructuras de acero con arrastramientos, $Ct=0.073$ y $\alpha= 0.75$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $Ct=0.047$ y $\alpha=0.9$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $Ct=0.049$ y $\alpha= 0.75$.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

Dónde:

$R=1$ para suelos A, B o C y $r=1.5$ para suelos de D o E.

$n= 1.8$ (provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente).

TABLA 13 FACTOR DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

FACTORES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN

IRREGULARIDADES EN PLANTA

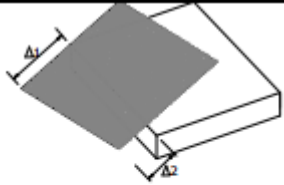
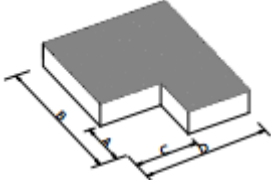
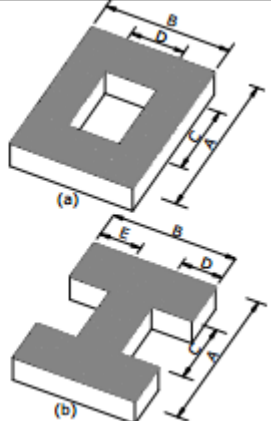
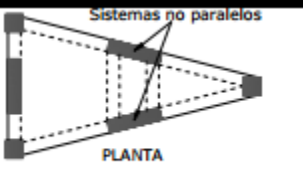
La configuración estructural, es un conjunto de criterios que controlan parte del desempeño de la edificación ante un sismo. La configuración en general se define como el tamaño, la forma de la edificación, la naturaleza y el tipo y situación de elementos estructurales como no estructurales.

Al diseñar un edificio arquitectónicamente se influye de manera importante en el diseño estructural, e incluso se determina la factibilidad del uso de algunos elementos estructurales, por lo general los daños ocasionados por un sismo se producen por una inadecuada configuración estructural.

La forma, simetría y distribución general, son características importantes que contribuyen de manera significativa en el cálculo de las fuerzas especificadas por el reglamento.

A continuación se muestra algunos criterios importantes sobre la configuración estructural de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11.

TABLA 14 IRREGULARIDADES EN PLANTA

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{PT}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{PT}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{PT}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{PT}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Φ_{PA} = el menor valor del análisis de cada piso de la estructura, obtenido de las tablas para cuando se presenta las irregularidades tipos 1,2 y 3.

Φ_{PB} = se establece para cuando existen irregularidades de tipo 4 en la estructura.

El centro de masa de un objeto, en este caso la planta de una edificación, representa la posición en donde se podría equilibrar un cuerpo sin generar rotación. Una distribución irregular de masa y de forma, genera que el centro geométrico se localice en una posición distinta al centro de masa, este efecto produce rotación o torsión en planta.

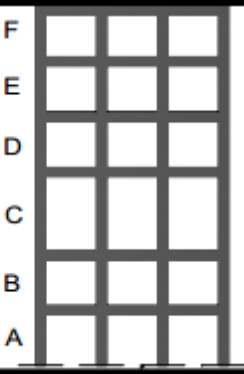
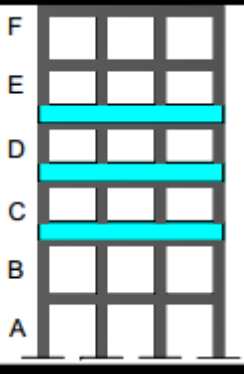
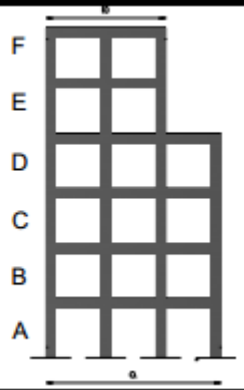
Si la masa se encuentra ubicada excéntricamente, la carga sísmica también actuará excéntricamente, ya que la fuerza sísmica se alimenta del peso, es directamente proporcional a la masa de la estructura. Si la carga es excéntrica, entonces también la resistencia debe ser excéntrica.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

La masa, tamaño y forma del edificio, determina parcialmente la naturaleza de las fuerzas que intervienen en la estructura durante un sismo, el movimiento del suelo no daña al edificio, sino por fuerzas de inercia generadas internamente, desarrolladas por la vibración de la masa del edificio.

A continuación se muestra algunos criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para evitar irregularidades en elevación:

TABLA 15 IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

ϕ_{EA} = el mínimo valor del análisis de cada piso de la estructura, de las irregularidades mostradas en la tabla de tipo 1.

ϕ_{EB} = se establece para cuando se encuentra presenta irregularidades de tipo 2 y/o 3 en la estructura.

Al no considerar adecuadamente una forma simétrica como especifican los códigos, la estructura está propensa a sufrir esfuerzos superiores, generando la posibilidad de que elementos importantes lleguen a fallar, este tipo de estructuras son conocidas como vulnerables, este es el caso de la mayoría de edificaciones en la ciudad de Quito.

En el diseño sismoresistente, el ingeniero debe emplear un número reducido de componentes, que se combinan para formar un sistema resistente completo.

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA POR PISO

La distribución de la fuerza sísmica en una edificación, se obtiene de la superposición de todos los modos de vibración de un sistema de varios grados de libertad. La magnitud de la fuerza depende de la masa, de la distribución de la rigidez de la estructura, y del desplazamiento de los nudos en un modo dado.

$$F_x = \frac{V' \cdot w_x \cdot \phi_x}{\sum w_i \cdot \phi_i}$$

Dónde:

V' = Cortante basal modal

w_i = Carga muerta sísmica localizada en el nivel i

ϕ_i = Componente de la forma modal en el nivel i para un modo dado

w_x = Carga muerta sísmica localizada en el nivel x

ϕ_x = Componente de la forma modal en el nivel x para un modo dado

Para una estructura con una distribución de masas sobre su altura y asumiendo una forma modal lineal:

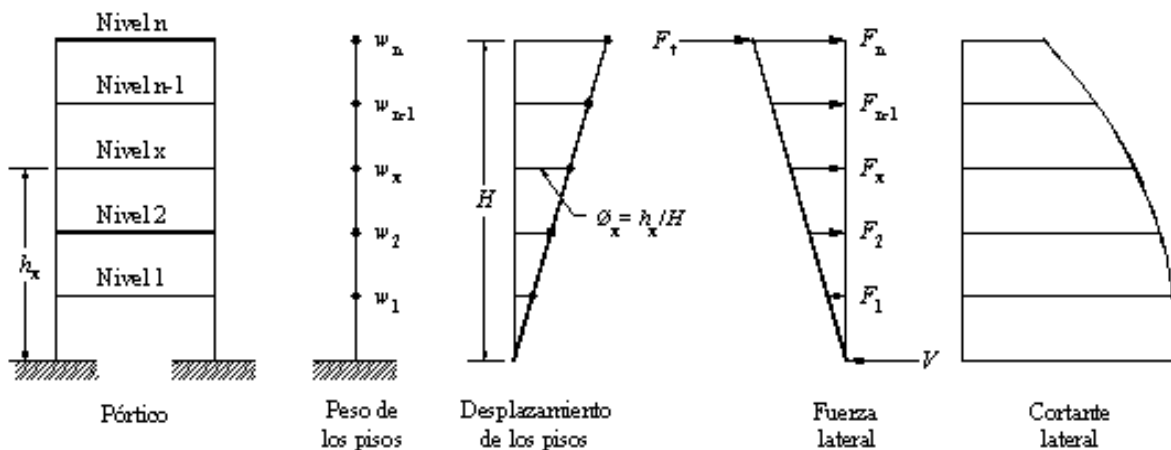
$$F_x = \frac{V_1 \cdot w_x \cdot h_x}{\sum w_i \cdot h_i}$$

Dónde:

h_i = Altura sobre la base hasta el nivel i

h_x = Altura sobre la base hasta el nivel x

IMAGEN 13 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA FUERZA SÍSMICA



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

El método de la fuerza equivalente es capaz de genera fuerzas de hasta 5.2 % del peso de la estructura, durante la historia sísmica se ha comprobado, que los sismos son capaces de superar estas fuerzas, sin embargo se considera correcto el método, ya que los materiales

poseen propiedades como la ductilidad, que aumentan la estabilidad; ésta es una de las propiedades del acero, la ductilidad es la capacidad de deformación de un material sin llegar al colapso. Esta característica importante se aprovecha en los materiales frágiles como el concreto que fallan con un mínimo de deformación (hormigón armado).

2.2-MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO (ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA MODAL)

ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA MODAL SEGÚN ASCE 7

Los métodos para análisis sísmoresistente, han sido desarrollados mediante la experiencia con sismos registrados en lugares con características similares, estas estimaciones se expresan mediante el uso de un espectro de respuesta, el cual muestra el comportamiento de la estructura en un lugar específico.

Este método se debe usar cuando se requiera una estimación más exacta de la fuerza sísmica, para estructuras que puedan ser más vulnerables, por tener formas irregulares tanto en planta como en altura y estructuras con cambios bruscos de masas y rigidez entre pisos (la diferencia de masas de un piso respecto a otro no debe sobrepasar el 30%).

El método del espectro de respuesta, igual que el método de la fuerza equivalente depende del tipo de suelo, por tal razón se requiere del uso de coeficientes los cuales han sido obtenidos con la finalidad de determinar la magnitud de la fuerza sísmica lo más real posible.

El ajuste se hace en el tramo del espectro controlado por velocidad ($T=1$ seg) a través del F_v (coeficiente de período largo).

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

El ajuste se hace también en el tramo del espectro controlado por la aceleración $T=0.2$ a través de F_a (coeficiente de periodo corto).

Parameter at Short Period					
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

Estos ajustes se los realiza, a través de parámetros llamados (SMS y SM1) que representa la aceleración de respuesta, a un período largo y corto y depende de la clase del sitio.

$$SMS = F_a \cdot S_s$$

$$SM1 = F_v \cdot S1$$

Parámetro de diseño para períodos cortos

$$SDS = \frac{2}{3} SMS$$

Parámetro de diseño para períodos largos

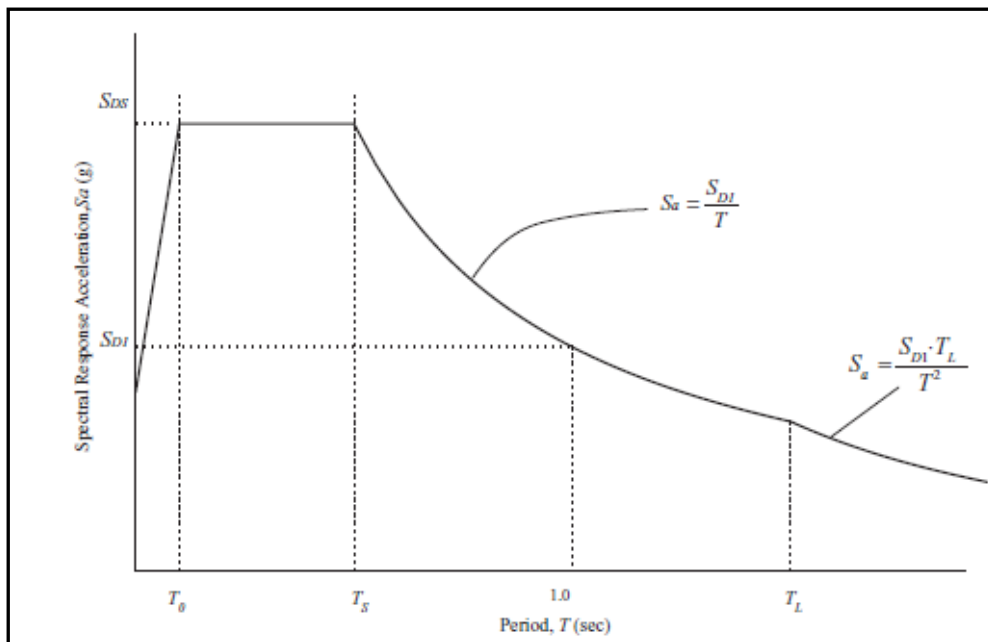
$$SD1 = \frac{2}{3} SM1$$

Para definir el gráfico del espectro de respuesta se debe conocer los siguientes valores que representan los períodos que definen el tramo de la aceleración de diseño SDS.

$$T_0 = 0.2S_{D1}/S_{DS}$$

$$T_S = S_{D1}/S_{DS}$$

IMAGEN 14 ESPECTRO DE RESPUESTA MODAL SEGÚN ASCE 7



Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA MODAL SEGÚN NEC 11

La norma establece ciertos parámetros, entre los límites del período de vibración largo y corto, los cuales van a regir el cálculo de la magnitud de la aceleración.

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T > T_C$$

Dónde:

n= 1.8 (provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra,

Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente).

Fa= factor de amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

Z= coeficiente de peligro sísmico depende del sitio.

Tc= período corto de vibración

T= período natural de vibración

LÍMITES DE PERÍODO DE VIBRACIÓN Tc y TL

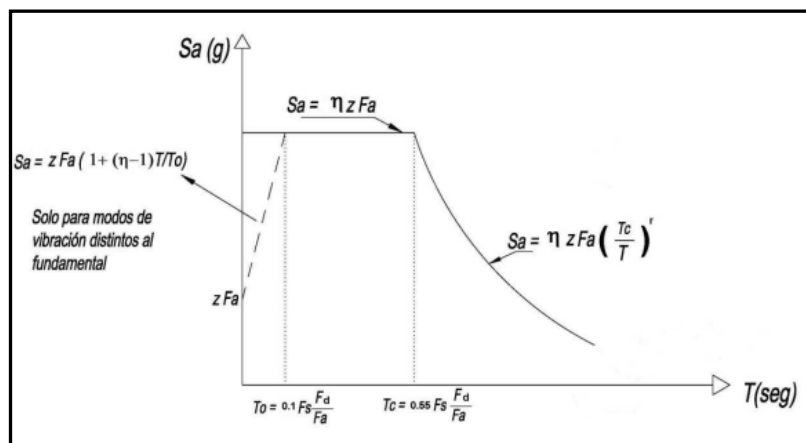
$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a}; \quad T_L = 2.4 F_d$$

Para analizar la respuesta de los modos de vibración cuando exista suelos de tipo D y E se recomienda, que el límite máximo del período largo sea de 4 segundos; el análisis debe realizarse mediante la siguiente expresión:

$$S_a = Z F_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a}$$

IMAGEN 15 ESPECTRO DE RESPUESTA DE LA NEC



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

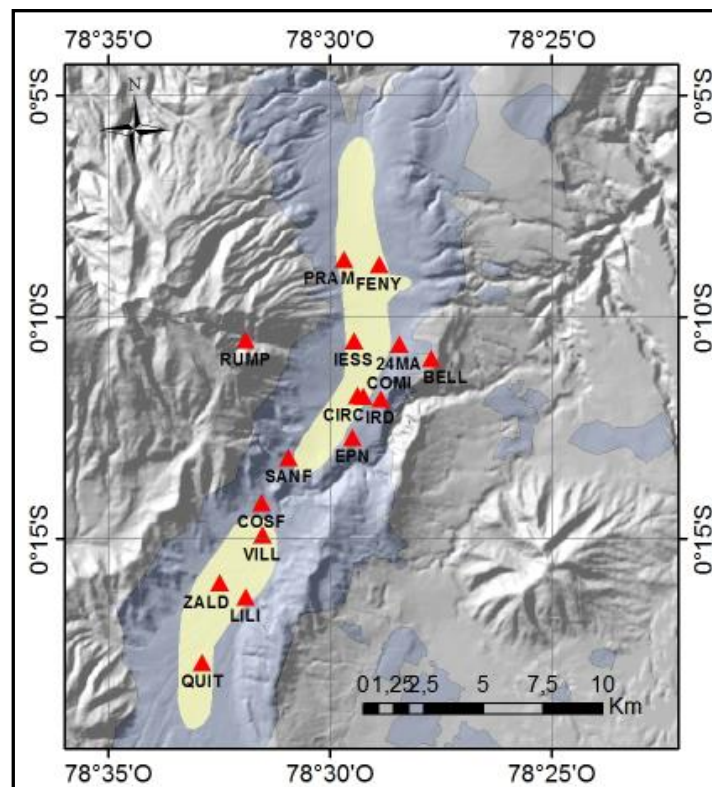
2.3- REGISTRO DE ACELERACIÓN

Este método consiste en el análisis y estudio de los datos obtenidos por el acelerograma, el cual está conformado por distintos equipos, llamados acelerógrafos, que registran la aceleración del suelo, considerando tres direcciones: dos horizontales y una vertical.

Este tipo de instrumentos permiten obtener datos de la aceleración, de manera muy irregular, por este motivo se sugiere utilizar intervalos muy pequeños de tiempo, por lo general se utilizan valores de 0.01 a 0.02 seg.

El Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, dispone de una red de acelerógrafos distribuidos en diferentes zonas del Ecuador, como se muestra en la gráfica.

IMAGEN 15 REGISTRO DE ACELERACIÓN



Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

EJERCICIO 1

En el siguiente ejercicio se determina el espectro de respuesta, de uno de los sismos más fuertes ocurridos en el Ecuador. (Todos los datos han sido proporcionados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional).

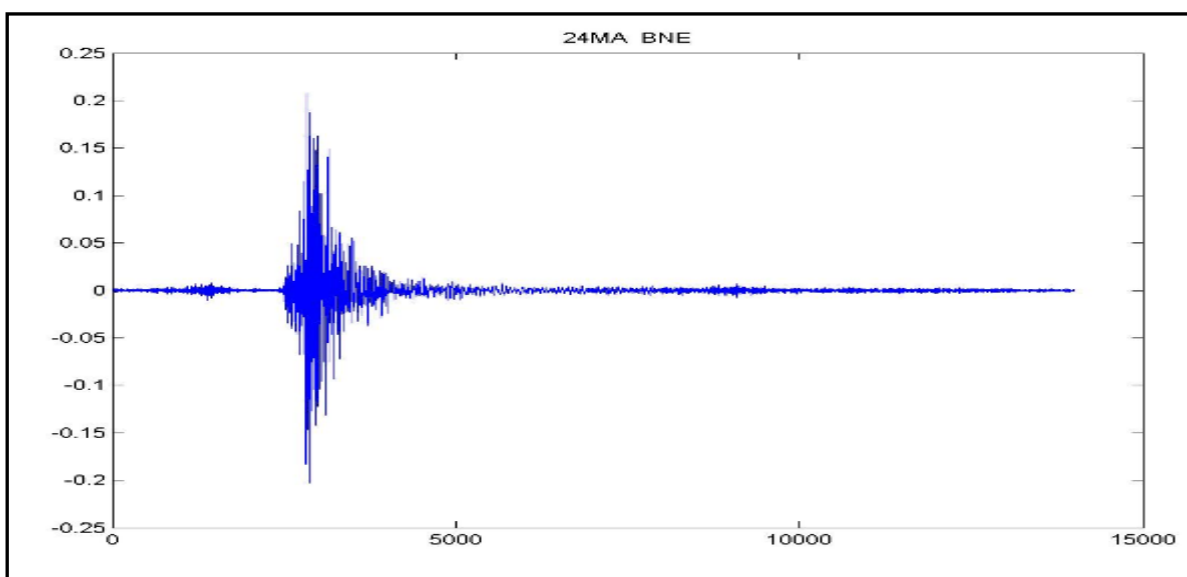
El día 9 de Febrero, a las 09h16 tiempo local, ocurrió un sismo de magnitud 7 en la escala de Richter, que fue determinado por la red nacional de sismógrafos a una latitud de 1.11° Norte y a una longitud 77.67° Oeste, con una profundidad de 152 Km.

El motivo del sismo fue por el desgarre de la placa de Nazca, que penetra oblicuamente con la placa continental de Sudamérica.

El acelerógrafo 24MA generó 100 registros de aceleración cada segundo, los cuales son interpretados en el siguiente gráfico:

Datos de la estación 24MA

IMAGEN 16 REGISTRO DE ACELERACION



Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

Los datos proporcionados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, fueron 14001 por cada estación, a continuación se muestra una lista muy resumida de 44 puntos obtenidos de la estación 24MA:

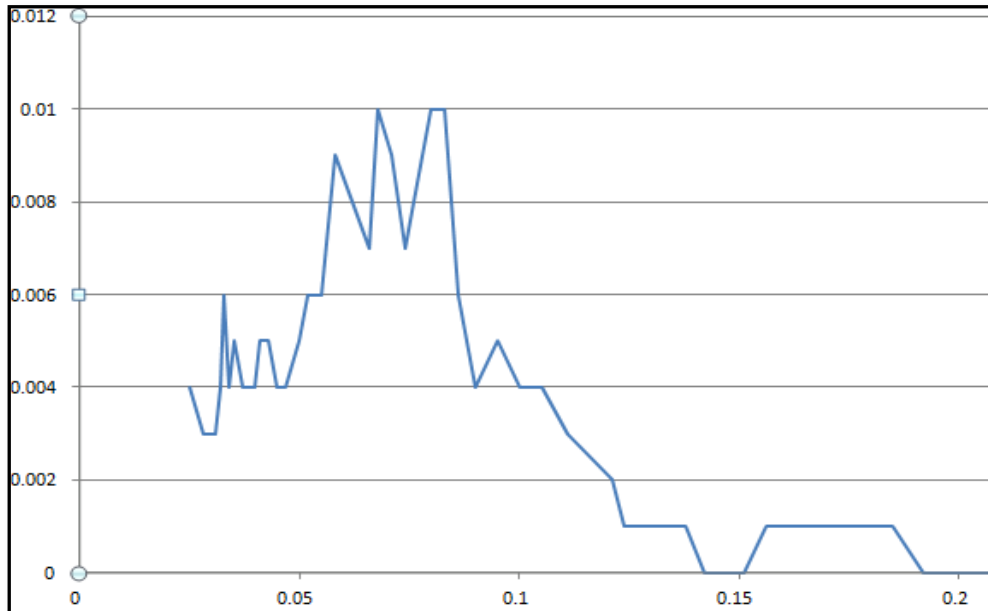
TABLA 16 DATOS DE ACELERACION

ACELERACIÓN (m/s²)	Tiempo (Seg x 0.01)	ACELERACIÓN (m/s²)	Tiempo (Seg x 0.01)
-4.19E-04	1	1.14E-03	23
-5.50E-04	2	9.96E-04	24
1.04E-03	3	4.85E-05	25
1.42E-03	4	-1.88E-04	26
5.66E-04	5	-6.75E-04	27
-2.82E-04	6	-5.12E-05	28
-1.88E-04	7	6.91E-04	29
-5.25E-04	8	1.73E-03	30
-3.94E-04	9	9.78E-04	31
1.05E-03	10	-5.13E-04	32
8.59E-04	11	-2.00E-03	33
-7.31E-04	12	-1.54E-03	34
-9.06E-04	13	6.28E-04	35
-2.94E-04	14	7.10E-04	36
1.28E-03	15	1.43E-03	37
1.61E-03	16	1.20E-03	38
4.88E-06	17	-7.59E-06	39
3.60E-04	18	-8.49E-04	40
-5.75E-05	19	-1.11E-03	41
-1.34E-03	20	3.23E-04	42
-8.37E-04	21	2.86E-04	43
-4.00E-04	22	7.97E-04	44

El estudio para generar el espectro de respuesta, se realizó a través del programa Acelerogramas Sintéticos y Espectros de Respuesta Versión 1.0 (Aceleros), sin embargo, el análisis se puede realizar con diversos programas como NONLIM.

ESPECTRO DE RESPUESTA

GRAFICO 3 ACELERACION (m/s²) VS PERIODO



Este método permite obtener datos de aceleración más precisos, dependiendo de la zona, permitiendo tener un mayor detallamiento en el diseño sísmoresistente.

EJERCICIO 2

A continuación se desarrolla un ejercicio que consiste en determinar el corte basal y el espectro de respuesta, considerando las normas ASCE-7 Y NEC-11, con la finalidad de determinar el código más eficiente para el diseño sísmoresistente de un edificio de 50 pisos en Quito.

Sistema estructural: Pórtico resistente a momentos

Número de pisos: 50

Resistencia del hormigón: $f_c=240 \text{ Kg/cm}^2$

Carga Viva de Terraza: 150 Kg/m²

Carga Viva (departamentos): 250 Kg/m²

Peso específico del hormigón: 2400 Kg/m³

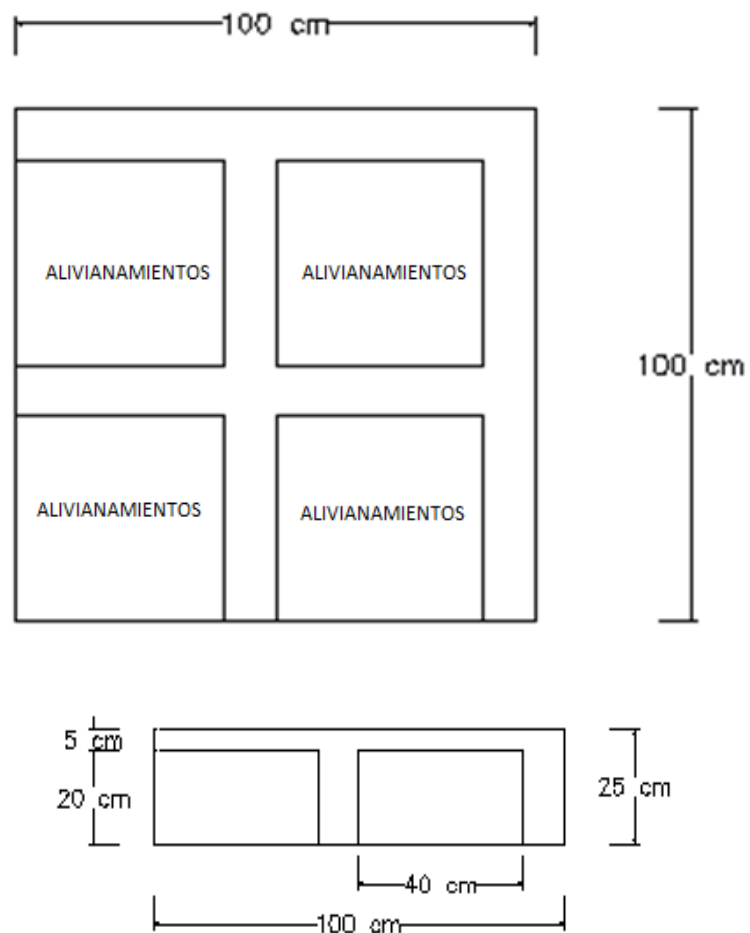
Bloques de alivianamiento de 40x20x20: 8 Kg/bloque

Espesor de loseta: 25 cm

Uso del edificio: departamentos

Ubicación: Quito

Estructura regular en planta y en elevación



CÁLCULO DE PESOS

Peso Nervios= $0.1 \times 0.2 \times 1 \times 2400 \text{Kg/m}^3 = 48 \text{ Kg}$

Peso de loseta= $0.05 \times 1 \times 1 \times 2400 \text{Kg/m}^3 = 120 \text{ Kg}$

Peso de Aliviamientos= $8 \times 12 \text{Kg/m}^2 = 96 \text{ Kg}$

TOTAL PESO PROPIO LOSA= 264 Kg/m^2

Enlucido y masillado= $1 \times 1 \times 0.04 \times 2200 \text{ Kg/m}^3 = 88 \text{ Kg}$

Peso mampostería= 300 Kg

TOTAL CARGA PERMANENTE= 388 Kg/m^2

TOTAL CARGA PERMANENTE+PESO PROPIO LOSA= 652 Kg/m^2

CARGA VIVA= 200 Kg/m^2

TOTAL PESO (1 piso) = $1600 \text{ m}^2 \times 652 \text{ Kg/m}^2 = 1043200 \text{ Kg}$

PESO VIGAS (1 piso) = $0.3 \times 0.4 \times 128 \times 5 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 184320 \text{ Kg}$

PESO COLUMNAS (1 piso)= $0.6 \times 0.6 \times 3 \times 2400 \times 81 = 209952 \text{ Kg}$

CARGA VIVA (1 piso) $200 \text{ Kg/m}^2 \times 1600 \text{ m}^2 = 320000 \text{ Kg}$

Total peso (1 piso)= **1757.47 Ton**

CONINACIÓN DE CARGA

$U = 1.2D + 1.6L = 1.2 (1757.47) + 1.6 (200) = 2428.964 \text{ Ton}$

Total Peso (W)= **$2428.964 \text{ Ton} \times 30 \text{ pisos} = 72868.92 \text{ Ton}$**

$S_s = 2.04$

$S_1 = 0.82$

$F_a = 1$

CÁLCULO DEL CORTE BASAL SEGÚN ASCE 7

$$V = C_s \cdot W$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{for } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{for } T > T_L$$

$$T_a = C_t h n^x$$

Altura total = 90 m

$C_t = 0.0466$ para pórtico resistente a momento de hormigón

$$T_a = 0.0466 (90^{0.9}) = 2.67 \text{ seg}$$

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = (2/3) \times (0.82) = 0.55$$

ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO A 1 seg SD1	Cu
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

$$C_u = 1.4$$

$$T \leq C_u \cdot T_a$$

$$T = (1.4)(2.67) = 3.74 \text{ Seg}$$

$$T_L = 4 \text{ seg}$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \text{ for } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{0.55}{3.74 \left(\frac{7}{1} \right)}$$

$$C_s = 0.021$$

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

$$C_s = 0.044 \times 1.36 \times 1 = 0.059 > 0.01 \text{ OK}$$

El valor de C_s debe ser mayor al calculado si el valor de la aceleración esperada $z \geq 0.6$.

$$C_s = 0.5 S_j / (R I_e)$$

$$C_s = \frac{0.5 \times 0.82}{\left(\frac{8}{1} \right)} = 0.051 > 0.021$$

La aceleración sísmica de Quito es de $Z=0.4$

$$C_s = 0.021$$

$$V = 0.021 \times 72868.92 = \mathbf{1530.25 \text{ Ton}}$$

CÁLCULO DEL CORTE BASAL SEGÚN NEC 11

$$V = \frac{I S a}{R \phi_p \phi_e} W$$

$S_a = n Z F_a (T_c/T)^r$ $r=1$ para suelos de tipo A, B o C

$n=2.48$ para provincias de la sierra

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t=0.047$ y $\alpha=0.9$.

$$C_t = 0.047$$

$$\infty = 0.90$$

$$H_n = 30 \times 3 \text{ m} = 90 \text{ m}$$

$$T = C_t h_n^\infty$$

$$T = (0.047)(90^{0.90}) = 2.697 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 F_s (F_d/F_a)$$

$$T_c = 0.55 (0.75)(1/1) = 0.4125 \text{ seg}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c$$

$$S_a = (2.48) (0.40) (1) (0.4125/2.697)^1$$

$$S_a = 0.152$$

$$C_s = 0.031$$

$$V = \frac{1 (0.152)}{6(0.9)(0.9)} (72868.92) = \mathbf{2279.027 \text{ Ton}}$$

COMPARACIÓN ENTRE LA NEC-11 Y LA ASCE-7

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), califica al tipo de estructura según su forma, tanto en planta como en elevación.

El Código ASCE-7 considera con mayor importancia el comportamiento individual de los elementos estructurales, considera los tipos de estructuras como: pórticos de acero o de

hormigón, con y sin arriostramiento, con y sin muros de corte. El código ASCE – 7 considera con mayor severidad la ductilidad, resistencia y redundancia de los elementos estructurales.

La mayoría de los reglamentos de construcción determinan el coeficiente de corte basal (C_s) en función del período fundamental de vibración de un edificio, esta condición permite un cálculo más real, de la fuerza que produce un corte en la base de la estructura, sin embargo, se debe respetar otros efectos que produce la fuerza generada por un sismo como se explica a continuación:

Un sismo tiene la capacidad de generar fuerzas que se traducen en esfuerzos de corte y de momento, los momentos con respecto a un eje vertical, pueden producir grandes modificaciones en los momentos torsionales, calculados en los entrepisos, generalmente aumentándolos. Los esfuerzos con respecto a los ejes horizontales, generan mayores esfuerzos en las vigas, produciendo que se incremente los períodos de vibración, ya que la estructura pierde resistencia y rigidez.

Se debería incorporar en el análisis de la fuerza sísmica no solo una fuerza de corte, sino también los momentos torsionantes de entrepiso y por la inercia torsionante de los elementos estructurales (viga-columna). El cálculo para estimar una fuerza equivalente a la fuerza sísmica no debería ser de igual proporción para todos los elementos de una estructura, las variaciones deben realizarse por la probabilidad de falla.

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN ASCE 7

Este estudio se realizara considerando las características del suelo a nivel de roca, ya que el análisis se concentra en el comportamiento más general de una estructura. Por este motivo los coeficientes F_a y F_v tienen un valor de 1.

$$S_s = 2.04$$

$$S_1 = 0.82$$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$F_a = 1$$

$$S_{MS} = (1) \times (2.04) = 2.04$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

$$F_v = 1$$

$$S_{M1} = (1) \times (0.82) = 0.82$$

Parámetro de diseño para periodos cortos

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) \times (2.04) = 1.36$$

Parámetro de diseño para períodos largos

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = (2/3) \times (0.82) = 0.55$$

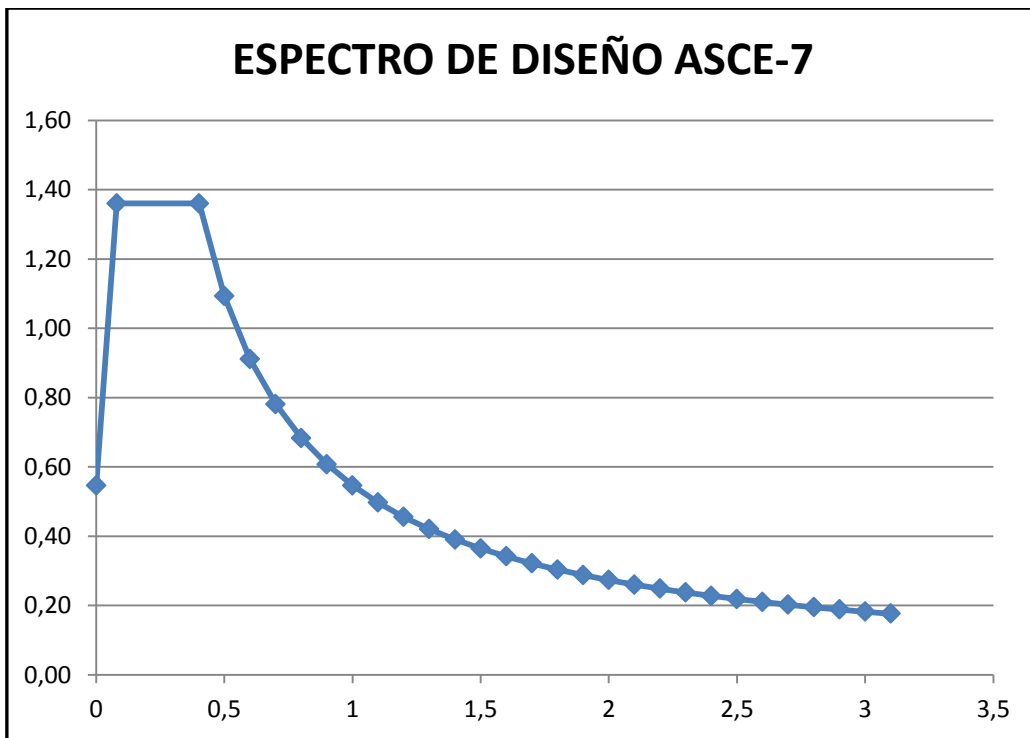
$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS}$$

$$T_0 = 0.2 \times (0.55 / 1.36) = 0.081$$

$$T_s = (0.55 / 1.36) = 0.41$$

PERÍODO	ACELERACIÓN	PERÍODO	ACELERACIÓN
0	0,55	2,10	0,260
0,080	1,360	2,20	0,248
0,402	1,360	2,30	0,238
0,50	1,093	2,40	0,228
0,60	0,911	2,50	0,219
0,70	0,781	2,60	0,210
0,80	0,683	2,70	0,202
0,90	0,607	2,80	0,195
1,00	0,547	2,90	0,189
1,10	0,497	3,00	0,182
1,20	0,456	3,10	0,176
1,30	0,421	3,20	0,171
1,40	0,390	3,30	0,166
1,50	0,364	3,40	0,161
1,60	0,342	3,50	0,156
1,70	0,322	3,60	0,152
1,80	0,304	3,70	0,148
1,90	0,288	3,80	0,144
2,00	0,273	3,90	0,140
		4,00	0,137



CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN NEC 11

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t=0.047$ y $\alpha=0.9$.

$$H_n = 30 \times 3 \text{ m} = 90 \text{ m}$$

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = (0.047)(90^{0.90}) = 2.697 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 F_s (F_d/F_a)$$

$$T_c = 0.55 (0.75)(1/1)$$

$$T_c = 0.4125 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.4 F_d$$

$$T_L = 2.4 * 1 = 2.4 \text{ Seg}$$

$$T_o = 0.1 (0.75)(1/1) = 0.075 \text{ seg}$$

$$T > T_c$$

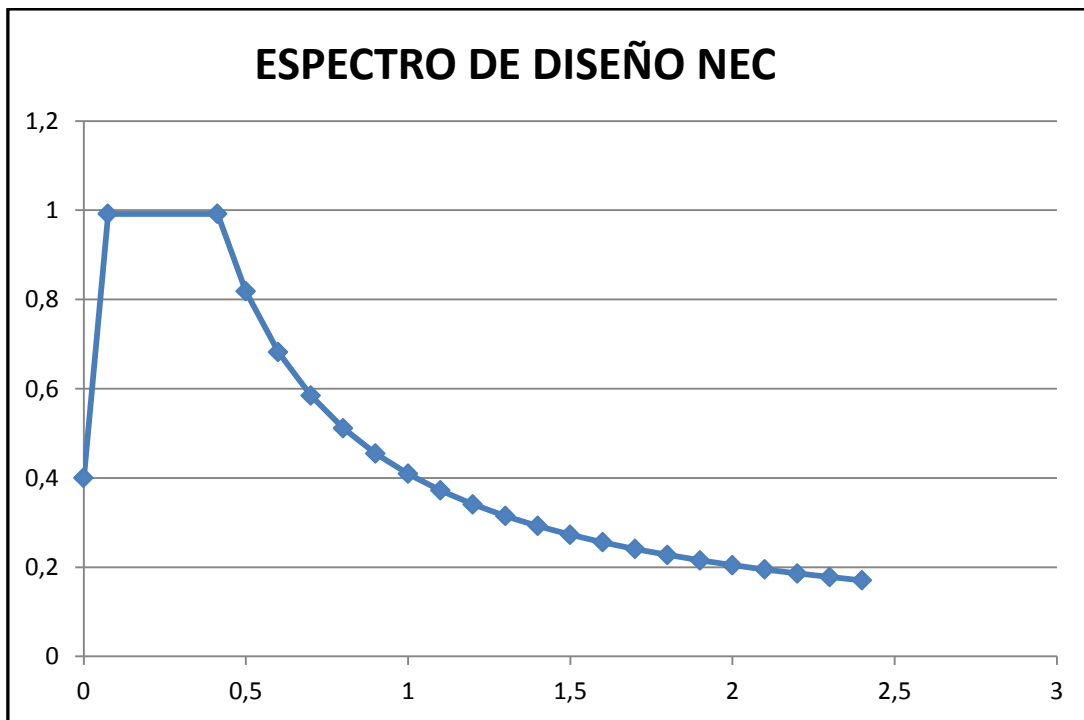
$$S_a = n Z F_a (T_c/T)^r \quad r = 1 \text{ para suelos de tipo A, B o C}$$

$n = 2.48$ para provincias de la sierra

$$S_a = (2.48) (0.40) (1) (0.4125/2.697)^1$$

$$S_a = 0.1517$$

PERÍODO	ACELERACIÓN	PERÍODO	ACELERACIÓN
0	0,4	1,4	0,292
0,075	0,992	1,5	0,273
0,4125	0,992	1,6	0,256
0,5	0,818	1,7	0,241
0,6	0,682	1,8	0,227
0,7	0,585	1,9	0,215
0,8	0,512	2	0,205
0,9	0,455	2,1	0,195
1	0,409	2,2	0,186
1,1	0,372	2,3	0,178
1,2	0,341	2,4	0,171
1,3	0,315		



COMPARACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO DE LAS NORMAS NEC-11 Y ASCE-7

La intención en los reglamentos es que las ordenadas espectrales se usen para el cálculo de las fuerzas de inercia, que sirven para obtener los esfuerzos contra los que habrá que proteger a la estructura, los espectros de diseño implica cierta dosis de amortiguamiento y de comportamiento inelástico.

Se suele tener una dispersión menor de resistencia en los materiales y estructuras menos amortiguadas.

Los códigos proporcionan una serie de interpretaciones que se debería tomar en cuenta, para determinar la aceleración de diseño; por ejemplo en los reglamentos NEC 11 y ASCE 7 se determina a la aceleración de diseño en función de la importancia del edificio, del tipo de suelo y configuración estructural, estas características son calificadas para el diseño estructural a través de coeficientes, algunos de estos valores son fruto de interpretaciones que se han determinado intuitivamente, por lo cual los resultados entre normas pueden variar.

El código ASCE-7 considera con mayor importancia la redundancia, resistencia y ductilidad de las estructuras con respecto al lugar, lo cual se ve reflejado en los coeficientes.

Se debe sobrestimar el valor de la aceleración espectral, en el rango de períodos naturales muy cortos, ya que esta estimación protege a estructuras rígidas, porque es común que pase de forma inadvertida las interacciones entre suelo-estructura, o los fenómenos de contracción que generan grietas, estos fenómenos alargan los periodos naturales de vibración; se debe considerar que esta sobrestimación en estructuras rígidas no representa un costo inicial excesivo.

CAPITULO III DISEÑO SISMORESISTENTE

Este capítulo tiene como finalidad estudiar los conceptos que permitan realizar un diseño eficiente, para una estructura de hormigón armado y acero.

Un diseño estructural requiere de una profunda investigación del comportamiento de las estructuras, el diseño no únicamente requiere del cumplimiento de los reglamentos.

3.1-CRITERIOS GENERALES

El diseño sismoresistente se basa en el estudio del peligro sísmico, el cual valora la probabilidad de que la aceleración sea excedida en un tiempo determinado, las normas han establecido una probabilidad del 2% a 50 años, lo cual puede variar.

Esta rama de la ingeniería se caracteriza por la complejidad de predecir exactamente la naturaleza del sismo, aún si se conociera las características del movimiento del terreno, no se podría tener la seguridad absoluta de la resistencia de una estructura.

Un sismo puede generar en una estructura diversos tipos de fallas como: daños estructurales y no estructurales, daños materiales del edificio, incluyendo equipos y pérdidas humanas.

Uno de los criterios más básicos del diseño sismoresistente, se basa en la selección de las características de cada uno de los elementos estructurales y de la configuración estructural.

La capacidad de un elemento para soportar esfuerzos sin considerable deformación, define parte del diseño sismoresistente.

La rigidez y resistencia, depende de la orientación de los elementos estructurales, y por el número de columnas o muros.

MATERIALES

Entre los principales materiales se encuentran el acero y el concreto, el acero es un material altamente dúctil, el cual se recomienda para edificios de altura, por tener la capacidad de soportar grandes esfuerzos con una poca deformación. El acero posee diferentes parámetros que determinan su comportamiento ante la acción de un esfuerzo como:

- La tensión mínima de fluencia (F_y)
- La resistencia de tracción mínima (F_u)
- La ductilidad (varía de acuerdo a la resistencia)

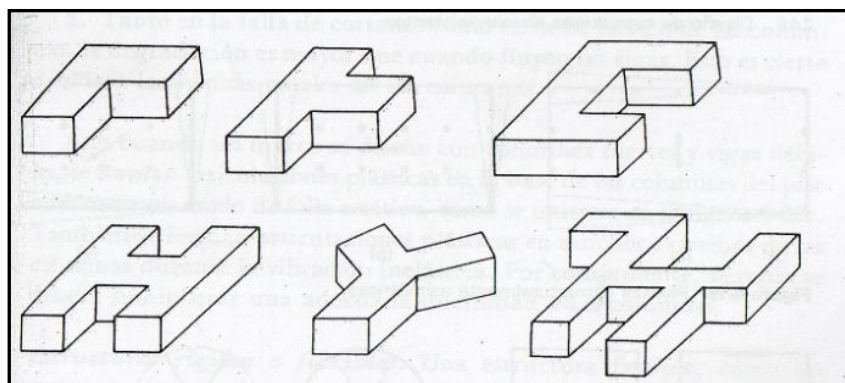
En las especificaciones sísmicas ANSI/AISC 341-10 se limita la tensión mínima a 345 MPA, en elementos cuyo comportamiento debe ser inelástico, y en elementos más rígidos el límite es de 380 MPA.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA

La planta debe poseer simplicidad, compacidad y rigidez torsional.

La estructura en planta debe ser sencilla, de forma cuadrada, no se recomienda estructuras en forma de L, T o H, ya que la sección del ala puede sufrir una fractura ante la reacción de la sección transversal.

IMAGEN 17 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA

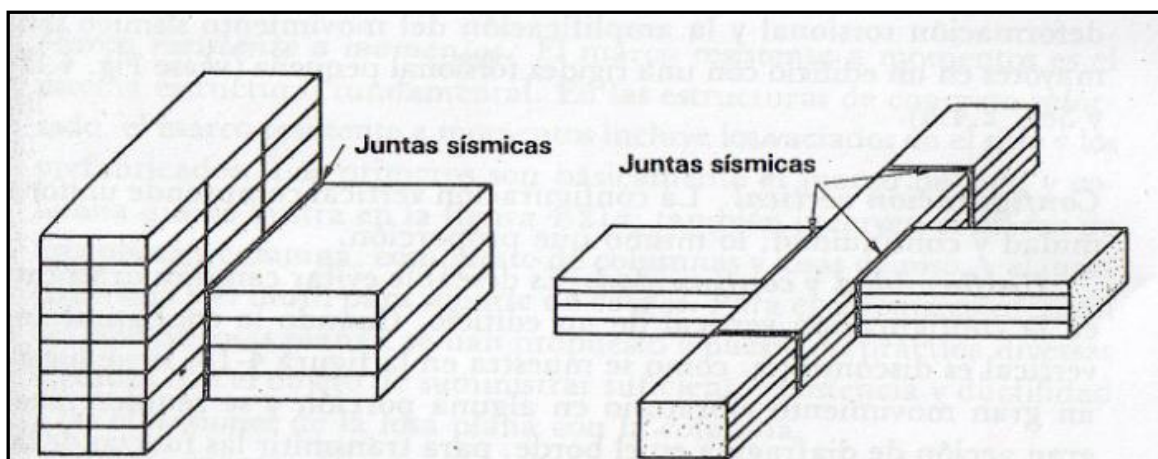


Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

Una estructura debe poseer cierta compacidad; este criterio se basa en evitar formas alargadas, para no poseer un cambio brusco de la rigidez en las secciones.

Las ondas generadas por un sismo no son instantáneas, ya que poseen una velocidad que actúa en la base de la estructura de acuerdo al tipo de suelo, de las características de los elementos estructurales y de la cimentación. Las ondas sísmicas vibran asincrónicamente generando cambio de aceleración, los cuales producen esfuerzos longitudinales de tensión – compresión. Cuando más larga sea la planta del edificio, la probabilidad de ocurrencia de los esfuerzos aumenta.

IMAGEN 18 COMPACIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA

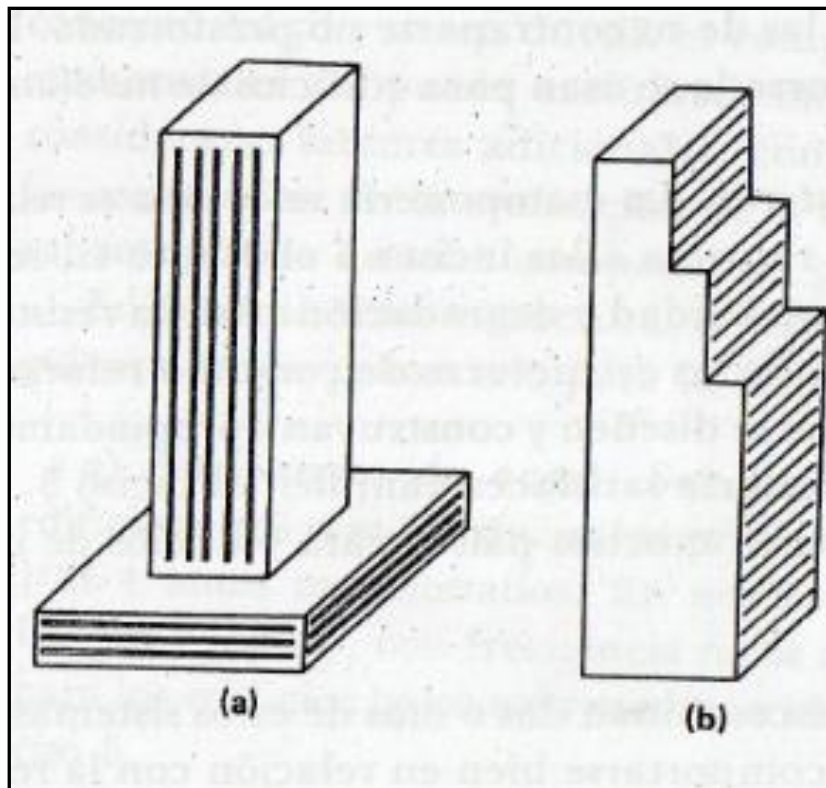


Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN

Se sugiere utilizar estructuras sin cambios irregulares en la elevación, ya que una de las secciones va a poseer mayor resistencia y rigidez, generando gran concentración de esfuerzos de corte.

IMAGEN 19 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN



Fuente: Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers

Una estructura tiende a aumentar su período de vibración de manera proporcional a su altura, sin embargo, la altura no es el único factor que altera el período de vibración de un edificio, sino también los tipos de materiales, el tipo de sistema estructural y la cantidad de distribución de masa.

La capacidad de un elemento para soportar esfuerzos sin considerable deformación, define parte del diseño sísmoresistente.

La rigidez y resistencia depende de la orientación de los elementos estructurales, y por el número de columnas o muros.

REDUNDANCIA

La redundancia se obtiene con un número adecuado de elementos, ya que estos permiten distribuir adecuadamente la fuerza sísmica. En teoría, una estructura con un gran número de elementos estructurales (viga, columna), será más resistente que una estructura sobredimensionada y con poco número de elementos estructurales ya que la fuerza sísmica se concentrará en pocos elementos, evitando la disipación de la energía.

Los elementos redundantes, por lo general no desempeñan una función estructural, este tipo de elementos proporcionan un factor adicional de seguridad a la estructura.

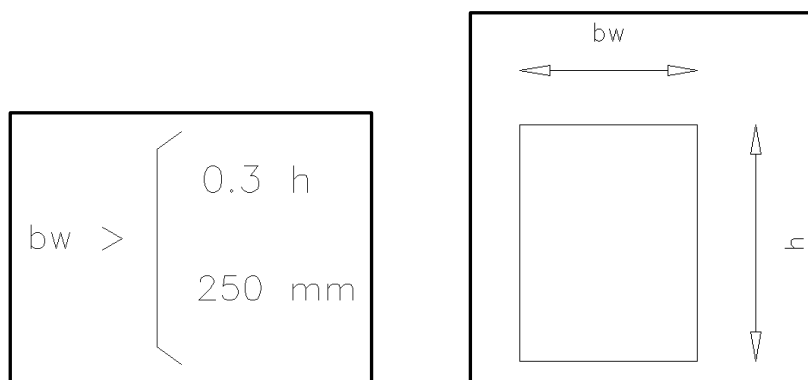
3.2-DISEÑO DE HORMIGON ARMADO

A continuación se presenta un resumen de los requisitos para el diseño sismoresistente, establecidos por la ACI.

3.2.1-DISEÑO DE VIGAS

- a) El ancho b_w no debe ser menor a $0.3h$ y 250 mm. (ACI 21.5.1.3)

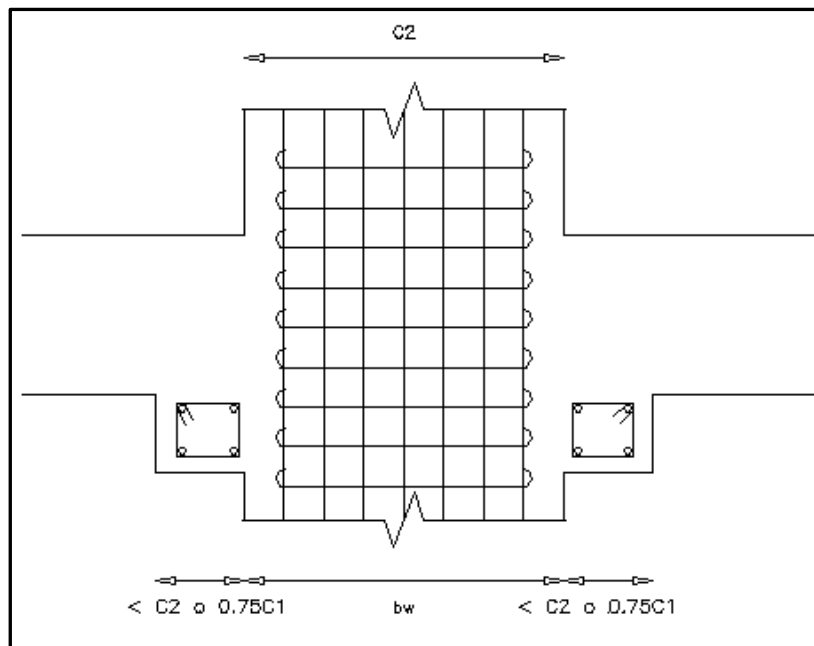
IMAGEN 20 ANCHO DE VIGA ESTABLECIDO POR LA ACI



- b) El ancho del elemento b_w , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo C_2 , más una distancia a cada lado del elemento que sea igual al menor. (ACI 21.5.1.4)

Estos criterios de diseño se basan en investigaciones realizadas en pórticos de concreto reforzado, resistentes a fuerzas inducidas por sismos. Este análisis considera que el ancho de la viga depende de las dimensiones de la columna.

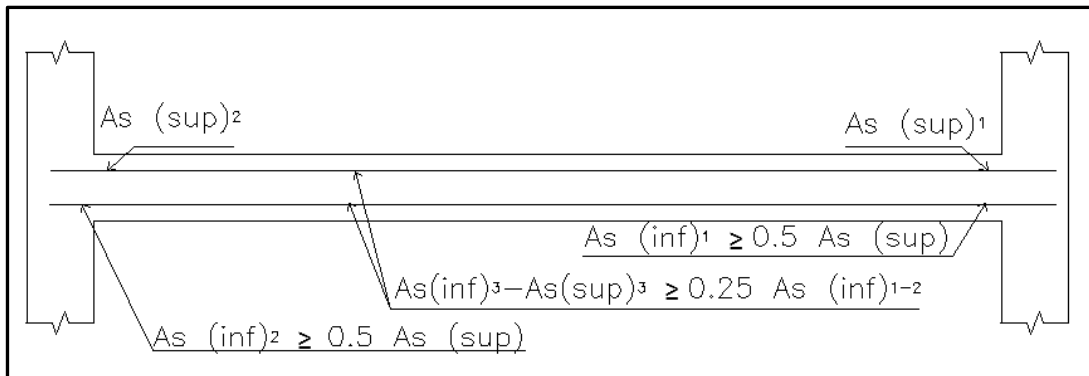
IMAGEN 21 DIMENSIONES DE VIGA ESTABLECIDOS POR LA ACI



- c) El área de refuerzo de elementos sometidos a flexión no debe ser menor a $\frac{14bwd}{f_y}$ y la cuantía no debe ser menor a 0.025. (ACI 21.5.2.1)
- d) Se debe colocar al menos 2 varillas; superior e inferior, esta condición es para facilitar el armado de la viga, mas no se refiere a los requisitos de comportamiento. (ACI R21.5.2.1)
- e) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor a la mitad del refuerzo requerido por momento negativo. El refuerzo en cualquier sección de la viga,

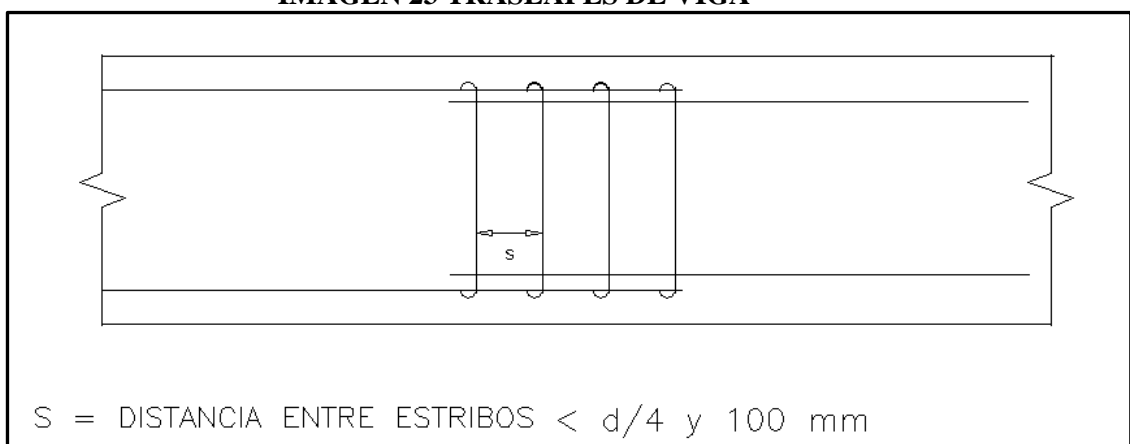
debe ser menor a la cuarta parte del refuerzo requerido en las caras de los nudos. (ACI 21.5.2.2)

IMAGEN 22 ARMADO DE VIGA ESTABLECIDO POR LA ACI



- f) Los traslapes no podrán ubicarse a una distancia inferior de $2h$ desde la cara de la columna, o secciones que posean fluencia por flexión provocados por desplazamientos, ya que la zona de traslape es considerada como poco confiable por la discontinuidad del refuerzo. Los traslapes deben tener un refuerzo transversal (estribos), con un espaciamiento menor de $d/4$ y 10 cm. (ACI 21.5.2.3).

IMAGEN 23 TRASLAPES DE VIGA

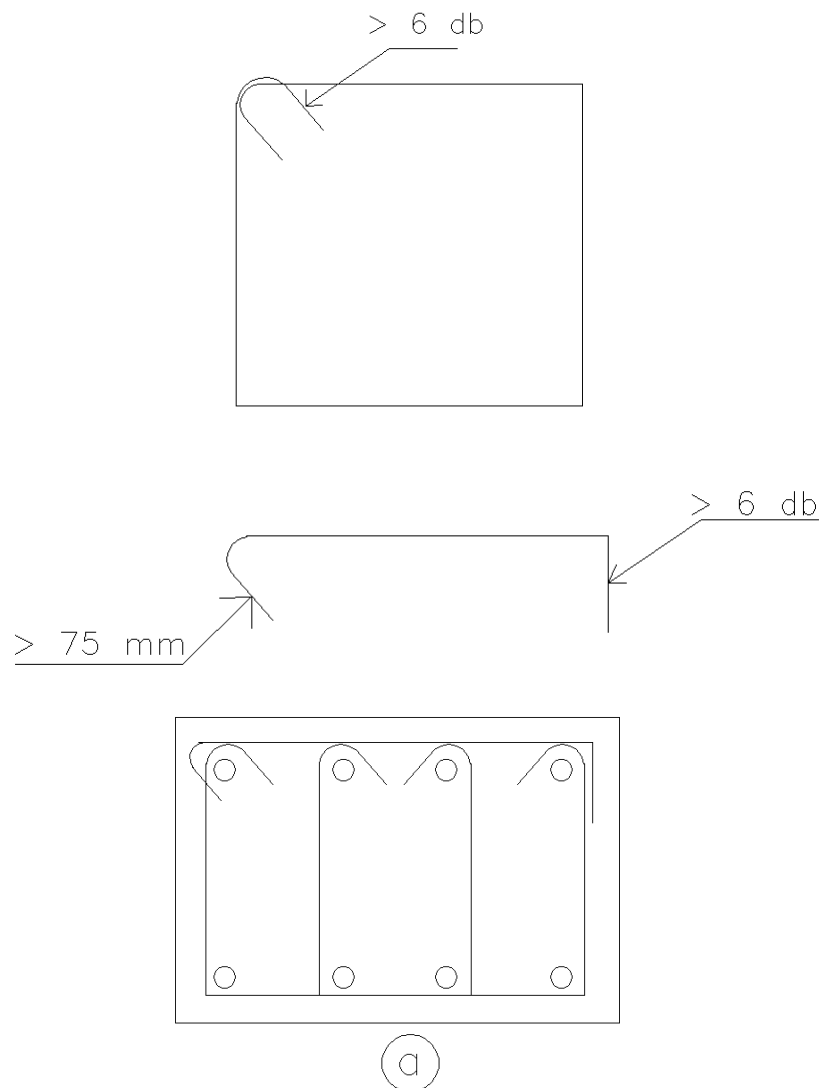


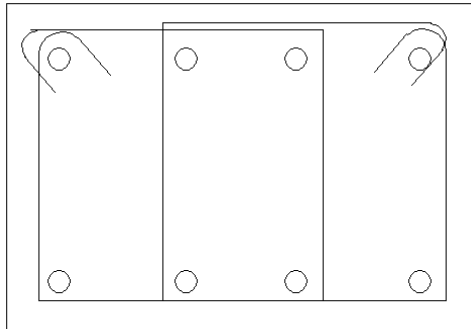
REQUISITOS DE RESISTENCIA A CORTE

Los estribos deben colocarse en zonas vulnerables a fluencia, este fenómeno ocurre en elementos de resistencia variable o en elementos que posean gran carga permanente.

- a) En secciones propensas a sufrir fluencia por flexión, es necesario colocar refuerzo de estribos cerrados de confinamiento sobrepuestos.

IMAGEN 24 ESTRIBOS DE COLUMNAS ESTABLECIDOS POR LA ACI





(b)

La magnitud de la fuerza “ V_e ” depende de los momentos generados en los extremos del elemento.

Los momentos generados en los extremos de las columnas, no deberán ser mayores a los desarrollados en los extremos de las vigas.

REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal se debe utilizar en elementos estructurales, para proporcionar confinamiento y soporte lateral a las barras de refuerzo (ACI 21.5.3).

El refuerzo transversal, deberá utilizarse para elementos que dispongan de una longitud mayor a dos veces su altura; esta condición se debe cumplir a los dos lados de una sección.

- a) El primer estribo, no deberá estar a una distancia mayor a 50 mm de la cara del elemento de apoyo, el espaciamiento deberá ser menor a:

- $d/4$
- $8 \varnothing$ varillas longitudinales
- $24 \varnothing$ varillas de estribos
- 300 mm

(ACI 21.5.3.2)

3.2.2-DISEÑO DE COLUMNAS

REQUISITOS A FLEXIÓN Y CORTE

a) La resistencia mínima a flexión de columnas debe satisfacer la ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum nb$$

$\sum M_{nc}$ = sumatoria de los momentos nominales de la columna.

$\sum M_{nb}$ = sumatoria de los momentos nominales de la viga.

(ACI 21.6.2)

Cuando esta condición no se cumpla, la resistencia lateral y la rigidez de la columna deben ser ignoradas, al calcular la resistencia y rigidez de la estructura.

b) Si las fuerzas generadas por los desplazamientos combinados con las fuerzas gravitacionales, no excedan la resistencia de diseño a corte y momento del elemento, debe considerarse la siguiente combinación para estimar la carga de diseño ($1.2D+1L+0.2S$) o $0.9D$, se puede reducir la carga viva L a 0.5 excepto para garajes o áreas congestionadas. (ACI 21.13.3)

REFUERZO TRANSVERSAL

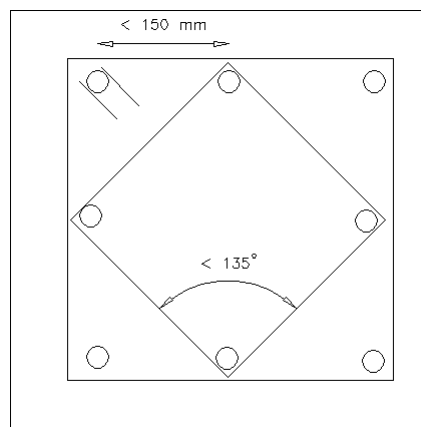
a) El espaciamiento (S_o) entre estribos debe ser el menor entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo.
- La mitad de la dimensión de la sección transversal de la columna.

(ACI 21.3.5.2)

b) Los estribos deben tener un ángulo máximo de 135° , las varillas longitudinales no deberán estar separadas a una distancia mayor de 150 mm.

IMAGEN 25 ARMADOS DE ESTRIBOS DE COLUMNA ESTABLECIDO POR LA ACI



c) Los elementos sometidos a fuerza axial gravitacional mayorada, no deben exceder $A_g f_c / 10$, caso contrario, deben satisfacer los requerimientos de espaciamientos establecidos, distancia máxima entre estribos $d/2$ a lo largo del elemento. Este tipo de elementos no deben poseer un refuerzo menor $h A_g f_c / 10$, el área de refuerzo no debe ser menor a $0.01 A_g$ ni mayor a $0.06 A_g$ y el traslape de las barras se permiten únicamente en la sección $3/2$ del elemento.

Para evitar la congestión de refuerzo en los nudos no se recomienda colocar más de 0.03Ag.

d) Toda columna que no cumpla con la condición del literal (b), debe poseer confinamiento con estribos con un espaciamiento no mayor a:

- 6Φ de la varilla longitudinal con menor diámetro.
- 150 mm

(ACI 21.13.3.1)

Cuando se requiere del uso de traslapes, deberán estar ubicados en la mitad de la altura, donde la probabilidad que se generen grandes esfuerzos, es menor a las secciones cercanas a los nudos.

El refuerzo transversal en los traslapes deberá ser con un detallamiento especial, debido al comportamiento cambiante de los esfuerzos a lo largo del elemento.

El refuerzo transversal cerca de los nudos requiere de estribos, con un menor espaciamiento, ya que en esta zona se suelen concentrar los esfuerzos y se produce la fluencia a flexión. La longitud que determina esta condición es la mayor de las siguientes condiciones:

- Mayor entre C1 y C2
- Luz libre/6
- 45 cm

El espaciamiento en esta sección debe cumplir con la menor dimensión entre:

- 0.25 de la dimensión entre C1 y C2
- 6Φ de la varilla con menor diámetro longitudinal
- So

$$10 \text{ cm} \leq S_o = 10 + \left(\frac{35 - hx}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

$$hx \leq 35 \text{ cm}$$

- La cuantía de refuerzo transversal, no debe ser menor a 0.12 (f_c/f_y) para refuerzo en espiral y para refuerzos rectangulares el mayor entre:

$$0.3 \frac{S_{bc} f_c}{f_y} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

$$0.09 \frac{S_{bc} f_c}{f_y}$$

Puede aumentarse en un 50% en secciones críticas como en la base de la estructura, donde los esfuerzos de corte se incrementan.

La fuerza cortante de diseño debe ser determinada, considerando los momentos proporcionados por las vigas en los nudos.

$$V_e = \frac{M_{prs} + M_{pri}}{H_n}$$

La fuerza de corte deberá ser determinada considerando $V_c = 0$.

3.2.3-DISEÑO DE NUDOS

El refuerzo en la cara de la columna, debe determinarse considerando que el refuerzo de tracción por flexión sea $1.25F_y$. (ACI 21.7.2.1)

El refuerzo longitudinal de una columna, debe entrar hasta la parte más profunda del nudo confinado (viga-columna). (ACI 21.7.2.2)

La longitud debe ser el mayor entre: $8d_b$, 15 cm , $\frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f_c}}$.

$$b \geq l_{dh} + 5\text{cm}$$

$$b \geq 30\text{cm}$$

Si el refuerzo longitudinal debe atravesar el nudo (viga-columna), la dimensión de la columna paralela al refuerzo, no deberá ser menor a 20 veces el de la varilla con mayor diámetro. (ACI 21.7.2.3)

REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal debe cumplir con las cuantías mínimas:

- Columnas circulares= $0.12 (f_c/cy)$
- Columnas rectangulares el mayor entre:

$$0.3 \frac{S_{bc} f_c}{f_y} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

$$0.09 \frac{S_{bc} f_c}{f_y}$$

Los espaciamientos entre estribos debe cumplir con lo establecido:

$$S \leq 0.25 \text{ (menor entre C1 Y C2)}$$

$$6\Phi_{long}$$

$$S_o \quad 10 \text{ cm} \leq S_o = 10 + \left(\frac{35-hx}{3} \right) \leq 15\text{cm}$$

$$hx \leq 35\text{cm}$$

Debe proporcionarse refuerzo transversal que pase a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de la viga, que pase fuera del núcleo de la columna.

Los estribos no deben estar a una distancia mayor de:

- $d/4$

- 8 veces el diámetro de las varillas longitudinales más pequeñas.
- 24 veces el diámetro de la varilla del estribo cerrado
- 300 mm

RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte depende del tipo de nudo:

NUDO CONFINADO EN CUATRO CARAS

$$V_n \leq 5.3\sqrt{f_c}A_j$$

NUDO CONFINADO EN TRES CARAS O DOS CARAS OPUESTAS

$$V_n \leq 4.0\sqrt{f_c}A_j$$

OTROS CASOS

$$V_n \leq 3.2\sqrt{f_c}A_j$$

3.2.4-DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte, también conocidos como placas, son elementos estructurales, paredes de concreto que por sus dimensiones, proporcionan a la estructura resistencia y rigidez ante movimientos laterales.

Las características de los muros de corte es reducir la demanda de deflexión y ductilidad en los elementos estructurales.

El espaciamiento del refuerzo vertical como horizontal debe ser menor o igual a 45 cm.

(ACI 21.9.2.1)

ρ_l =cuantía de refuerzo vertical

ρ_t =cuantía de refuerzo horizontal

RESISTENCIA AL CORTE

$$V_u \leq 0.27 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

Cuando:

$$\rho_l = 0.0012 \text{ para } \Phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$\rho_l = 0.0015 \text{ para } \Phi > 12 \text{ mm}$$

$$\rho_t = 0.0020 \text{ para } \Phi \leq 16 \text{ mm}$$

$$\rho_t = 0.0025 \text{ para } \Phi > 16 \text{ mm}$$

$$V_u > 0.27 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

Cuando:

$$\rho_l = 0.0025$$

$$\rho_t = 0.0025$$

Si $V_u > 0.27 A_{cv} \sqrt{f'c}$ se debe colocar dos capas de refuerzo.

$$\text{Cuando } \frac{hw}{lw} \leq 2.00 \quad \rho_l \geq \rho_t$$

La fuerza cortante V_u debe obtenerse de los análisis para carga lateral, considerando todas las combinaciones de carga.

$$V_u \leq V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho f_y)$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ cuando } \frac{hw}{lw} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ cuando } \frac{hw}{lw} \geq 2.0$$

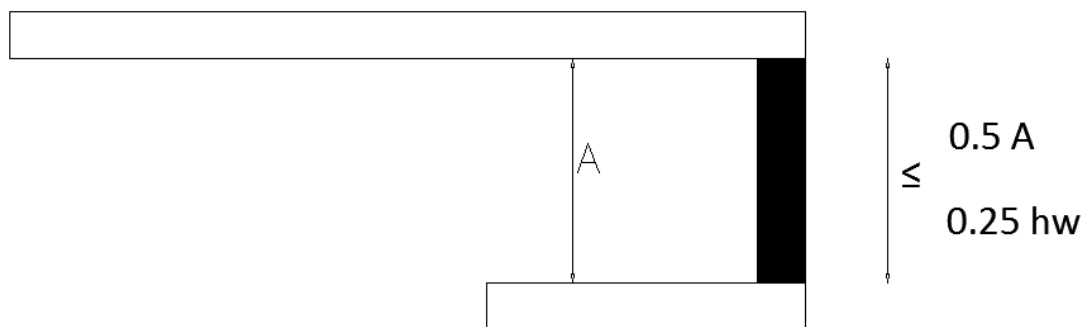
MUROS DE CORTE CON ALAS

Este tipo de elemento proporciona gran rigidez a la estructura, por lo cual no es tan recomendable. Los movimientos sísmicos de gran intensidad generan daños significativos en estas estructuras, ya que existen grandes demandas de ductilidad en los muros con alas.

Es recomendable que el ancho efectivo del ala no sea mayor a:

- La mitad de la distancia al alma de un muro estructural adyacente
- El 25% de la altura total del muro estructural

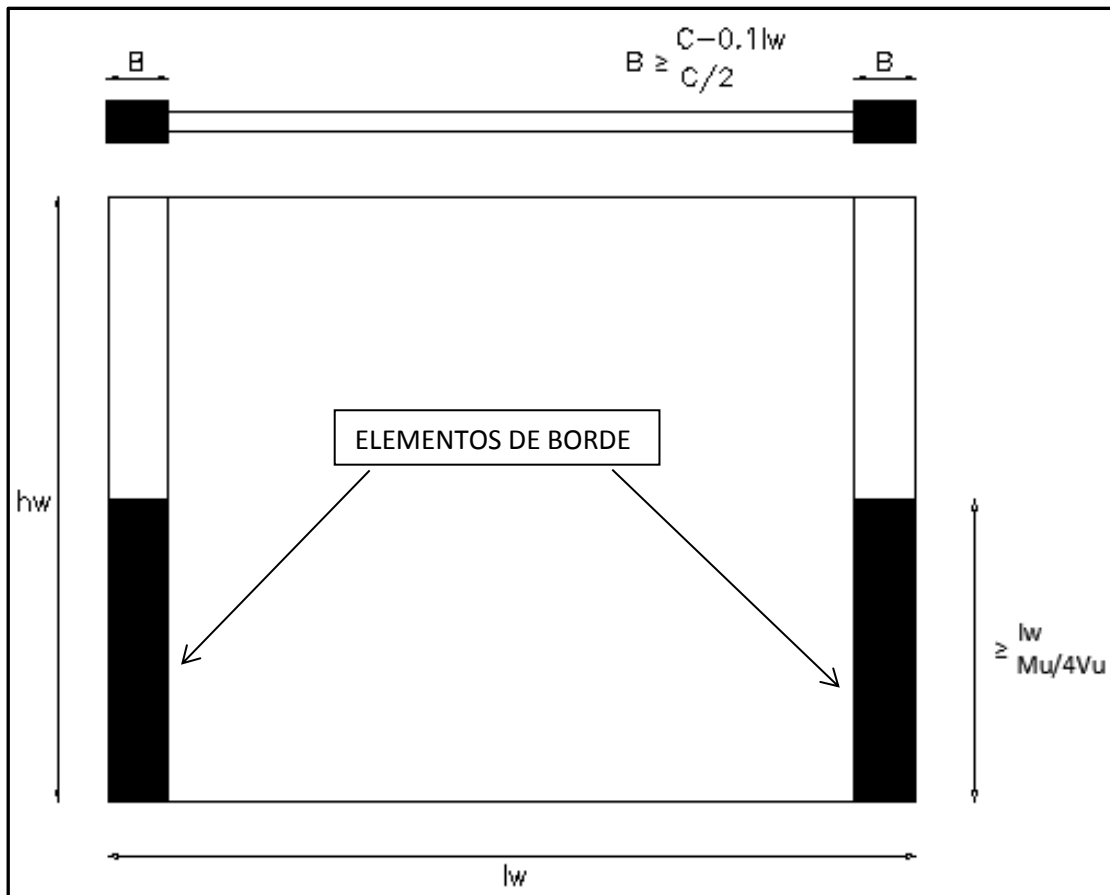
IMAGEN 26 DIMENSIONAMIENTO DE MURO DE CORTE



ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESPECIALES

Este tipo de elementos se aplican para muros continuos, desde la base de la estructura hasta la parte superior, los elementos de borde sirven como disipadores de energía, permiten tener una única sección crítica para flexión y carga axial.

IMAGEN 27 ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESPECIALES



C: Mayor profundidad del eje neutro

δ_u : Desplazamiento de diseño

h_w : Altura del muro

l_w : longitud del muro

$$c \geq \frac{l_w}{600 \frac{\delta_u}{h_u}}$$

El coeficiente $\frac{\delta_u}{h_u}$ no debe tomarse menor a 0.007.

VIGAS DE ACOPLA

La función de las vigas de acople, es transmitir los esfuerzos de corte y fuerza axial producidos por desplazamientos hacia los muros.

Cada grupo de barras diagonales de las vigas de acople, deberán estar enbebidas en el muro una longitud igual o mayor a 1.25 veces la longitud desarrollo para f_y .

IMAGEN 28 ALTERNATIVA 1 DE ARMADO DE MURO DE CORTE

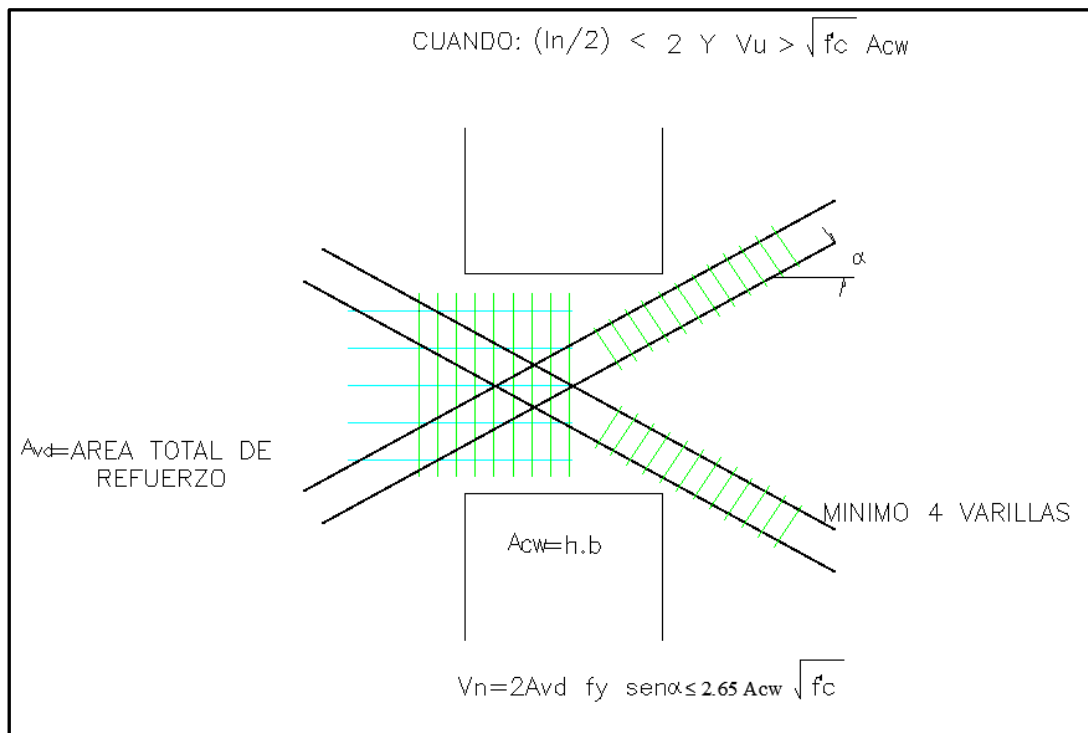


IMAGEN 29 VIGA DE ACOPLA DE LA ALTERNATIVA 1

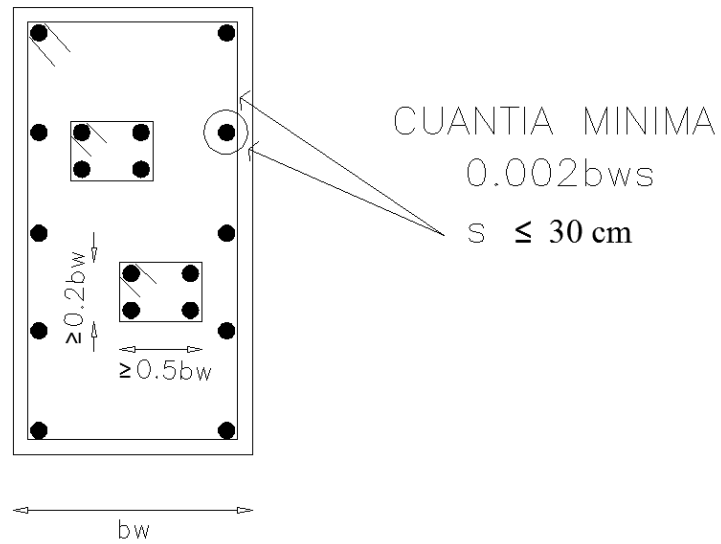


IMAGEN 30 ALTERNATIVA 2 DE ARMADO DE MURO DE CORTE

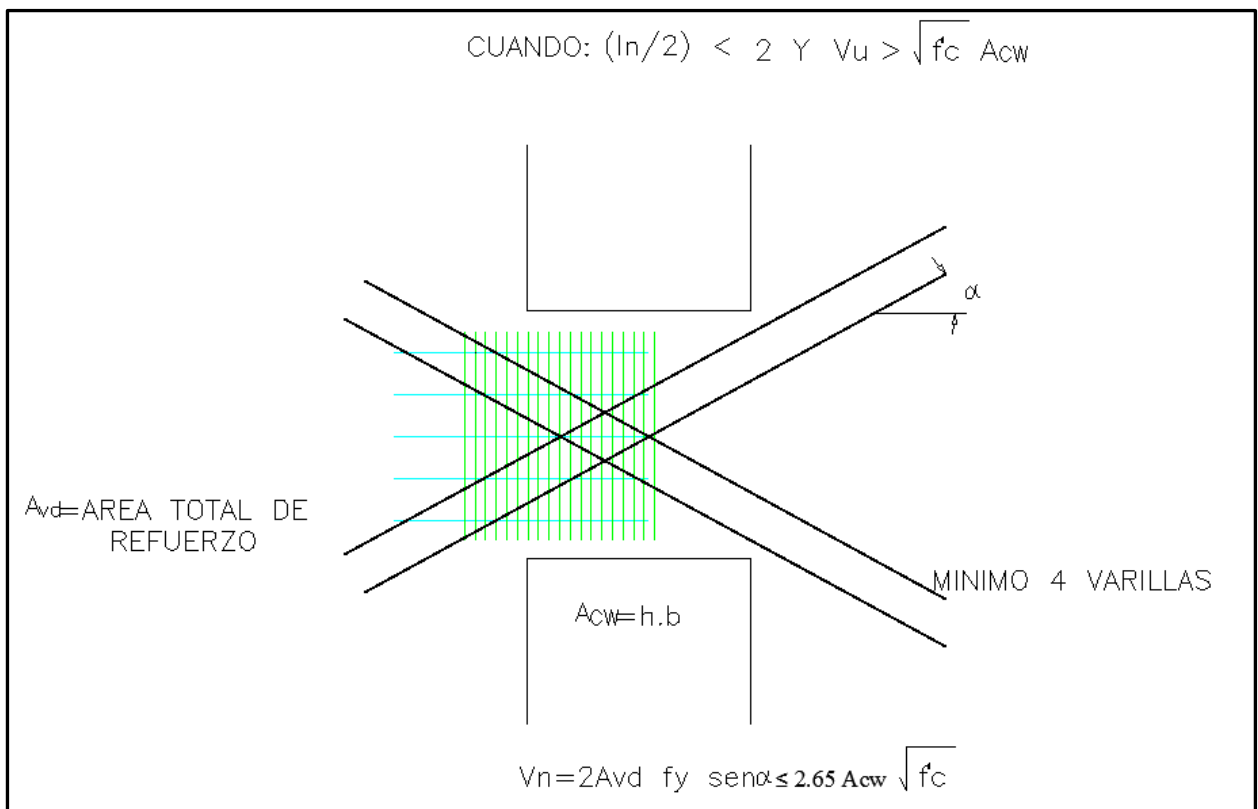
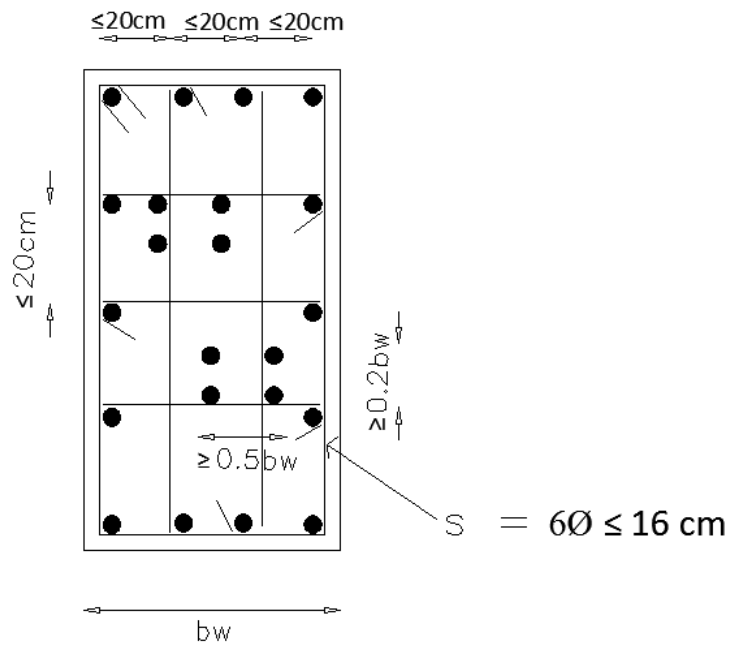


IMAGEN 31 VIGA DE ACOUPLE DE LA ALTERNATIVA 2



3.3-DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

3.3.1-DISEÑO DE VIGAS

CLASIFICACION DE VIGAS

- Viga compacta y lateralmente apoyada
- Semicompacta
- Viga sin apoyo lateral

REQUISITOS PARA QUE SEA UN ELEMENTO COMPACTO

- La unión entre el alma y el ala debe ser continua

b) Cumplir con la tabla B4.1 (AISC 360-05)

Dónde:

λ_p : parámetro del límite de esbeltez para elementos compactos.

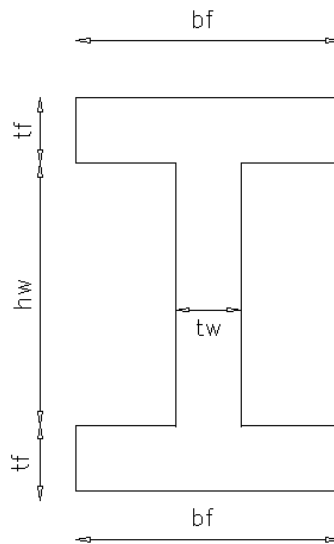
λ_r : parámetro del límite de esbeltez para elementos no compactos.

La relación entre el ancho y el espesor de un elemento saliente del ala, a compresión sin rigidizador de una sección compacta no debe exceder de:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

IMAGEN 32 VIGA TIPO I



c) La relación del ancho – espesor de elemento rigidizado del alma a compresión no debe exceder de:

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}}$$

d) La relación o cociente de la altura y el espesor del alma no debe exceder de los siguientes valores:

$$1.- \quad \frac{\sigma_c}{F_y} \leq 0.16$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{\sigma_c}{F_y} \right)$$

$$2.- \quad \frac{\sigma_c}{F_y} \geq 0.16$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{257}{\sqrt{F_y}}$$

Flexión simple

$$\frac{d}{t_w} < \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

Si no cumple con estas especificaciones es semicompecta

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

RESISTENCIA A FLEXIÓN

Condiciones de pandeo lateral torsional:

a) $L_b \leq L_p$ (lim1)

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

b) L_p (lim1) $< L_b \leq L_r$ (lim2)

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

c) $L_b \geq L_r$ (lim2)

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{R_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + \frac{0.078 J C}{S_x \cdot h_o} \left(\frac{r_b}{R_{ts}}\right)}$$

$$L_p (\text{lim1}) = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

r_y = radio de giro de la sección del eje (y)

$$L_r (\text{lim2}) = 1.95 R_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{I C}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J C}\right)}}$$

$$R_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$J = \frac{2bf tf^3 + d' tw^3}{3}$$

$$d' = d - 2t$$

Para perfiles simétricos $c=1$

Para otro tipo de perfiles $\frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

h_o = distancia entre los centroides de las alas.

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3$$

$R_m = 1$ para elementos simétricos.

$$\mu_u \leq \phi M_n$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

RESISTENCIA A CORTE

$$V_n = 0.6F_y C_v A_w$$

$$\phi = 0.9$$

A_w = área tota del alma

$$A_w = d' \cdot t_w$$

$$d' = d - 2t_f$$

d = altura de la viga

$$C_v = 1 \quad \text{si} \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{a) } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

$$C_v = 1$$

$$\text{b) } 1.10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 1.37 \sqrt{\frac{K_{Av} E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{c) } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 E K_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

Cuando no se usan rigidizadores: $K_v=5 \quad \frac{h}{tw} < 260$

$$K_v=1.2 \quad \frac{h}{tw} > 260$$

Para vigas rigidizadas:

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

a= distancia entre elementos rigidizadores.

b=altura del elemento rigidizador.

3.3.2-DISEÑO DE COLUMNAS

RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Carga nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\sigma_{adm} = \frac{P_n}{A_g}$$

$$a) \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_e \geq 0.44 F_y$$

$$F_{cr} = (0.658 \frac{F_y}{F_e}) F_y$$

$$b) \quad \frac{KL}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_e < 0.44 F_y$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_e =esfuerzo critico de compresión de la sección.

FLEXOCOMPRESIÓN

$$a) \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} \geq 0.2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma'_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{\sigma'_{fx}}{\sigma'_c} + \frac{\sigma'_{fy}}{\sigma'_c} \right) \leq 1$$

$$b) \frac{\sigma_c}{\sigma'_c} < 0.2$$

$$\frac{\sigma_c}{2\sigma'_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{\sigma'_{fx}}{\sigma'_c} + \frac{\sigma'_{fy}}{\sigma'_c} \right) \leq 1$$

Considerando el efecto Pdelta:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma'_c} + \left(\frac{Cm \cdot \sigma'_{fx}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma'_{ec}}\right) \sigma'_c} + \frac{Cm \cdot \sigma'_{fy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma'_{ec}}\right) \sigma'_c} \right) \leq 1$$

$$\sigma'_{ec} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{Rb}\right)^2}$$

$$\sigma'_f = \frac{M}{I} \quad \sigma'_f = 0.66 F_y$$

$$\sigma'_c = \frac{P}{A} \quad \sigma'_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

3.3.3-DISEÑO DE CONEXIONES VIGA – COLUMNA

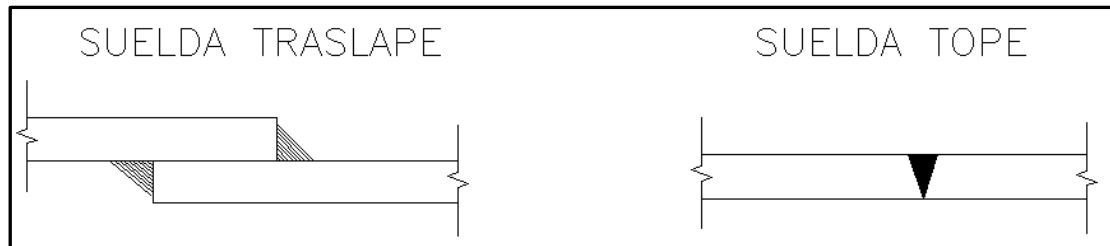
CLASIFICACIÓN:

- Elemento de unión: pernos, remache o suelda
- Solicitaciones: conexiones simples, excéntricas (conexiones que resisten a momento).

SUELDAS

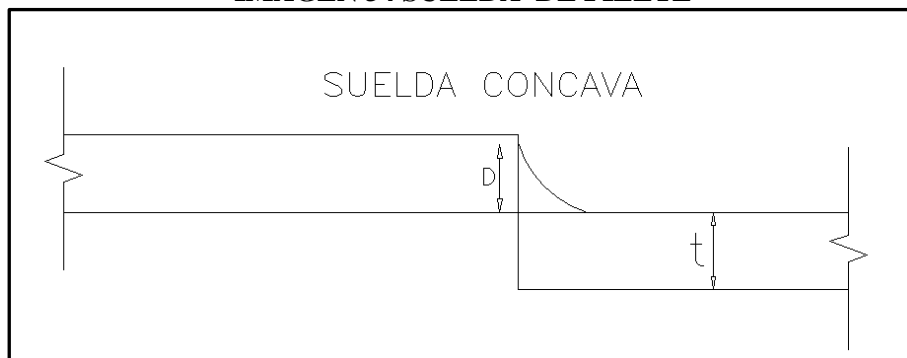
CLASIFICACIÓN:

IMAGEN 33 SUELDAS



SUELDA DE FILETE

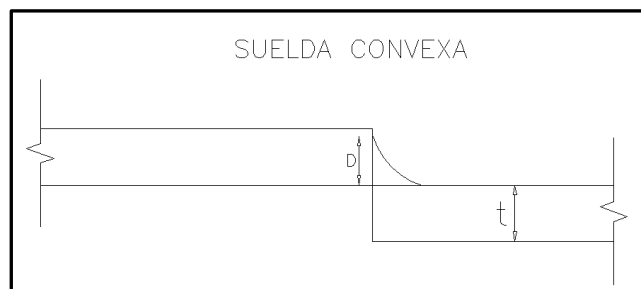
IMAGEN 34 SUELDA DE FILETE



D= DIMENSION NOMINAL DE LA SUELDA

$$D < t - (1/16) \text{ pulg}$$

IMAGEN 35 SUELDA CONVEXA



ESPECIFICACIONES DE LA NOMA AISC

- La longitud mínima de un cordón de soldadura de filete, no debe ser menor a cuatro veces la dimensión nominal del lado de la soldadura.
- La dimensión nominal de la suelda deberá ser $(t - \frac{1}{16} \text{ pulg})$.
- Toda soldadura debe rematarse o sellarse con un extremo vuelto, y la longitud no debe ser menor a dos veces la dimensión nominal de la soldadura.

IMAGEN 36 LONGITUD DE SOLDADURA

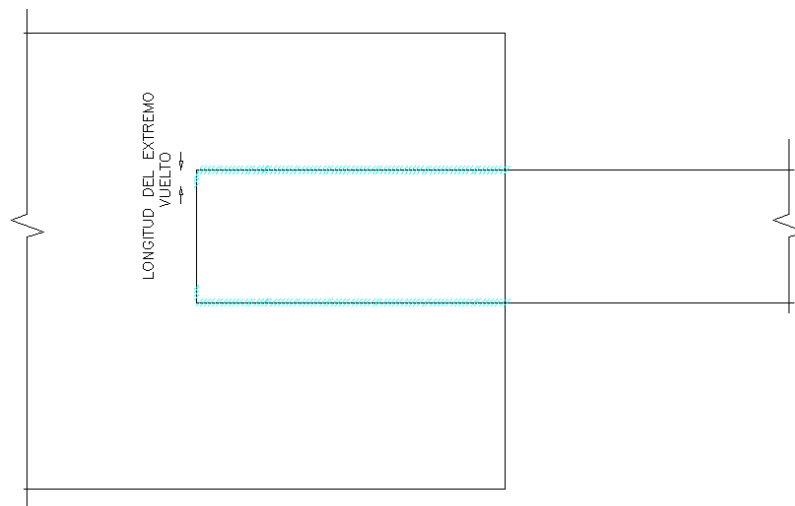
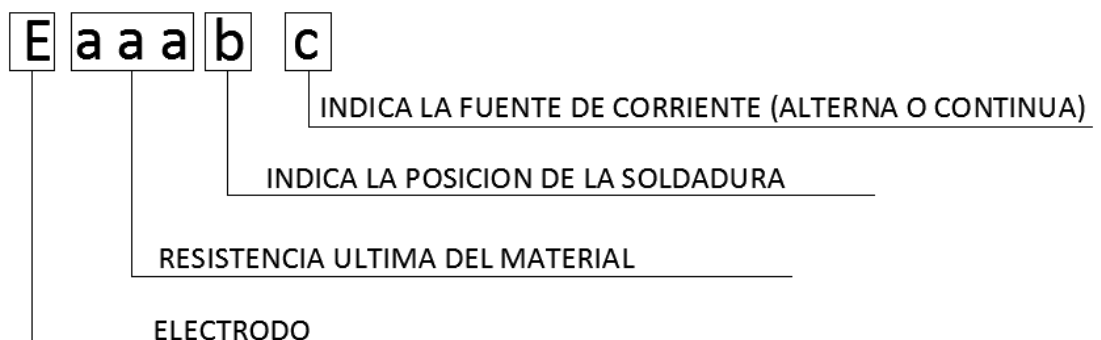
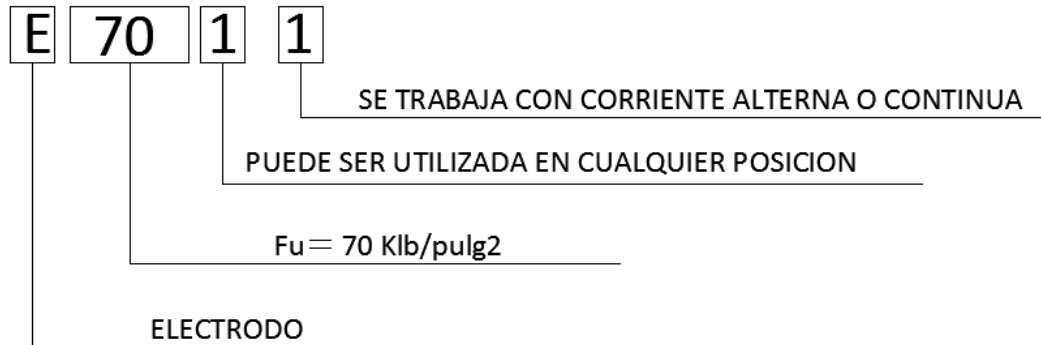


IMAGEN 37 ESPECIFICACIONES DE LA SOLDADURA



EJEMPLO

IMAGEN 38 ESPECIFICACIONES DE LA SOLDADURA EN EJEMPLO



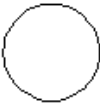


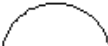
SIMBOLOGÍA GENERAL

IMAGEN 39 SIMBOLOGÍA GENERAL DE SOLDADURA

CANTO	RANURA	BISEL	BOCEL DOBLE
FILETE	RECTANGULAR	V	BOCEL SIMPLE

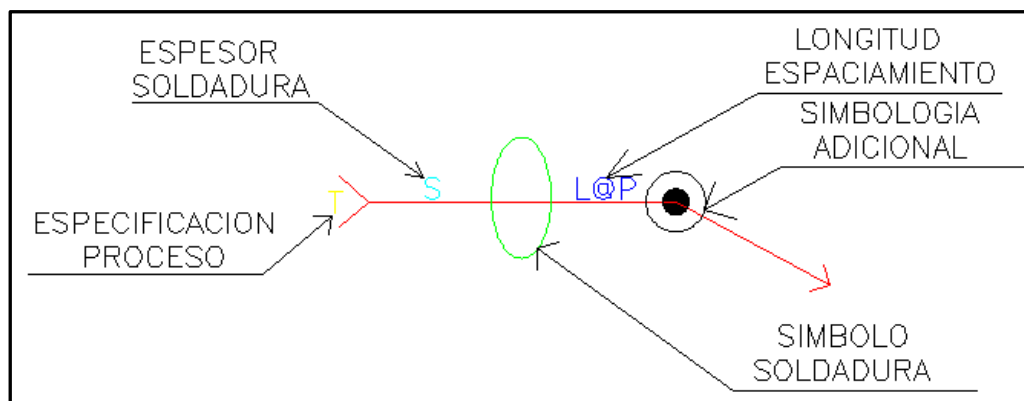
SIMBOLIGÍA SUPLEMENTARIA

IMAGEN 40 SIMBOLIGÍA SUPLEMENTARIA DE SOLDADURA

SOLDAR ALREDEDOR	SOLDAR EN CAMPO
	
CONTORNO AL RAS	CONTORNO CONVEXO
	

UBICACIÓN

IMAGEN 41 UBICACIÓN DEL FORMATO PARA SOLDADURAS

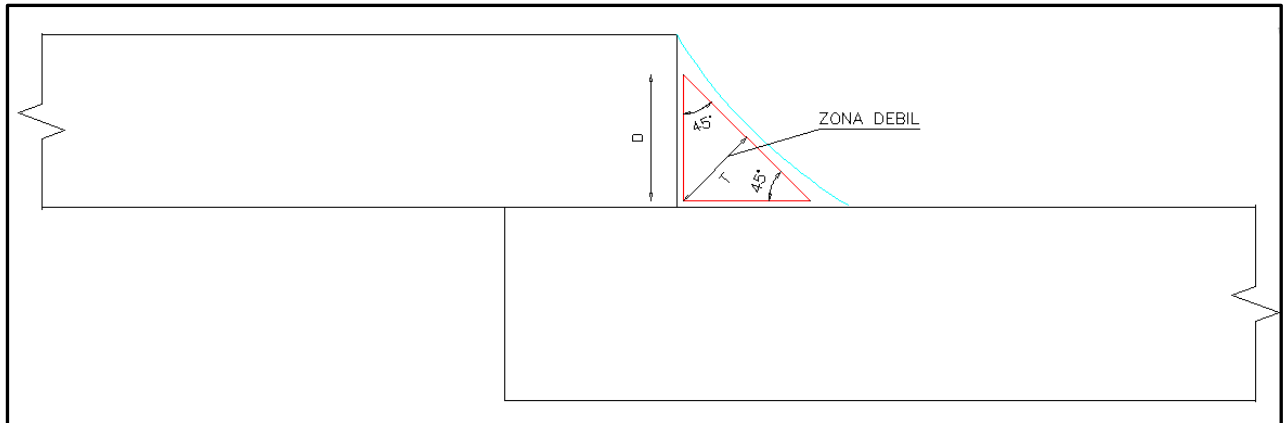


DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE

La soldadura de filete genera excentricidad, en la transmisión de fuerzas y discontinuidad en la unión, este tipo de soldadura se utiliza para rellenar los bordes de las placas creadas

mediante uniones de esquinas, utilizando un metal relleno para proporcionar una sección transversal.

IMAGEN 42 DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE



$$T = D (\text{Sen } 45^\circ)$$

$$T = 0.707D$$

El área que resiste la soldadura, es un rectángulo conformado por las dimensiones (T) x (longitud del cordón de la soldadura).

$$A_v = T \times L$$

$$A_v = 0.707 \times D \times L$$

LONGITUD DEL CORDON

$$L = \frac{P}{0.707 \times D \times G'v}$$

La longitud del cordón se le debe sumar 2D por seguridad.

D= dimensión nominal de la soldadura.

$$D \leq t - \frac{1}{16}$$

t=espesor de la placa soldar.

ESFUERZOS DE CORTE

Los esfuerzos admisibles a corte para soldaduras de filete son del 60% al 75% del esfuerzo permisible a tensión, dependiendo del tipo de acero y del tipo de estructura.

$$Gv = \frac{P}{Av}$$

$$Gv = \frac{P}{0.707 \times D \times L}$$

$$Gv \leq G'v$$

Gv = esfuerzo de trabajo

$G'v$ = esfuerzo admisible

$G'v$ (Acero A - 36) = 21Klb/pulg²

CONEXIONES SIMPLES CON PERNOS

TRASLAPE

IMAGEN 43 UNION DE TRASLAPE



TOPE

IMAGEN 44 UNION DE TOPE



ESFUERZOS NOMINALES

La resistencia de una conexión depende del tipo de falla; como falla por tensión, falla por corte, falla por aplastamiento, falla por desgarramiento.

ESFUERZO UNITARIO DE TENSIÓN

$$f_t = \frac{P}{A_n}$$

P=carga que actúa sobre la conexión

A_n=área de la sección neta de la placa

ESFUERZO CORTANTE UNITARIO EN LOS SUJETADORES

$$f_v = \frac{P}{A_v}$$

A_v= área total resistente a corte

$$A_v = \frac{\pi d^2}{4}$$

ESFUERZO UNITARIO DE APLASTAMIENTO ENTRE EL SUJETADOR Y LAS PLACAS

$$f_b = \frac{P}{A_b}$$

A_b=área proyectada total de aplastamiento entre las placas y los remaches que resisten la carga P.

Área de aplastamiento= D x T

D=diámetro del perno

T=espesor de la placa

CONEXIONES EXCÉNTRICAS

TIPO I

FÓRMULAS

$$Gv = \frac{R}{n av} \pm \frac{M c}{I}$$

$$I = ax1^2 + ax2^2 + ax3^2 + \dots + axn^2$$

$$I = a\Sigma xi^2$$

$$P = \frac{R}{n} \pm \frac{M c}{\Sigma xi^2}$$

IMAGEN 45 UNION CON PERNOS TIPO I

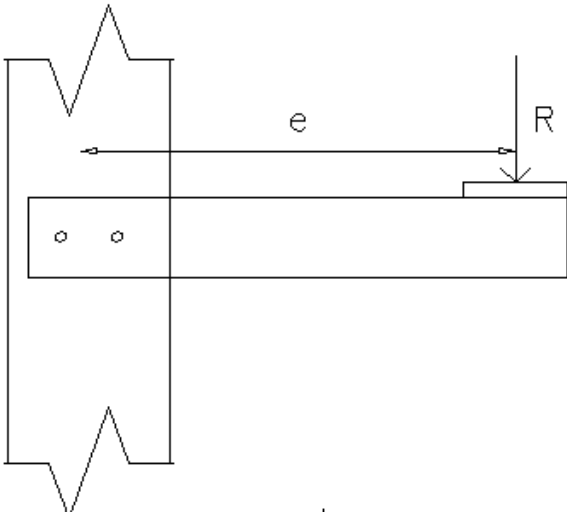
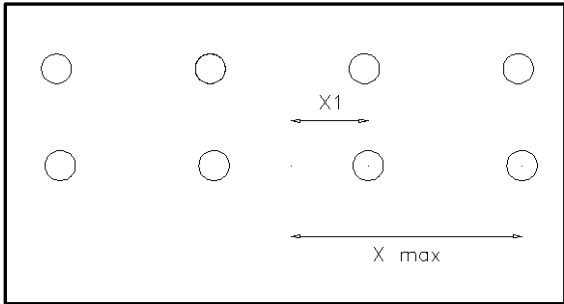


IMAGEN 46 UNION CON PERNOS TIPO I



TIPO II

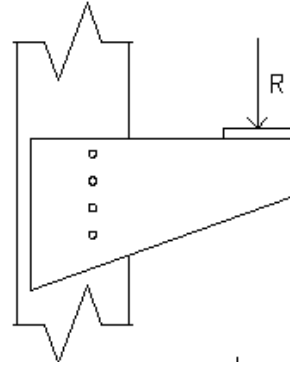
FÓRMULAS

$$G1 = \frac{P}{na}$$

$$I = ay1^2 + ay2^2 + ay3^2 + \dots + ayn^2$$

$$a = \frac{\sqrt{\left(\frac{P}{n}\right)^2 + \left(\frac{Mc}{\sum yi^2}\right)^2}}{Gv}$$

IMAGEN 47 UNION CON PERNOS TIPO II

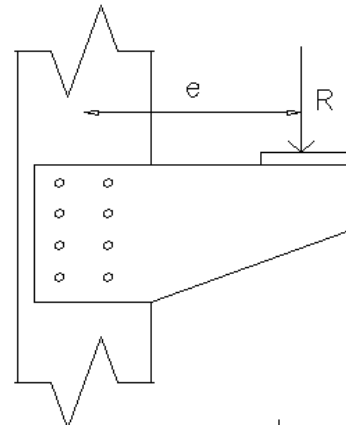


TIPO III

FÓRMULAS

$$Gv = \sqrt{\left(\frac{P}{na}\right)^2 + \left(\frac{M}{a(\sum xi^2 + \sum yi^2)}\right)^2} + 2 \frac{P}{na} \frac{Mc}{(\sum xi^2 + \sum yi^2)} \cos\theta$$

IMAGEN 48 UNION CON PERNOS TIPO III

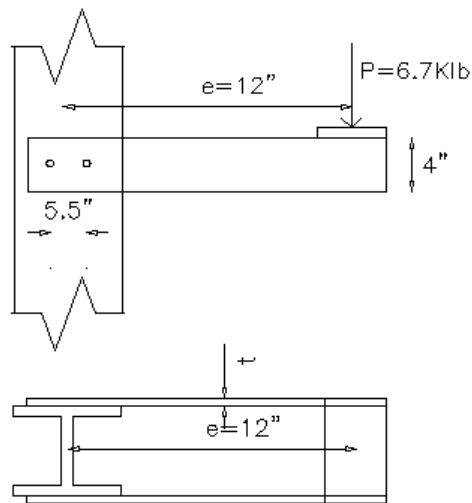


EJERCICIO 3

Diseñar un volado para soportar una carga de 6.7Klb situada a 12pulg del eje central de la columna, el acero A36.

TIPO I

IMAGEN 49 DISEÑO UNION CON PERNOS TIPO I



DISEÑO DE LOS PERNOS

$$Gv = G1 + G2$$

$$G1 = \frac{P}{na}$$

$$G1 = \frac{Mc}{I}$$

$$a = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$d(\text{impuesto}) = 0.875''$$

$$a = \frac{\pi(0.875)^2}{4} = 0.60 \text{ pulg}^2$$

$$G1 = \frac{6.7 \text{ Klb}}{(2)(0.6)} = 5.58 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$G2 = \frac{(6.7)(12 \text{ pulg})(2.75)}{9.075} = 24.364 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$Gv = G1 + G2 = 0.60 + 24.364 = 29.94 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$Gv = 29.94 \text{ Klb/pulg}^2 \text{ (esfuerzo de corte en las 2 placas)}$$

$$Gv = 14.97 \text{ Klb/pulg}^2 \text{ (esfuerzo de corte en 1 placa)} < G'v$$

$$G'v = 22 \text{ Klb/pulg}^2 \text{ (esfuerzo admisible de corte para A-36)}$$

DISEÑO DE LA PLACA

$$Gf = \frac{Mc}{I} = \frac{(80.4)\left(\frac{5.5}{2}\right)}{I}$$

$$Gf = 0.6Fy = 0.6(36) = 21.6 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$21.6 = \frac{Mc}{I} = \frac{(80.4)\left(\frac{5.5}{2}\right)}{I}$$

$$I = 10.24 \text{ pulg}^2$$

$$I = \frac{t \times h^3}{12} = 10.24 = \frac{t \times 4^3}{12}$$

$$\text{Espesor de las 2 placa (t)} = 1.92 \text{ pulg}$$

$$\text{Espesor de 1 placa (t/2)} = 0.96 \text{ pulg}$$

3.3.4- DISEÑO DE RIOSTRAS Y PLACAS DE UNIÓN

Las estructuras arriostrados se pueden diseñar con distintas configuraciones, las cuales deben respetar condiciones funcionales y estéticas.

Uno de los criterios más básicos para el diseño de riostras, consiste en el ángulo que la riostra posee, debe estar entre 30° y 60° , este ángulo permite evitar que los esfuerzos internos en las riostras, sean desproporcionados con los esfuerzos generados por la estructura, también este ángulo facilita las condiciones de instalación.

CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES

ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN V

Las riostras en V son usuales en estructuras industriales, el vértice no coincide con el nudo viga columna del pórtico, generando inestabilidad y concentración de esfuerzos en la viga.

El pandeo de una de estas barras, genera una fuerza en la viga de la estructura, posibilitando la inestabilidad. Una opción para mejorar el comportamiento de estos elementos es, colocar una columna en el vértice entre arriostramientos.

IMAGEN 50 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN V

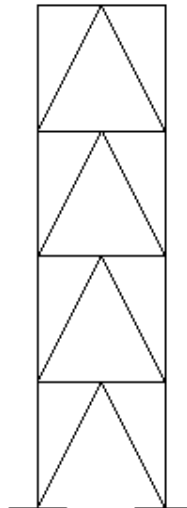
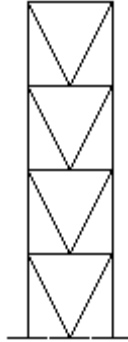


IMAGEN 51 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN V INVERTIDA

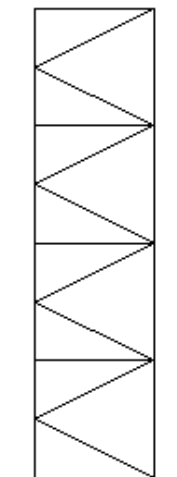


ESTRUCTURAS CON RIOTRAS EN K

El comportamiento estructural, es similar a la estructura con riostras en V, en la zona central de las columnas, donde se conectan las riostras, se puede generar una fuerza horizontal, la cual produce un desbalance en los esfuerzos de tracción y compresión de la estructura. Esta situación puede dar como resultado el colapso de la columna.

Este tipo de configuración es el menos recomendable con riostras.

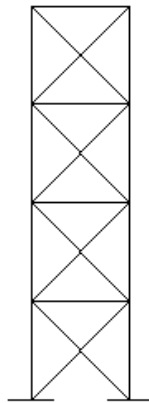
IMAGEN 52 ESTRUCTURAS CON RIOTRAS EN K



ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS TIPO TENSOR EN X

Este tipo de riostra se utiliza en estructuras propensas a daños por causa de los vientos, su aplicación para conformar una estructura sísmoresistente no es recomendable, debido al comportamiento de los tensores a no poder soportar esfuerzos de compresión.

IMAGEN 53 ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS TIPO TENSOR EN X



ESTRUCTURAS CON RIOSTRAS EN FORMA DE X CON PERFILES DE ACERO

Las estructuras más eficientes con riostras son las que están conformadas por riostras de acero en forma X. Su diseño y comportamiento se explica a continuación:

DISEÑO DE RIOSTRAS

Este tipo de elementos genera un mecanismo plástico en la estructura ya que la deformación inducida por un sismo, genera el pandeo de las riostras comprimidas y posteriormente la fluencia de las riostras traccionadas, generando un fenómeno de ductilidad.

El diseño de la riostra se basa en dos condiciones:

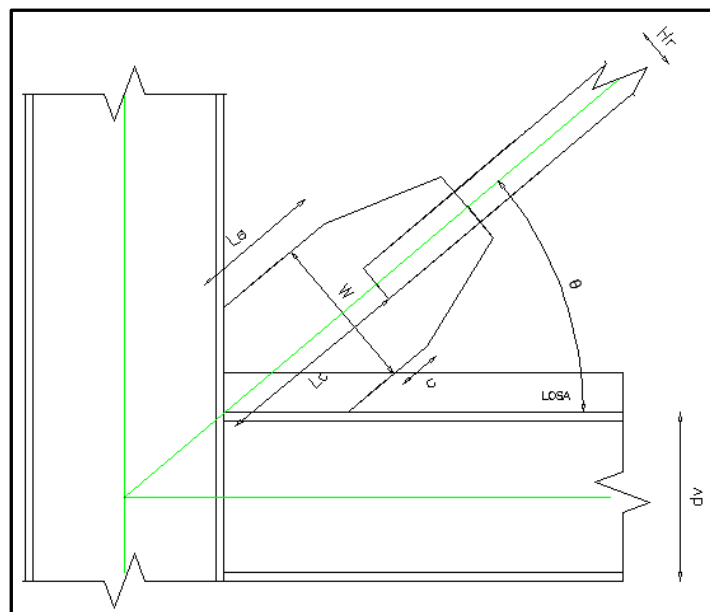
- Esbeltez máxima ($KL/r \leq 200$)
- Resistencia requerida

1. La resistencia requerida se calcula como: $R_y F_y A_g$
 R_y : 1.5 para vigas laminadas A36
 R_y : 1.1 para vigas laminadas en A572 Gr50 y A922 Gr50
2. La máxima carga a transferirse a la riostra, según el análisis.

DISEÑO DE CONEXIONES

Las uniones de las riostras están compuestas por lo general por placas unidas con pernos o soldadura.

IMAGEN 54 DISEÑO DE CONEXIONES



DISEÑO DE LA PLACA

RESISTENCIA A TENSIÓN DE LA PLACA

$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

R_y : 1.5 para vigas laminadas A36

R_y : 1.1 para vigas laminadas en A572 Gr50 y A922 Gr50

$A_g = \text{Área de la riostra}$

RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LA PLACA $1.1.R_y.M_p$

ANCHO MÍNIMO DE LA PLACA A TENSIÓN

$$W_{\min} = \frac{R_y (F_y \text{ riostra}) A_g}{\phi (F_y \text{ placa}) t}$$

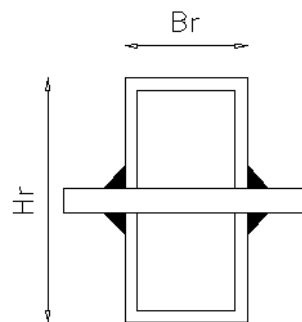
$$\phi = 0.9$$

ANCHO MÍNIMO DE LA PLACA A FRACTURA

$$W_{\min} = \frac{R_y (F_y \text{ riostra}) A_g}{\phi (F_y \text{ placa}) t} + W_{\text{orificio}}$$

$$\phi = 0.75$$

DISEÑO DE LA UNIÓN PLACA – RIOSTRA



$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$P_u = F_u / 4$$

Espesor efectivo de la soldadura $(t_w) = 0.707 t_w$

$t_w =$ espesor de la soldadura

$A_w = L_w \cdot t_{\text{efectivo}}$

$$L_w = \frac{P_u}{\phi \cdot t(\text{efectivo}) \cdot F_w}$$

$L_w =$ longitud del cordón de suelda

$$F_w = 0.60 F_{exx}$$

F_{exx} = resistencia última del material (según el electrodo de la suelda)

F_w = esfuerzo admisible de la soldadura

Cuando un perfil no está conectado en toda su sección:

- $L_w \geq 2H_r$
- $L_w \geq 2B_r$

ANCHO MÍNIMO

- $L_w \geq \frac{0.5W - 0.5H_r}{\tan 30}$

La conexión de la riostra a la viga – columna debe cumplir con las condiciones de resistencia máxima a tensión y flexión, si se define una distancia (“C”) transversal al perfil de la riostra hasta el nivel de la losa, se puede lograr cumplir con la resistencia mínima a flexión.

$$C \geq 2t$$

DIMENSIÓN TRANSVERSAL DE LA PLACA

$$L_e \leq 0.75 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

MÍNIMA DISTANCIA DESDE EL PERFIL DE LA RIOTRA ENDEBIDO EN LA PLACA, HASTA LA DIMENSION PERPENDICULAR A LA LONGITUD EFECTIVA (L_e).

$$\Lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$f = 0.5W - 0.5H_r$$

$$f \leq t \cdot \lambda_{ps}$$

ESBELTEZ DE LA PLACA

$$\frac{kL_c}{R} \leq 200 \quad r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

K=1.2 a 1 (depende de la longitud de la placa)

RESISTENCIA A COMPRESION DE LA RIOSTRA 1.1.Ry.Pn

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

CUANDO $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658 \cdot \lambda_c^2) F_y$$

CUANDO $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = (0.877 / \lambda_c^2) F_y$$

ARRANCAMIENTO POR RUPTURA DE LA PLACA

$$R_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}$$

$$A_{gv} = 2 \cdot t \cdot L_w$$

$$A_{nt} = t \cdot H_r$$

$$R_u = \phi \cdot R_n$$

$$\phi = 0.9$$

ARRANCAMIENTO POR RUPTURA DE LA RIOSTRA

$$R_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

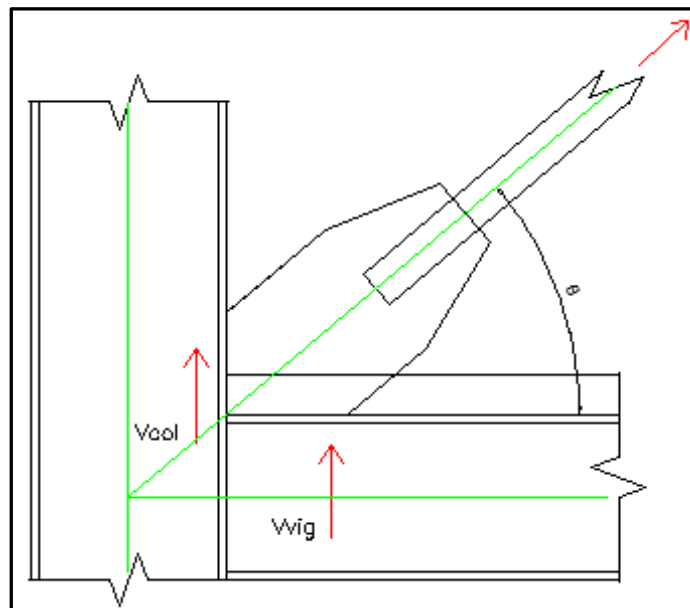
$$A_{gv} = 4 \cdot t(\text{riostra}) \cdot L_w$$

$$R_u = \phi \cdot R_n$$

$$\phi = 0.75$$

TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS A COLUMNAS Y VIGAS

IMAGEN 55 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS A VIGA Y COLUMNA



$$a = \frac{W}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

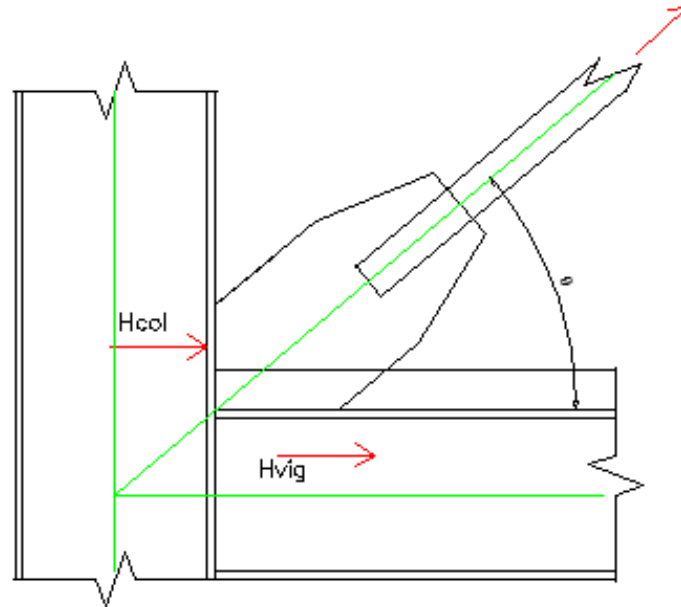
$$b = \frac{W}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$V_{col} = \frac{a}{b} F_u \operatorname{sen} \theta$$

$$V_{vig} = \frac{a}{c} F_u \operatorname{sen} \theta$$

IMAGEN 56 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS A COLUMNA Y VIGA



$$a = \frac{W}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

$$b = \frac{W}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$H_{col} = \frac{b}{c} F_u \operatorname{sen} \theta$$

$$H_{vig} = \frac{a}{c} F_u \operatorname{sen} \theta$$

FUERZA TRANSMITIDA EN LA UNIÓN PLACA-COLUMNA

$$P_u = \sqrt{H_{col}^2 + 3V_{col}^2}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot b \cdot t \cdot F_y$$

$$\phi = 0.9$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

FUERZA TRANSMITIDA EN LA UNIÓN PLACA-VIGA

$$P_u = \sqrt{V_{vig}^2 + V_{vig}^2}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot a \cdot t \cdot F_y$$

$$\phi = 0.9$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO

Este tipo de elementos han sido utilizados por varias generaciones en Estados Unidos y Japón, son conocidos por:

- Su elevada rigidez y resistencia proporcionada por las placas de alma.
- Su facilidad de instalar en obra.
- Su reducido peso en comparación a los muros de corte de hormigón.
- La posibilidad de incorporar aberturas para tuberías u otras instalaciones.

TIPOS DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO

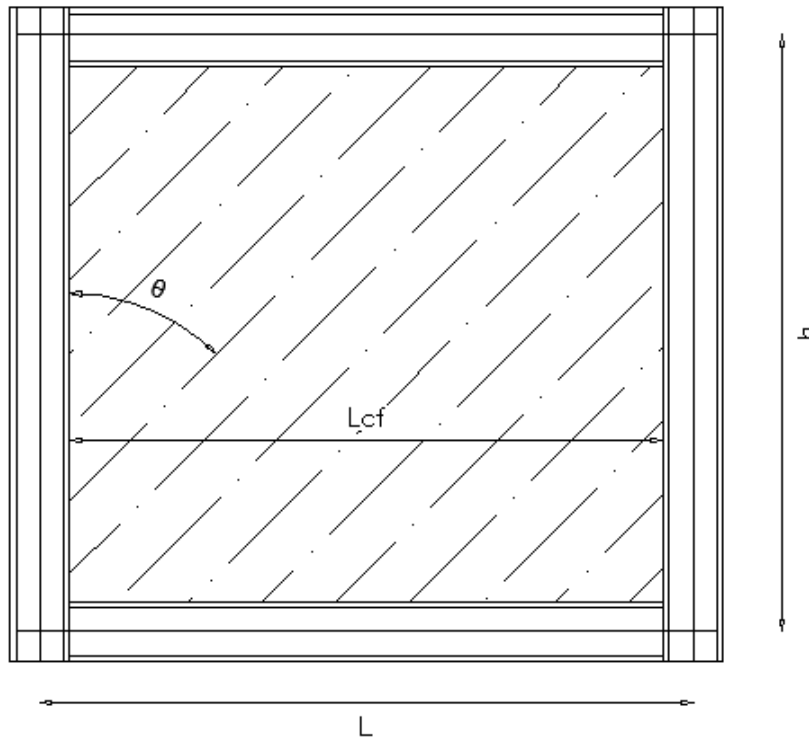
- Muros con placas no rigidizadas
- Muros con placas rigidizadas

Los rigidizadores pueden disponerse en sentido horizontal o vertical o en ambas direcciones.

Es común que este tipo de sistema para edificios de 2 o 3 pisos proporcione cierta rigidez y resistencia elevada, una solución para este tipo de estructuras es aplicar los muros de corte con huecos o aberturas permitiendo de esta manera disminuir su rigidez y aumentar su ductilidad.

DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO

IMAGEN 57 DISEÑO DE MUROS DE CORTE CON PLACAS DE ACERO



$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \text{sen} 2\theta$$

$$V_d = \phi V_n$$

$$\tan \theta^4 = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}$$

t_w = espesor de la placa.

L = longitud de la placa.

A_c = área de la placa ($L \cdot h$)

θ = ángulo de los máximos esfuerzos de tracción.

CAPITULO IV ESTRUCTURACIÓN PARA EDIFICIOS

El sistema estructural decide en parte el comportamiento de las edificaciones ante un sismo.

Una estructura debe poseer la capacidad de resistir fuerzas gravitacionales y sísmicas, los componentes que determinan la capacidad de resistencia es la ductilidad de los materiales y la redundancia de la estructura.

La ventaja de los sistemas estructurales radica en la posibilidad de combinar la resistencia, rigidez y ductilidad en un pórtico, se denomina un sistema dual a la estructura que combina dos tipos de configuraciones como:

- Un pórtico resistente a momento con riostras
- Un pórtico resistente a momento con muros de corte

4.1-TIPOS DE ESTRUCTURACIÓN

4.1.1-PÓRTICOS A MOMENTOS

Son sistemas estructurales formados únicamente por vigas y columnas, unidos por nudos los que permiten la transferencia de momento. La resistencia a cargas laterales depende de la ductilidad del sistema.

VENTAJAS

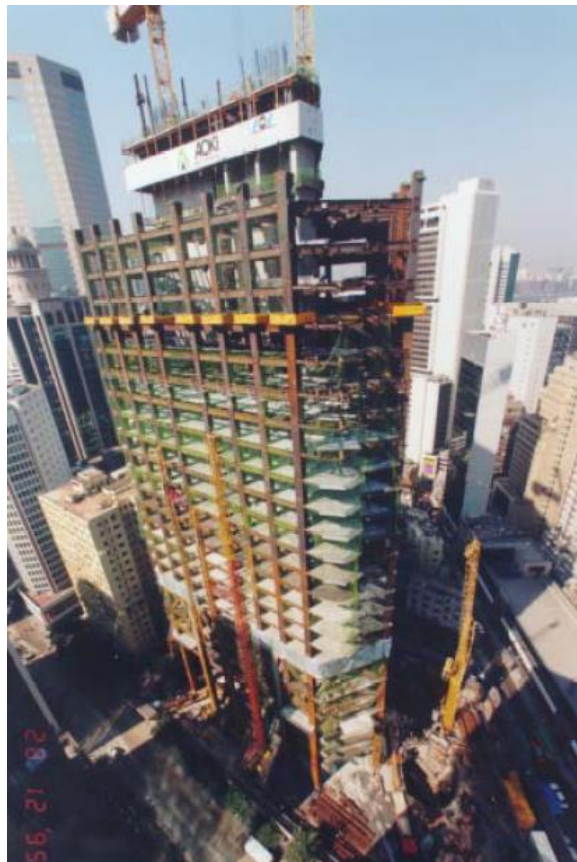
- Son estructuras muy flexibles que atraen limitadas fuerzas sísmicas, ya que la estructura posee una gran capacidad de disipación de la energía a través de la ductilidad.

- Son estructuras con amplios espacios, fáciles y rápidos de construir.
- Es un sistema sencillo, la importancia del diseño radica en su mayoría en el buen detallamiento de las conexiones.

DESVENTAJAS

- El sistema presenta baja rigidez y resistencia para edificios de altura.
- Por su baja resistencia la estructura es vulnerable a sufrir grandes desplazamientos y altos periodos de vibración, generando daños significativos en elementos no estructurales.
- Es un sistema que funciona únicamente para edificios de poca altura.

IMAGEN 58 HOTELS-THE MANULIFE TOWER



Fuente: The construction of super High – rise Composite Structures in Hong Kong

EJERCICIO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 30 PISOS (TIPO PÓRTICO A MOMENTO)

ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CORTE BASAL (ASCE-7)

CALCULO DE CARGAS

CARGA VIVA (CV) 200 Kg/m²

CARGA MUERTA (CM) 350 Kg/m²

COMBINACIÓN DE CARGA

$U=1.2D+1.6L=1.2(350)+1.6(200)=580$ Kg/m²

PESO TOTAL (W) = 580 (Kg/m²)X 1600 (m²) X 30 (pisos)

W=27840000 Kg

W=27840Ton

PÓRTICO A MOMENTO

TIPO DE SUELO

B

CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

D

Z= 0,4

Ss= 2,04

S1= 0,82

Fa= 1

Fv= 1

SM1= Fv.S1 0,82

SMS= 2,04

h 90 m

Ct= 0,0724

x= 0,8

SD1= 0,5467

SDS= 1,3600

Ta= 2,649

Cu.Ta 3,709

$T \leq Cu.Ta$

R (COEFICIENTE DE REDUCCION) 7

I (IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA) 1

Cs= 0,021055

W= 27840

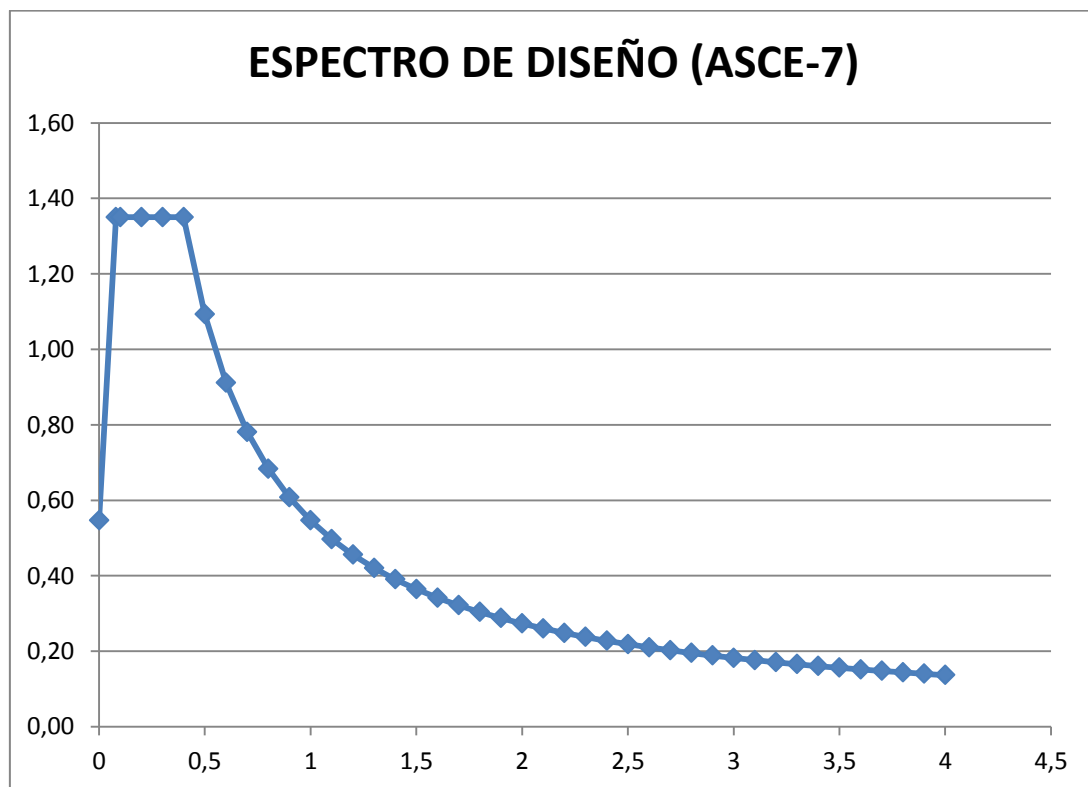
V= 586,17

ESPECTRO DE DISEÑO (ASCE-7)

PERÍODO	ACELERACIÓN	PERÍODO	ACELERACIÓN
0	0,55	2	0,27
0,08	1,35	2,1	0,26
0,1	1,35	2,2	0,25
0,2	1,35	2,3	0,24
0,3	1,35	2,4	0,23
0,4	1,35	2,5	0,22
0,5	1,09	2,6	0,21
0,6	0,91	2,7	0,20
0,7	0,78	2,8	0,20
0,8	0,68	2,9	0,19
0,9	0,61	3	0,18
1	0,55	3,1	0,18
1,1	0,50	3,2	0,17
1,2	0,46	3,3	0,17
1,3	0,42	3,4	0,16
1,4	0,39	3,5	0,16
1,5	0,36	3,6	0,15
1,6	0,34	3,7	0,15
1,7	0,32	3,8	0,14
1,8	0,30	3,9	0,14
1,9	0,29	4	0,14

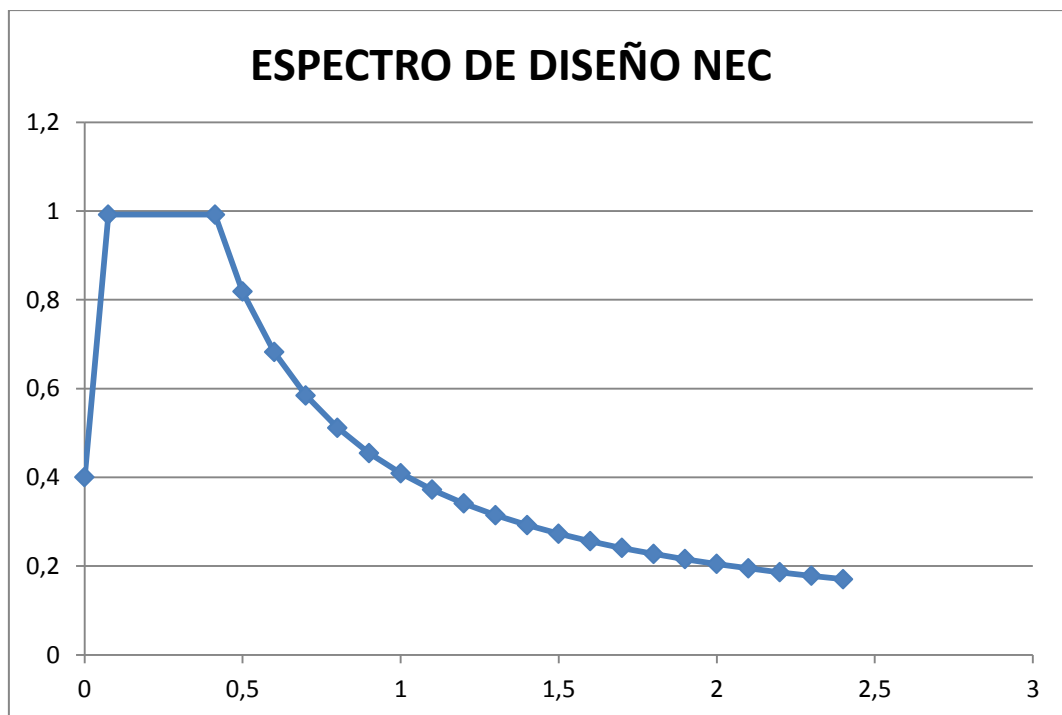
PARAMETROS DE DISEÑO

SMS= Fa.Ss	2,04
SM1= Fv.S1	0,82
SDS=(2/3)XSMS	1,36
SD1=(2/3)Xsm1	0,55
To=	0,080
Ts=	0,402



ESPECTRO DE DISEÑO (NEC-11)

PERIODO	ACELERACION	PERIODO	ACELERACION
0	0,4	1,4	0,292
0,075	0,992	1,5	0,273
0,4125	0,992	1,6	0,256
0,5	0,818	1,7	0,241
0,6	0,682	1,8	0,227
0,7	0,585	1,9	0,215
0,8	0,512	2	0,205
0,9	0,455	2,1	0,195
1	0,409	2,2	0,186
1,1	0,372	2,3	0,178
1,2	0,341	2,4	0,171
1,3	0,315		



ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CORTE BASAL (NEC-11)

TIPO DE SUELO	B
ACELERACIÓN SÍSMICA (Z)	0,4
TIPO DE ESTRUCTURA	PORTICO RESISTENTE A MOMENTO
Fa=	1
Fd=	1
Fs=	0,75
$T = Ct h_n^x$	2,70
hn=	90 m

Para estructuras de acero sin arrastramientos $C_t=0.072$ y $\gamma=0.80$.

Tc=	0,4125	TL=	2,4	To=	0,075
r=	1				
n=	2,48				
Sa=	0,152				
I=	1				
R=	6				
W=	27840 Ton				

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_s} W = 869.06 \text{ Ton}$$

CALCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

	Km/h	m/s
Velocidad del viento	100	27,78

Categoría de Exposición C

Zonas urbanas, zonas boscosas con gran cantidad de obstáculos, con una distancia del barlovento de al menos 460 metros o 10 veces la altura del edificio.

	Número	Coeficiente
Categoría de la construcción	I	0,87

Coeficiente de presión de velocidad (Kh y Kz) 1,346

	$Kzt = (1 + K1 + K2 + K3)^2$	
Coeficiente por topografía		
K1=	0,21	
K2=	1	
K3=	1	
Kzt=	1,46	

Factor de dirección del viento Para edificios Coeficiente 0,85

Presión del viento

$$q = (0,613 Kz \cdot Kzt \cdot Kd \cdot V^2) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

	N/m ²	Kg/m ²
q=	687,372	70,068

Ancho cooperante 1 5 M
Ancho cooperante 2 2,5 M

Carga distribuida 1 350,34 Kg/m
Carga distribuida 2 175,17 Kg/m

PREDISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

PREDISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS

$$W=2750 \text{ Kg/m}$$

$$Mu = \frac{WL^2}{8} = \frac{2750 \times 5^2}{8} = 8593.75 \text{ Kg.m}$$

$$R = \frac{WL}{2} = 6875 \text{ Kg}$$

MODULO PLASTICO REQUERIDO

$$Zreq = \frac{Mu}{\phi b f_y} = \frac{8593.75 \times 100}{0.9 \times 2530} = 377.415 \text{ cm}^3$$

PERFIL 305x28.2

$$D=309 \text{ mm}$$

$$T_w=6 \text{ mm}$$

$$B_f=102 \text{ mm}$$

$$T_f=8.9 \text{ mm}$$

$$T=268 \text{ mm}$$

$$Z_x=405 \text{ cm}^2$$

PREDISEÑO DE VIGAS PRIMARIAS

$$L_b \leq L_p \text{ (lim1)}$$

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$L_p \text{ (lim1)} < L_b \leq L_r \text{ (lim2)}$$

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$L_b \geq L_r \text{ (lim2)}$$

$$M_n = F_c r \cdot S_x \leq M_p$$

$$L_p (\text{lim1}) = 1.76 \times 7,8 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 395.51 \text{ cm}$$

r_y = radio de giro de la sección del eje (y)

$L_r (\text{lim2}) = 1644 \text{ cm}$

$$R_{ts}^2 = \frac{\sqrt{10031 \times 2535937.11}}{1934} = 82.467$$

$$J = \frac{230.8 \times 20.6^3 + 24.2 \times 13.1^3}{3} = 197633.22 \text{ cm}^4$$

$$d' = d - 2t$$

Para perfiles simétricos $c=1$

Para otro tipo de perfiles $\frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$

$$c_w = \frac{10031 \times 31.8^2}{4} = 2535937.11 \text{ cm}^2$$

h_o = distancia entre los canchales de las alas.

Los momentos M_{max} , M_a , M_c y M_b se calcularon mediante el análisis de una viga doblemente empotrada en el programa Etabs.

$$C_b = \frac{12.5(5792.593)}{2.5 \cdot 5792.593 + 3(3935.726) + 4(2095.51) + 31550.183} \quad 1 \leq 3$$

$C_b = 1.84$ OK

$R_m = 1$ para elementos simétricos.

$$M_n = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_n = 1.84 \left(5472390 - (5472390 - 0.7 \times 2530 \times 1934) \left(\frac{395.51 - 167}{1644 - 167} \right) \right) \leq M_p$$

$M_n = 975029.081 \text{ Kg.cm}$

$M_n = 9750 \text{ Kg.m}$

$$9750 \text{ Kg.m} \leq 0.9 \times 54723.9$$

$$9750 \text{ Kg.m} \leq 49251.51 \text{ OK}$$

RESISTENCIA A CORTE

$$V_n = 0.6 F_y C_v A_w$$

$$\phi = 0.9$$

A_w = área tota del alma

$$A_w = d' \cdot t_w \quad 24.2 \times 1.31 = 31.702 \text{ cm}^2$$

$$d' = d - 2t_f$$

d = altura de la viga

$$C_v = 1 \quad \text{si} \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{31.8}{1.31} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$24.27 < 64.53 \text{ OK}$$

$$V_n = 0.6 F_y C_v A_w = 0.6 \times 2530 \times 31.702 \times 1 = 48123.636 \text{ Kg}$$

$$V_u = 6937.24 \text{ Kg}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 48123.636 = 43311.27 \text{ Kg}$$

$$V_u < \phi V_n \text{ OK}$$

PREDISEÑO DE COLUMNA

Carga nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\sigma_{adm} = \frac{P_n}{A_g}$$

$$a) \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_e \geq 0.44 F_y$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{42.015} = 7.14$$

$$4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 28.81$$

$$7.14 < 28.81 \text{ OK}$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y$$

$$F_e \geq 0.44 (2530) = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{2530}{1012}}) 2530 = 888.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 888.56 \times 351 = 311884.56 \text{ Kg}$$

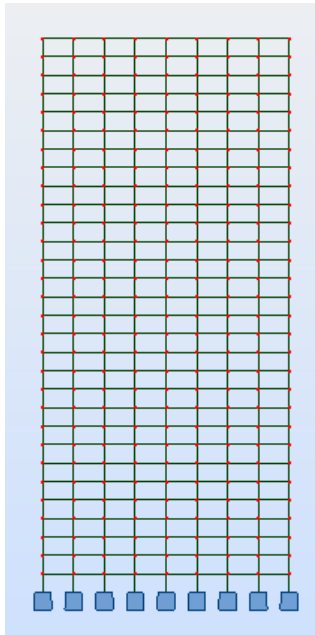
$$P_n = 311.88 \text{ Ton}$$

Se ha considerado una carga límite de diseño de 262.5 Ton, que corresponde únicamente a la carga muerta de 350 Kg/m², ya que se requiere para este estudio una sección considerablemente pequeña, con limitada rigidez, para poder apreciar con claridad las diferencias de desplazamientos entre sistemas estructurales. Para un diseño tradicional se debería tomar en cuenta la carga viva + la carga muerta.

$$\phi P_n = 0.9 \times 311.88 = 262.5 \text{ Ton} > 262.5 \text{ Ton}$$

PORTICO RESISTENTE A MOMENTO

DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	X	Y	Z
MAXIMO	410,45	410,45	17,87
NUDO	2510	2510	2150
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-410,45	-410,45	-75,59
NUDO	2438	2438	2511
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,26	3,85
4	2	0,26	3,85
4	3	0,29	3,5
4	4	0,79	1,26
4	5	0,79	1,26
4	6	0,87	1,15
4	7	1,39	0,72
5	1	0,26	3,85
5	2	0,26	3,85
5	3	0,29	3,5
5	4	0,79	1,26
5	5	0,79	1,26
5	6	0,87	1,15
5	7	1,39	0,72
6	1	0,26	3,85
6	2	0,26	3,85
6	3	0,29	3,5
6	4	0,79	1,26
6	5	0,79	1,26
6	6	0,87	1,15
6	7	1,39	0,72

4.1.2-MUROS DE CORTE Y SISTEMAS DUALES

Pórticos con muros de corte o también llamados sistemas tipo cajón o placas verticales. Este sistema proporciona resistencia y rigidez a la estructura, siempre que esté ubicado de forma simétrica en la estructura, para evitar fenómenos que contribuyan al colapso como la torsión en planta.

Este sistema es propenso a pequeños momentos flexionantes y altas fuerzas de corte, ya que es un sistema poco dúctil y la disipación de la energía es muy limitada.

VENTAJAS

- Permite rigidizar a la estructura, el espacio utilizado para los muros de corte puede albergar diferentes sistemas para la edificación como: sistemas eléctricos, hidrosanitarios o a los elevadores, contribuyendo con la seguridad, ya que se puede aislarlos del contacto humano.
- Es un sistema que evita los grandes desplazamientos ante efectos de la fuerza sísmica, es un sistema que ofrece poca posibilidad de colapso ya que resiste a las fuerza laterales.
- Los muros de corte pueden ser diseñados en hormigón armado o acero, los muros de corte de acero permiten que la estructura sea considerablemente liviana.
- Los pórticos con muros de corte conforman sistemas que son difíciles de colapsar, presentan un control de las deformaciones laterales, esto minimiza la posibilidad de daños en elementos no estructurales o en los equipos del edificio.

DESVENTAJAS

- Es un sistema altamente rígido, lo que evita la rápida disipación de energía sísmica, por tal razón, los esfuerzos tienden a concentrarse en la cimentación. Este tipo de sistema requiere de una cimentación más elaborada y sustentada por suelos con alta capacidad portante.
- Existe una limitación de los espacios, ya que los muros de corte deben estar conectados desde la base hasta la parte superior de la estructura.
- Si el muro de corte está ubicado asimétricamente en la estructura, se puede generar una inadecuada distribución de cargas produciendo inestabilidad.

IMAGEN 59 INTERNACIONAL FINANCE CENTER TOWER 1 (HONG KONG)



Fuente: The construction of super High – rise Composite Structures in Hong Kong

EJERCICIO 5

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 30 PISOS (TIPO MUROS DE CORTE Y SISTEMAS DUALES)

ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CORTE BASAL (ASCE-7)

PÓRTICO CON MUROS DE CORTE

TIPO DE SUELO **B**

CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO **D**

Z= 0,4
Ss= 2,04
S1= 0,82
Fa= 1
Fv= 1
SM1= 0,82
Fv.S1
SMS= 2,04

h 90 m
Ct= 0,0724
x= 0,8
SD1= 0,5467
SDS= 1,3600
Ta= 2.64
Cu.Ta 3.71
T≤Cu.Ta

R (COEFICIENTE DE REDUCCIÓN) 7
I (IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA) 1
Cs= 0,039120
W= 27840
V= 1089.11

ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CORTE BASAL (NEC-11)

TIPO DE SUELO	B
ACELERACIÓN SÍSMICA (Z)	0,4
TIPO DE ESTRUCTURA	PÓRTICO CON MUROS DE CORTE
Fa=	1
Fd=	1
Fs=	0,75
$T = Ct h_n^\alpha$	2,13
hn=	90 m

Para estructuras de acero con muros de corte $Ct=0.073$ y $\alpha=0.75$.

Tc=	0,4125	TL=	2,4	To=	0,075
r=	1				
n=	2,48				
Sa=	0,192				
I=	1				
R=	7				
W=	27840 Ton				

$$V = \frac{I S a}{R \phi_p \phi_s} \quad 941.9 \text{ Ton}$$

PREDISEÑO DE RIOSTRAS

$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

Ry: 1.5 para vigas laminadas A36

A_g = Área de la riostra

RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LA PLACA 1.1.Ry.Mp

ANCHO MÍNIMO DE LA PLACA A TENSIÓN

$$W_{min} = (R_y (F_y \text{ riostra}) A_g) / (\phi (F_y \text{ placa}) t)$$

$$\phi = 0.9$$

$$W_{min} = (1.5 (2530) 118.71) / (0.9 (2950) 2) = 84.84 \text{ cm}$$

$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

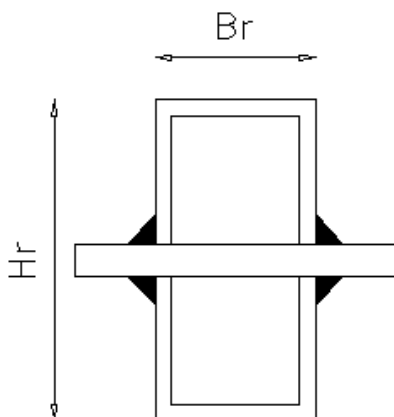
$$F_u = 1.5 \times 2950 \times 118.71$$

$$F_u = 525291.75 \text{ Kg}$$

DISEÑO DE LA UNIÓN PLACA – RIOSTRA

$$B_r = 25 \text{ cm}$$

$$H_r = 25 \text{ cm}$$



$$F_u = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$P_u = F_u / 4 = 131322.94 \text{ Kg}$$

$$\text{Espesor efectivo de la soldadura (tw)} = 0.707 t_w = 0.707 \times 2 = 1.414 \text{ cm}$$

t_w = espesor de la soldadura

$$A_w = L_w \cdot t_{\text{efectivo}}$$

$$L_w = P_u / (\phi \cdot t_{\text{efectivo}} \cdot F_w)$$

L_w = longitud del cordón de suelda

$$F_w = 0.60 F_{exx} = 0.6 \times 23913.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_w = 14348.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_w = 131322.94 / 0.9 \cdot 1.414 \cdot 14348.07$$

$$L_w = 7.2 \text{ cm}$$

No está conectado en toda su sección:

$$L_w \geq 2H_r = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$$

$$L_w \geq 2B_r = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$$

ANCHO MÍNIMO

$$L_w \geq (0.5W - 0.5H_r) / (\tan 30)$$

$$L_w = (0.5 \times 84.84 - 0.5 \times 25) / (\tan 30)$$

$$L_w = 51.83 \text{ cm}$$

DIMENSIÓN TRANSVERSAL DE LA PLACA

$$L_e \leq 0.75 \cdot t \cdot \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{(2100000/2530)}$$

$$\lambda_{ps} = 8$$

$$f = 0.5 \times 84.84 - 0.5 \times 25 = 29.92 \text{ cm}$$

$$f \leq t \cdot \lambda_{ps} = 2 \times 8 = 16 \text{ cm}$$

$$f \leq t \cdot \lambda_{ps} = 4 \times 8 = 32 \text{ cm OK}$$

ESBELTEZ DE LA PLACA

$$kL_c/R \leq 200 \quad r = t/\sqrt{12}$$

$$K = 1.2 \text{ a } 1$$

$$r = t/\sqrt{12} = 1.15 \text{ cm}$$

$$1 \times 70 / 1.15 \leq 200 \quad \text{OK}$$

RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA RIOSTRA 1.1.Ry.Pn

$P_n = F_{cr} \cdot A_g$

$\lambda_c = K l / r \pi \sqrt{(F_y / E)}$

$\lambda_c = 1 \times 430 / 9.75 \times \pi \sqrt{(F_y / E)}$

$\lambda_c = 0.5 < 1.5$ OK

CUANDO $\lambda_c \leq 1.5$

$F_{cr} = (0.658 \cdot [\lambda_c]^2) F_y$

$F_{cr} = (0.658 \cdot [0.5]^2) 2530$

$F_{cr} = 416.185 \text{ Kg/cm}^2$

$P_n = 416.185 \times 118.71 = 49405.32 \text{ Kg}$

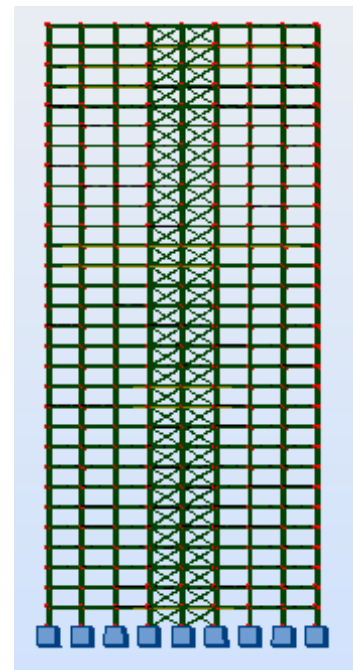
$P_n = 49.405 \text{ Ton}$

$\phi P_n = 0.9 \times 49.405 = 44.46 \text{ Ton}$

$\phi P_n = 44.76 \text{ Ton} > 12.31 \text{ Ton}$

PORTICO CON MUROS DE CORTE

	DESPLAZAMIENTOS (mm)		
	X	Y	Z
MAXIMO	347,94	347,94	20,41
NUDO	2440	2439	1072
COMBINACIÓN	5	11	5
MINIMO	-347,94	-347,94	-67,42
NUDO	2440	2439	2424
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,32	3,15
4	2	0,32	3,15
4	3	0,32	3,08
4	4	0,98	1,02
4	5	1,02	0,98
4	6	1,02	0,98
4	7	1,66	0,6
4	8	1,9	0,53
5	1	0,32	3,15
5	2	0,32	3,15
5	3	0,32	3,08
5	4	0,98	1,02
5	5	1,02	0,98
5	6	1,02	0,98
5	7	1,66	0,6
5	8	1,9	0,53
6	1	0,32	3,15
6	2	0,32	3,15
6	3	0,32	3,08
6	4	0,98	1,02
6	5	1,02	0,98
6	6	1,02	0,98
6	7	1,66	0,6
6	8	1,9	0,53

4.2.3-PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

Las riostras son elementos que están sometidos a fuerzas axiales y de compresión, proveen de mayor rigidez y resistencia que los pórticos resistentes a momento, pero poseen un grado de ductilidad menor.

Las riostras tienen la función de transmitir y disipar la energía mientras que el pórtico resiste a las fuerzas gravitacionales.

Los pórticos pueden ser arriostrados concéntricamente o excéntricamente. Los pórticos con arriostramientos excéntricamente tienen la capacidad de resistir a una respuesta dúctil, ya que

los esfuerzos transmitidos a las riostras son esfuerzos de corte y flexión los cuales se disipan por la fluencia del acero en elementos de reducida longitud, llamados enlaces o links.

VENTAJAS

- Incremento de la rigidez y resistencia permitiendo disminuir los desplazamientos y los períodos de vibración.
- Los pórticos con arriostraminetos excéntricos permiten la disipación de la energía a través de la deformación inelástica, permitiendo aumentar la ductilidad de toda la estructura.
- Los pórticos arriostrados son sistemas que permiten distribuir cargas uniformemente generadas por viento o sismo, permitiendo la estabilidad de la estructura, es un sistema que permite reforzar estructuras dañadas.

DESVENTAJAS

- Requiere de un estudio más detallado que los otros sistemas, lo que representa una mayor inversión de tiempo y dinero.
- Es un sistema que puede distorsionar o limitar los espacios.

IMAGEN 60 GUANGZHOU TOWER INTERNATIONAL CENTER CHINA



Fuente: Experience of China in the Construction of Super High – Rise Structures

EJERCICIO 6

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 30 PISOS (TIPO PORTICOS ARRIOSTRADOS)

ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CORTE BASAL (ASCE-7)

PÓRTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS

TIPO DE SUELO B

CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D

Z= 0,4

Ss= 2,04

S1= 0,82

Fa= 1

Fv= 1

SM1= Fv.S1 0,82

SMS= 2,04

h 90 m

Ct= 0,0488

x= 0,75

SD1= 0,5467

SDS= 1,3600

Ta= 1.42

Cu.Ta 1,990

$T \leq Cu.Ta$

R (COEFICIENTE DE REDUCCIÓN)	7
I (IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA)	1
Cs=	0,026115
W=	27840
V=	727.04

ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CORTE BASAL (NEC-11)

TIPO DE SUELO	B
ACELERACIÓN SÍSMICA (Z)	0,4
TIPO DE ESTRUCTURA	PÓRTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS
Fa=	1
Fd=	1
Fs=	0,75
$T = Ct h_n^\alpha$	2,13
hn=	90 m

Para estructuras de acero con arrastramientos $Ct=0.073$ y $\alpha = 0.75$.

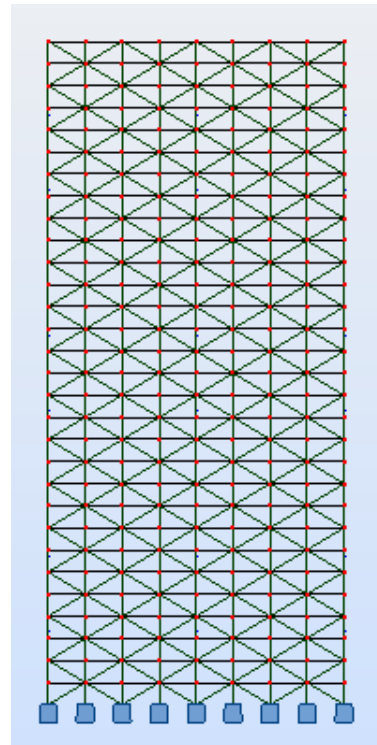
Tc=	0,4125	TL=	2,4	To=	0,075
r=	1				
n=	2,48				
Sa=	0,192				
I=	1				
R=	7				
W=	27840 Ton				

$$V = \frac{I S a}{R \phi_p \phi_s} W = 941.9 \text{ Ton}$$

PORTICO CON ARRIOSTRAMIENTO

DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	x	y	z
MAXIMO	262,53	262,53	33,67
NUDO	2474	2505	1862
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-262,53	-262,53	-75,28
NUDO	2473	2434	2511
COMBINACIÓN	10	12	8

MODO	FRECUENCIA	PERIODO
1	0,43	2,33
2	0,43	2,33
3	0,82	1,22
4	1,36	0,74
5	1,36	0,74
6	2,46	0,41
7	2,48	0,4
1	0,43	2,33
2	0,43	2,33
3	0,82	1,22
4	1,36	0,74
5	1,36	0,74
6	2,46	0,41
7	2,48	0,4
1	0,43	2,33
2	0,43	2,33
3	0,82	1,22
4	1,36	0,74
5	1,36	0,74
6	2,46	0,41
7	2,48	0,4



4.2.4-VIGA ESTABILIZADORA U OUTRIGGERS

El sistema de la viga estabilizadora ha estado arraigado en la historia, y es un elemento básico en la eficiencia y economía del diseño de edificios; este sistema se ha aplicado en los edificios desde los últimos 35 años, pero como elemento estructural tiene mucha historia, se suele usar en el mástil para estabilizar la vela de los barcos. En los edificios, este beneficio está relacionado para proporcionar una reducción de los momentos de volteo en el núcleo de la estructura.

Los edificios en la actualidad disponen de un núcleo central, el cual sirve para albergar e incorporar diferentes sistemas, los núcleos centrales o muros de corte proporcionan a la edificación gran rigidez, si se incorpora a este sistema la viga estabilizadora se realiza significativamente la capacidad de resistencia a las fuerzas de volteo.

Es un sistema conformado por barras arriostradas (outriggers o vigas estabilizadoras) las que son conectadas a las columnas perimetrales con el núcleo central, permitiendo aumentar la rigidez de la estructura y evitando los desplazamientos excesivos en edificios de altura.

Cuando un edificio es sometido a cargas laterales, los esfuerzos en el núcleo central son disminuídos a través de las columnas perimetrales; las columnas conectadas a las vigas estabilizadoras permiten generar un par de fuerzas que proporciona un momento que estabiliza a la estructura.

Entre los edificios construídos con este sistema se puede mencionar los siguientes:

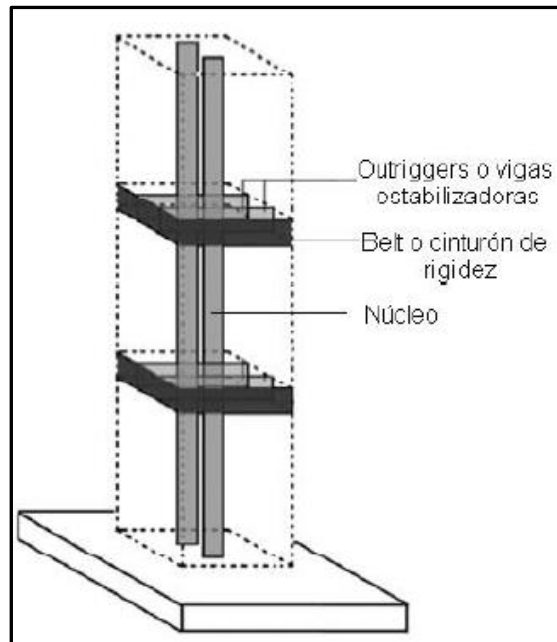
EDIFICIO	MATERIAL	UBICACIÓN	ALTURA (m)
Trump International Hotel and Tower	Hormigón Armado	Chicago	345
City Spire	Hormigón Armado	New York	248
One Liberty Place	Acero	Filadelfia	269
Torre Espacio	Hormigón Armado	España	223

IMAGEN 61 EDIFICION KONG CENTER



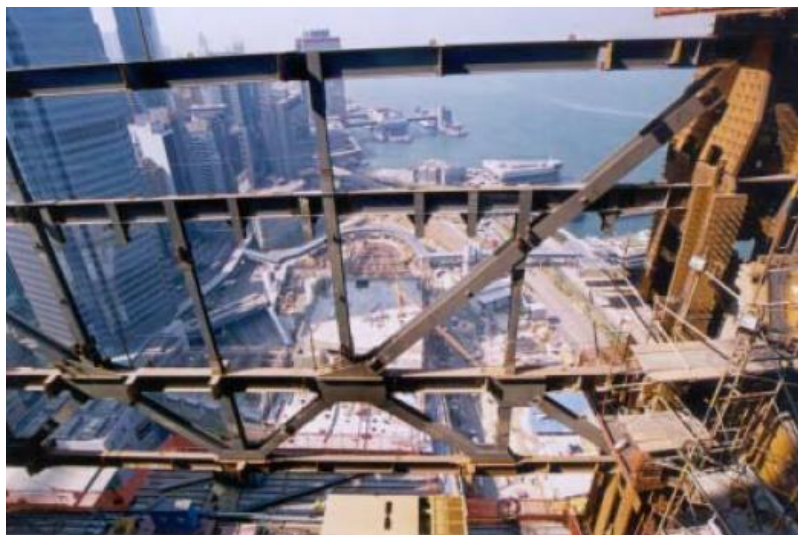
Fuente: The construction of super High – rise Composite Structures in Hong Kong

IMAGEN 62 VIGA ESTABILIZADORA U OUTRIGGERS



Fuente: Project Outrigger Truss System

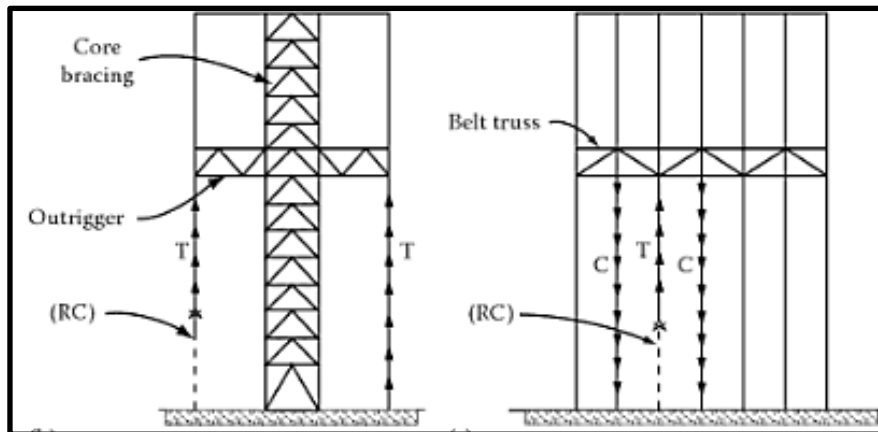
IMAGEN 63 INSTALACION DEL CINTURON DE RIGIDEZ INTERNACIONAL FINANCE CENTER 2



Fuente: The construction of super High – rise Composite Structures in Hong Kong

COMPORTAMIENTO DE LA VIGA ESTABILIZADORA

IMAGEN 64 COMPORTAMIENTO DE LA VIGA ESTABILIZADORA



Fuente: Structural Analysis and Design of Tall Buildings

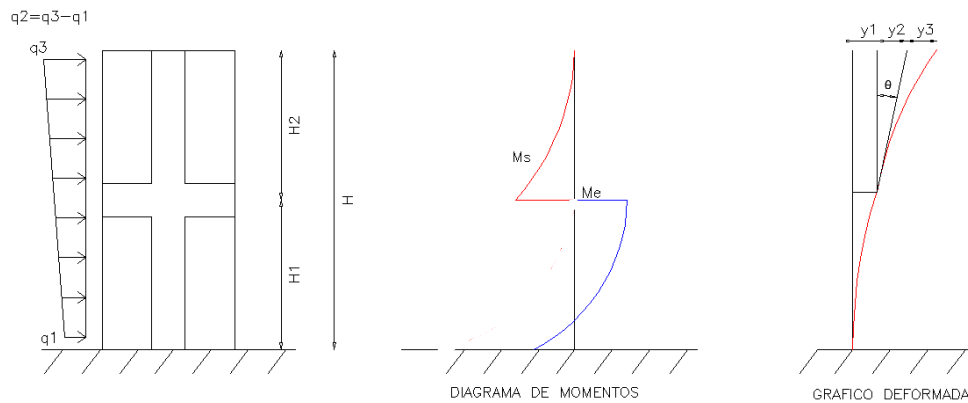
La viga estabilizadora y el cinturón de rigidez es un sistema para resistir cargas laterales, en donde las columnas externas son atadas al núcleo central a través del cinturón de rigidez, cuando la carga lateral actúa sobre el edificio, la flexión que se genera en el núcleo o muro de corte es rigidizado por el sistema, el cual induce esfuerzos de tracción y compresión a las columnas, permitiendo disipar rápidamente la energía.

El edificio, cuando está sometido a cargas laterales tiende a oscilar, la respuesta ante este fenómeno de la viga outrigger es proporcionar cierto equilibrio en la estructura, permitiendo disipar los esfuerzos rápidamente. Este sistema genera en la edificación una respuesta contraria a la dirección del desplazamiento, generando esfuerzos de tracción en las columnas perimetrales y esfuerzos de compresión y tracción de manera intercalada entre columnas interiores.

4.3-OBTENCIÓN DE LA POSICIÓN ÓPTIMA DE LA VIGA ESTABILIZADORA U OTRIGGER

4.3.1-ESTUDIO MEDIANTE UN ENFOQUE ANALÍTICO

IMAGEN 65 ENFOQUE ANALÍTICO



$$Y_{\text{total}} = Y_1 + Y_2 + Y_3$$

Y_1 = Desplazamiento lateral del edificio a nivel de la viga estabilizadora.

Y_2 = Desplazamiento en el tope del edificio a causa de la deformación lineal generada por el giro de la viga estabilizadora.

Y_3 = Desplazamiento en el tope del edificio a causa del sismo.

$$M_{e1} = M_s - M_1$$

$$M_{e1} = \frac{q_2(H-z)^2}{3} + \frac{q_1(H-z)^2}{2} - M_1 \quad \text{ec.2}$$

$$M_{e1} = \frac{q_2(H^2 - 2HZ + Z^2)}{3} + \frac{q_1(H^2 - 2HZ + Z^2)}{2} - M_1 \quad \text{ec.2}$$

Integrando la ecuación 2.

$$\Theta = \frac{q_2}{3EI} \left(H^2 Z - \frac{2HZ^2}{2} + \frac{Z^3}{3} \right) + \frac{q_1}{2EI} \left(H^2 Z - \frac{2HZ^2}{2} + \frac{Z^3}{3} \right) - \frac{M_1 Z}{EI} \quad \text{ec.3}$$

$$Z=H1$$

$$\Theta 1 = \frac{q2}{3EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) - \frac{M1H1}{EI} \text{ ec.4}$$

Integrando la ecuación 4

$$Y = \frac{q2}{3EI} \left(\frac{H^2 Z^2}{2} - \frac{HZ^3}{3} + \frac{Z^4}{12} \right) + \frac{q1}{2EI} \left(\frac{H^2 Z^2}{2} - \frac{HZ^3}{3} + \frac{Z^4}{12} \right) - \frac{M1Z^2}{2EI}$$

$$Z=H1$$

$$Y1 = \frac{q2}{3EI} \left(\frac{H^2 H1^2}{2} - \frac{HH1^3}{3} + \frac{H1^4}{12} \right) + \frac{q1}{2EI} \left(\frac{H^2 H1^2}{2} - \frac{HH1^3}{3} + \frac{H1^4}{12} \right) - \frac{M1H1^2}{2EI}$$

$$\text{Tan}\theta = \frac{Y2}{H2}$$

$$Y2 = \Theta H2$$

$$H2 = H - H1$$

$$Y3 = \frac{q3H2^4}{8EI}$$

$$Y_{\text{total}} = \frac{q2}{3EI} \left(\frac{H^2 H1^2}{2} - \frac{HH1^3}{3} + \frac{H1^4}{12} \right) + \frac{q1}{2EI} \left(\frac{H^2 H1^2}{2} - \frac{HH1^3}{3} + \frac{H1^4}{12} \right) - \frac{M1H1^2}{2EI} + \theta 1 H2 + \frac{q3H2^4}{8EI}$$

$$M1 = N \cdot d$$

$$N = \frac{\theta 1 E A d}{2H1}$$

$$M = \frac{\theta 1 E A d^2}{2H1}$$

$$\Theta 1 = \frac{2M1H1}{EA d^2} \text{ ec.15}$$

Igualar ec.15 y ec.4

$$\Theta 1 = \frac{q2}{3EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) - \frac{M1H1}{EI} \text{ ec.4}$$

$$\Theta 1 = \frac{2M1H1}{EA d^2} \text{ ec.15}$$

$$\frac{2M1H1}{EA d^2} = \frac{q2}{3EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) - \frac{M1H1}{EI}$$

$$\frac{2M1H1}{EA d^2} + \frac{M1H1}{EI} = \frac{q2}{3EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3})$$

$$M1\left(\frac{2H1}{EA d^2} + \frac{H1}{EI}\right) = \frac{q2}{3EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3})$$

$$M1\left(\frac{2H1+H1Ad^2}{EA d^2 I}\right) = \frac{q2}{3EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2EI} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3})$$

$$M1 = \frac{q2Ad^2}{6H1I + 3H1Ad^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1Ad^2}{4H1I + 2H1Ad^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) \text{ ec.16}$$

Igualar ecuación 15 y 16

$$\frac{\theta1 EAd^2}{2H1} = \frac{q2Ad^2}{6H1I + 3H1Ad^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1Ad^2}{4H1I + 2H1Ad^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3})$$

$$\theta1 = \frac{2q2}{6EI + 3AE d^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q1}{2IE + EAd^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3})$$

$$Y \text{ total} = \frac{q2}{3EI} \left(\frac{H^2 H1^2}{2} - \frac{HH1^3}{3} + \frac{H1^4}{12}\right) + \frac{q1}{2EI} \left(\frac{H^2 H1^2}{2} - \frac{HH1^3}{3} + \frac{H1^4}{12}\right) - \frac{q2Ad^2 H1}{12EI^2 + 6EIA d^2} (H^2 H1 -$$

$$HH1 + \frac{H1^3}{3}) - \frac{q1d^2 H1}{8I^2 E + 4AEId^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{2q2H2}{6EI + 3AE d^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) +$$

$$\frac{q1H2}{2IE + EAd^2} (H^2 H1 - HH1^2 + \frac{H1^3}{3}) + \frac{q3H2^4}{8EI}$$

q1= Esfuerzo en la base del edificio (esfuerzo obtenido mediante una análisis de corte basal)

q3= Esfuerzo en el último piso del edificio (esfuerzo obtenido mediante una análisis de corte basal)

$$q2 = q3 - q1$$

I= Momento de inercia del núcleo o muro de corte del edificio

H= Altura total del edificio

A= Área de las columnas perimetrales

d= distancia entre columnas perimetrales del edificio

q1=	0,12 Ton/m
q2=	103,55 Ton/m
q3=	103,67 Ton/m
E	21000000 Ton/m ²
I	94,88 m ⁴
H=	90 m

AREA= 0,82 m2
 ANCHO= 40 m

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTO (mm)	ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTO (mm)
3	376,738	48	72,889
6	332,153	51	71,314
9	292,169	54	70,988
12	256,500	57	71,762
15	224,868	60	73,492
18	197,003	63	76,046
21	172,646	66	79,302
24	151,545	69	83,145
27	133,460	72	87,470
30	118,156	75	92,180
33	105,412	78	97,190
36	95,012	81	102,420
39	86,752	84	107,803
42	80,434	87	113,278
45	75,872	90	118,796

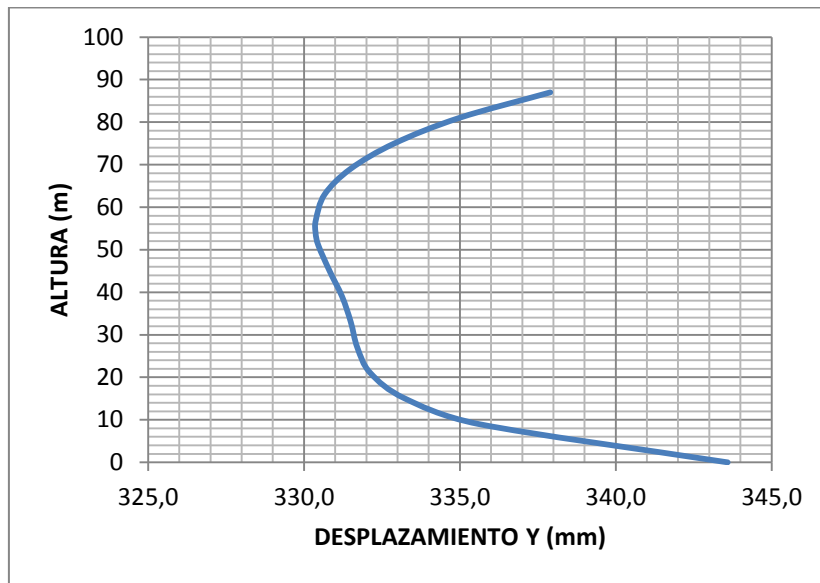


4.3.1-ESTUDIO MEDIANTE UN ENFOQUE COMPUTARIZADO

El estudio mediante un enfoque computarizado, consiste en modelar un edificio de 30 pisos en el programa Robot Structural, cuyas columnas poseen una sección (OR) 600x600X12 mm, las vigas son perfiles (IR) 305X129.7 y las barras que conforman el sistema de viga estabilizadora tienen un perfil (OR) 250x250x12 mm, los perfiles fueron obtenidos del manual de construcción en acero DEP Tercera Edición. Posteriormente al conformar un modelo que consiste en un pórtico a momento, se elaboró el sistema de Viga Estabilizadora, el análisis consiste en ir probando piso por piso el comportamiento de la estructura con el sistema, hasta encontrar la posición más óptima.

La posición más óptima se obtuvo en el piso 54 cuya altura es 18 metros, la altura corresponde al 60% de la altura del edificio, este comportamiento coincide con el análisis realizado mediante un enfoque analítico.

ALTURA	PISO	DESPLZAMIENTO	ALTURA	PISO	DESPLZAMIENTO
0	1	343,6	51	17	330,5
9	3	335,6	54	18	330,4
15	5	333,2	57	19	330,4
21	7	332,1	63	21	330,7
27	9	331,7	69	23	331,5
33	11	331,5	75	25	332,9
39	13	331,2	81	27	335,0
45	15	330,8	87	29	337,9



A continuación se realiza un estudio que consiste en el diseño de diferentes modelos mediante el programa Robot Structural, este estudio tiene como finalidad comprobar de manera técnica y económica, que la configuración del Sistema de la Viga Estabilizadora, es el más recomendable para conformar un edificio de 30 pisos.

RESULTADOS

Las características del material utilizado en el presente estudio se explican a continuación:

El acero utilizado es el (A36).

MÓDULO DE ELASTICIDAD

Es la propiedad que tiene los materiales, controla la recuperación de tamaño y forma después de la deformación, es la relación del esfuerzo y la deformación.

Se representa con la letra E.

$$E=2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

LÍMITE DE ELASTICIDAD

Es el esfuerzo uniaxial que se aplica en un material sin causarle una deformación permanente.

PLASTICIDAD

Es una propiedad contraria a la elasticidad, permite que los cuerpos conserven la deformación después de ser sometidos a una carga.

LÍMITE DE FLUENCIA

Es un esfuerzo a partir del cual el material presenta un incremento irreversible de sus deformaciones, sin existir necesariamente un incremento de sus esfuerzos.

$$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

MÓDULO DE CORTE

Este valor permite determinar la resistencia a esfuerzos de corte en el material, se obtiene a partir de la constante de Poisson (ν).

Se representa con la letra G.

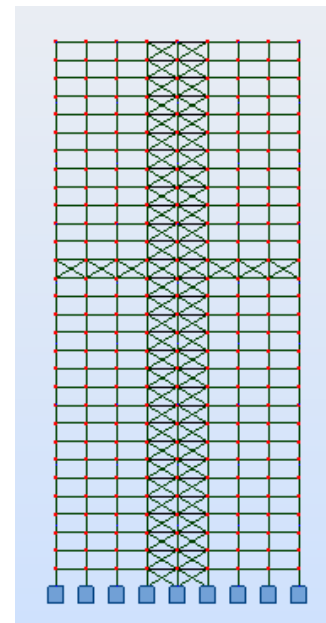
$$U = 0.3$$

$$G = 807692.31 \text{ Kg/cm}^2$$

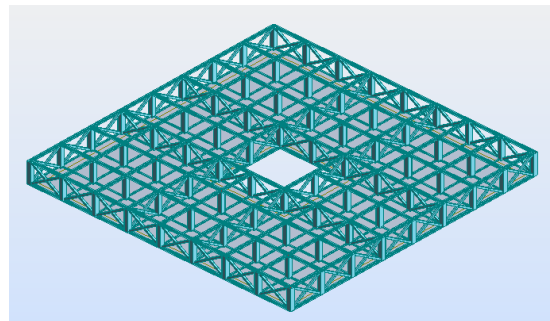
PORTICO CON VIGA ESTABILIZADO I

SECCION DE VIGAS
TIPO (IR) 305X129,7
SECCION DE COLUMNAS
TIPO (OR) 600x600x12
SECCION RIOTRAS
VIGA ESTABILIZADORA
TIPO (OR) 250X250X12
MURO DE CORTE

DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	X	Y	Z
MAXIMO	330,37	330,13	19,66
NUDO	2442	2444	834
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-330,33	-330,11	-66,7
NUDO	2433	2441	2426
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,33	3
4	2	0,33	3
4	3	0,33	3
4	4	1,03	0,97
4	5	1,07	0,94
4	6	1,07	0,94
4	7	1,67	0,6
4	8	1,92	0,52
5	1	0,33	3
5	2	0,33	3
5	3	0,33	3
5	4	1,03	0,97
5	5	1,07	0,94
5	6	1,07	0,94
5	7	1,67	0,6
5	8	1,92	0,52
6	1	0,33	3
6	2	0,33	3
6	3	0,33	3
6	4	1,03	0,97
6	5	1,07	0,94
6	6	1,07	0,94
6	7	1,67	0,6
6	8	1,92	0,52



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO II

SECCION DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCION DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCION RIOTRAS

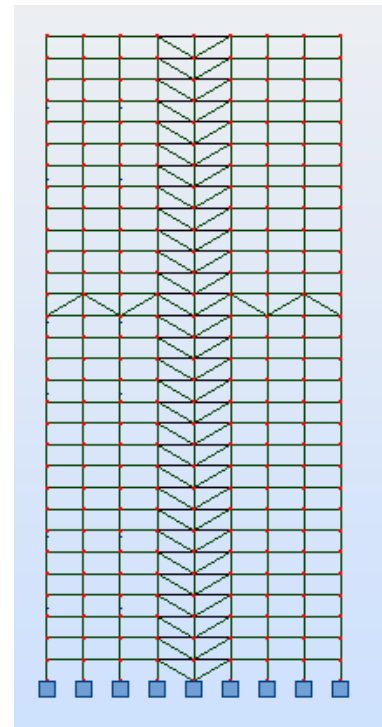
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 250X250X12

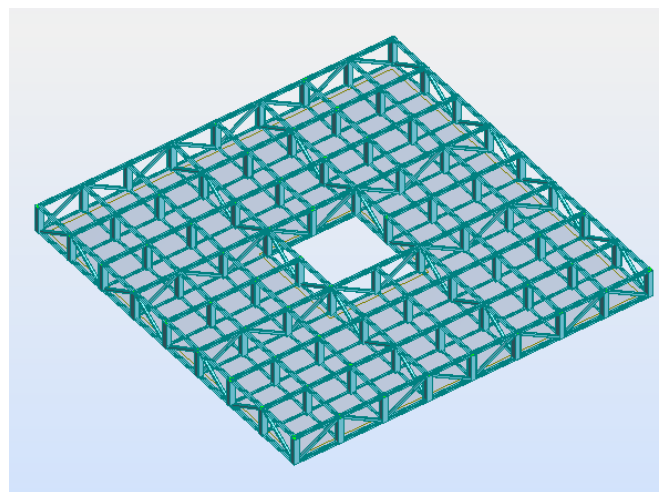
MURO DE CORTE

TIPO (OR) 250X250X12

DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	X	Y	Z
MAXIMO	347,23	347,23	18,17
NUDO	2498	2527	2498
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-347,23	-347,23	-67,45
NUDO	2497	2456	2490
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,31	3,21
4	2	0,31	3,2
4	3	0,31	3,2
4	4	0,96	1,04
4	5	0,98	1,02
4	6	0,98	1,02
4	7	1,57	0,64
4	8	1,72	0,58
5	1	0,31	3,21
5	2	0,31	3,2
5	3	0,31	3,2
5	4	0,96	1,04
5	5	0,98	1,02
5	6	0,98	1,02
5	7	1,57	0,64
5	8	1,72	0,58
6	1	0,31	3,21
6	2	0,31	3,2
6	3	0,31	3,2
6	4	0,96	1,04
6	5	0,98	1,02
6	6	0,98	1,02
6	7	1,57	0,64
6	8	1,72	0,58



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO III

SECCION DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCION DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCION RIOTRAS

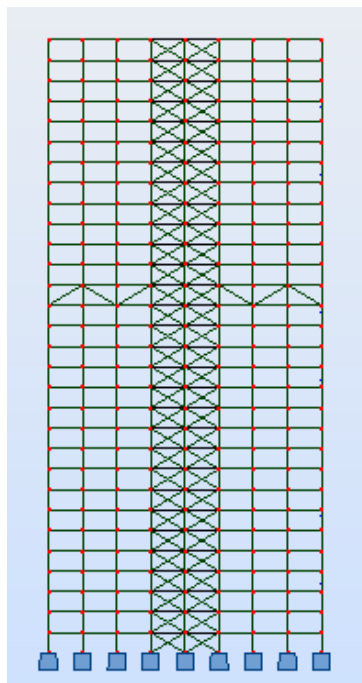
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 250X250X12

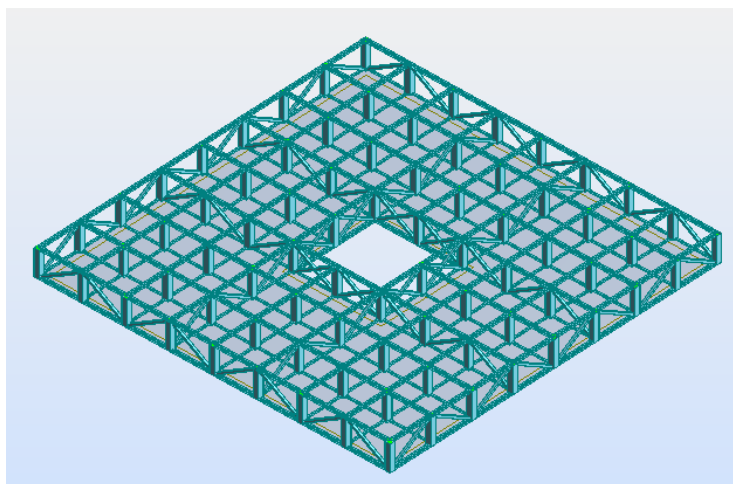
MURO DE CORTE

TIPO (OR) 250X250X12

	DESPLAZAMIENTOS (mm)		
	X	Y	Z
MAXIMO	334,27	334,27	19,84
NUDO	2483	2494	972
COMBINACIÓN	5	11	5
MINIMO	-334,27	-334,27	-67,01
NUDO	2483	2494	2507
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,33	3,04
4	2	0,33	3,04
4	3	0,33	3,01
4	4	1,03	0,97
4	5	1,06	0,94
4	6	1,06	0,94
4	7	1,67	0,6
4	8	1,91	0,52
5	1	0,33	3,04
5	2	0,33	3,04
5	3	0,33	3,01
5	4	1,03	0,97
5	5	1,06	0,94
5	6	1,06	0,94
5	7	1,67	0,6
5	8	1,91	0,52
6	1	0,33	3,04
6	2	0,33	3,04
6	3	0,33	3,01
6	4	1,03	0,97
6	5	1,06	0,94
6	6	1,06	0,94
6	7	1,67	0,6
6	8	1,91	0,52



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO IV

SECCIÓN DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCIÓN DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCIÓN RIOTRAS

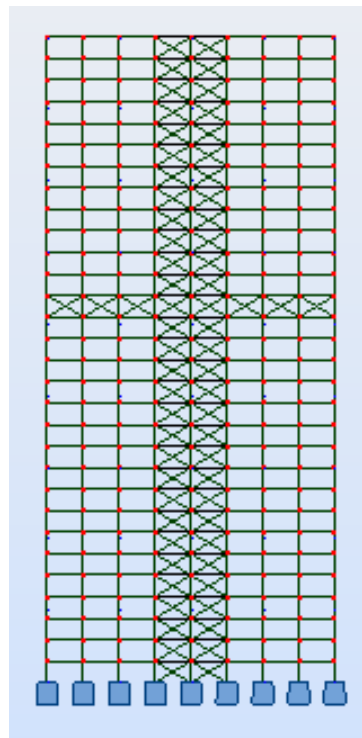
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 250X250X12

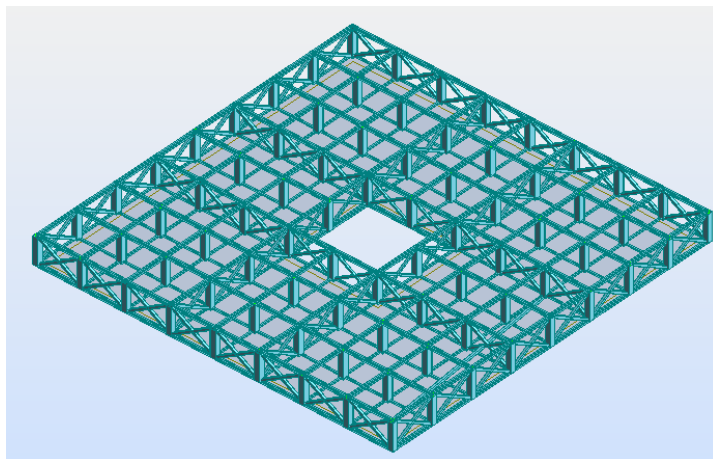
MURO DE CORTE

TIPO (OR) 200X200X12

	DESPLAZAMIENTOS (mm)		
	X	Y	Z
MAXIMO	333,68	333,41	18,73
NUDO	2442	2444	834
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-333,61	-333,39	-66,76
NUDO	2433	2441	2426
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,33	3,07
4	2	0,33	3,05
4	3	0,33	3,05
4	4	1,01	0,99
4	5	1,05	0,96
4	6	1,05	0,96
4	7	1,63	0,61
4	8	1,86	0,54
5	1	0,33	3,07
5	2	0,33	3,05
5	3	0,33	3,05
5	4	1,01	0,99
5	5	1,05	0,96
5	6	1,05	0,96
5	7	1,63	0,61
5	8	1,86	0,54
6	1	0,33	3,07
6	2	0,33	3,05
6	3	0,33	3,05
6	4	1,01	0,99
6	5	1,05	0,96
6	6	1,05	0,96
6	7	1,63	0,61
6	8	1,86	0,54



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO V

SECCIÓN DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCIÓN DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCIÓN RIOTRAS

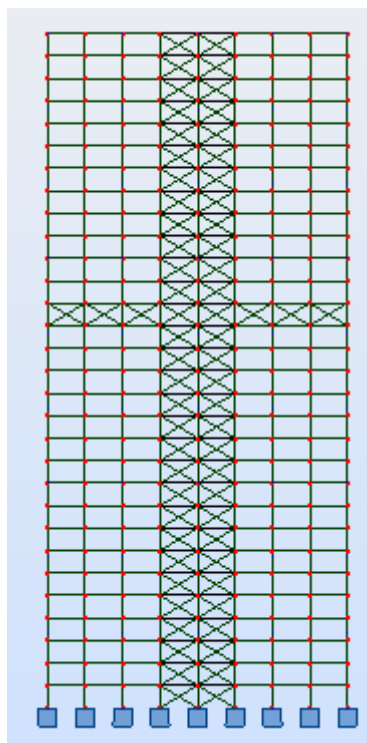
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 200X200X12

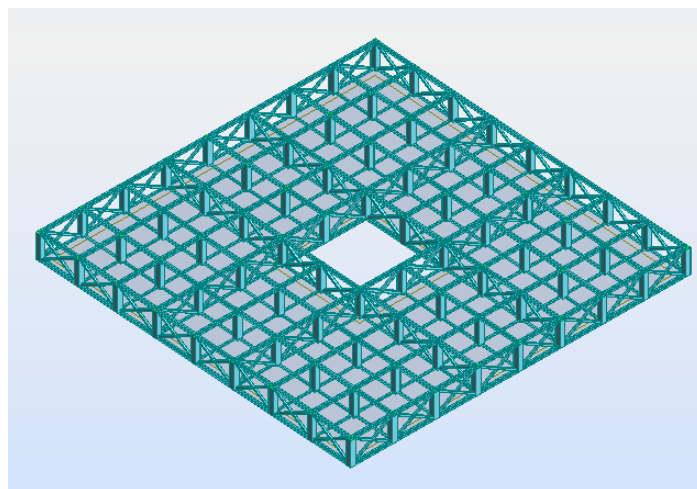
MURO DE CORTE

TIPO (OR) 250X250X12

	DESPLAZAMIENTOS (mm)		
	X	Y	Z
MAXIMO	331,66	331,39	19,69
NUDO	2442	2444	834
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-331,58	-331,36	-66,78
NUDO	2433	2441	2426
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,33	3,01
4	2	0,33	3,01
4	3	0,33	3
4	4	1,03	0,97
4	5	1,06	0,94
4	6	1,06	0,94
4	7	1,67	0,6
4	8	1,92	0,52
5	1	0,33	3,01
5	2	0,33	3,01
5	3	0,33	3
5	4	1,03	0,97
5	5	1,06	0,94
5	6	1,06	0,94
5	7	1,67	0,6
5	8	1,92	0,52
6	1	0,33	3,01
6	2	0,33	3,01
6	3	0,33	3
6	4	1,03	0,97
6	5	1,06	0,94
6	6	1,06	0,94
6	7	1,67	0,6
6	8	1,92	0,52



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO VI

SECCIÓN DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCIÓN DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCIÓN RIOTRAS

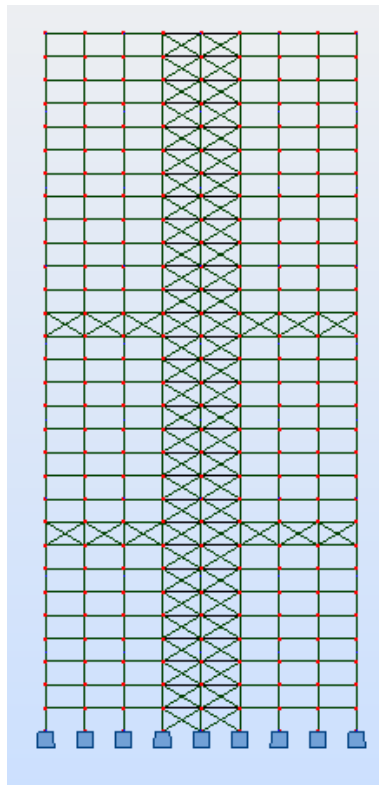
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 250X250X12

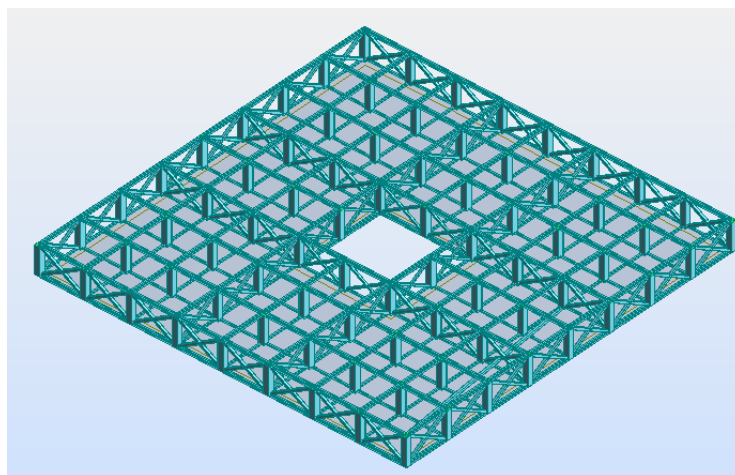
MURO DE CORTE

TIPO (OR) 250X250X12

	DESPLAZAMIENTOS (mm)		
	X	Y	Z
MAXIMO	315,65	315,38	19,99
NUDO	2442	2444	2448
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-315,55	-315,35	-66,44
NUDO	2433	2441	2426
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,35	2,82
4	2	0,36	2,79
4	3	0,36	2,79
4	4	1,04	0,96
4	5	1,08	0,92
4	6	1,08	0,92
4	7	1,69	0,59
4	8	1,94	0,52
5	1	0,35	2,82
5	2	0,36	2,79
5	3	0,36	2,79
5	4	1,04	0,96
5	5	1,08	0,92
5	6	1,08	0,92
5	7	1,69	0,59
5	8	1,94	0,52
6	1	0,35	2,82
6	2	0,36	2,79
6	3	0,36	2,79
6	4	1,04	0,96
6	5	1,08	0,92
6	6	1,08	0,92
6	7	1,69	0,59
6	8	1,94	0,52



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO VII

SECCIÓN DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCIÓN DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCIÓN RIOTRAS

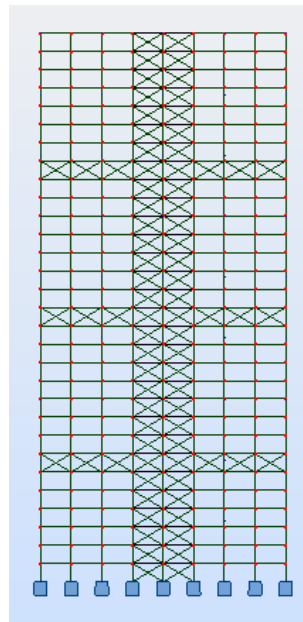
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 250X250X12

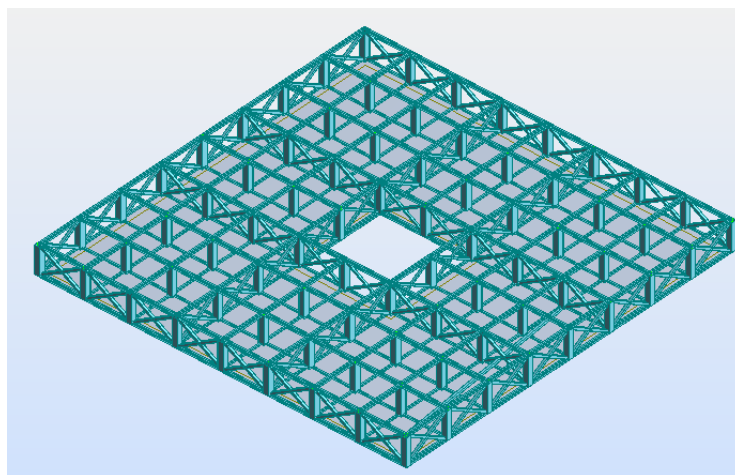
MURO DE CORTE

TIPO (OR) 250X250X12

DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	X	Y	Z
MAXIMO	301,7	301,31	20,34
NUDO	2442	2444	2455
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-301,52	-301,26	-65,91
NUDO	2433	2441	2426
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,37	2,74
4	2	0,37	2,71
4	3	0,37	2,71
4	4	1,1	0,91
4	5	1,15	0,87
4	6	1,15	0,87
4	7	1,82	0,55
4	8	2,06	0,48
5	1	0,37	2,74
5	2	0,37	2,71
5	3	0,37	2,71
5	4	1,1	0,91
5	5	1,15	0,87
5	6	1,15	0,87
5	7	1,82	0,55
5	8	2,06	0,48
6	1	0,37	2,74
6	2	0,37	2,71
6	3	0,37	2,71
6	4	1,1	0,91
6	5	1,15	0,87
6	6	1,15	0,87
6	7	1,82	0,55
6	8	2,06	0,48



PÓRTICO CON VIGA ESTABILIZADO VIII

SECCIÓN DE VIGAS

TIPO (IR) 305X129,7

SECCIÓN DE COLUMNAS

TIPO (OR) 600x600x12

SECCIÓN RIOTRAS

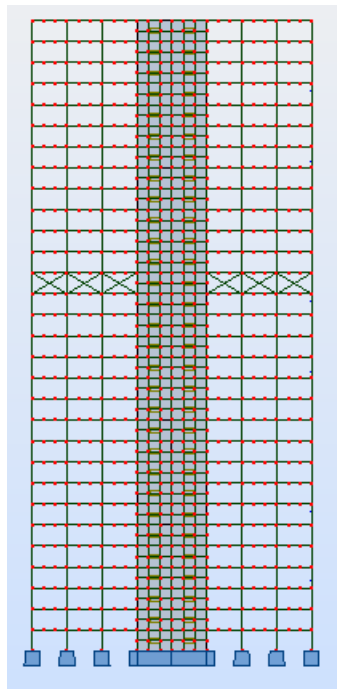
VIGA ESTABILIZADORA

TIPO (OR) 250X250X12

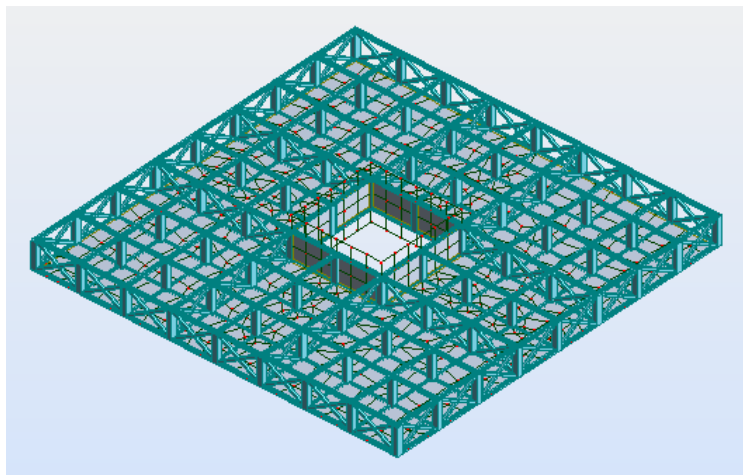
MURO DE CORTE

MURO DE HORMIGÓN e=30 cm

DESPLAZAMIENTOS (mm)			
	X	Y	Z
MAXIMO	287,62	287,45	20,21
NUDO	2433	2441	22422
COMBINACIÓN	9	11	5
MINIMO	-287,5	-287,44	-61,97
NUDO	2433	2441	25537
COMBINACIÓN	10	12	8



CASO	MODO	FRECUENCIA	PERIODO
4	1	0,42	2,41
4	2	0,42	2,41
4	3	0,52	1,91
4	4	1,56	0,64
4	5	1,56	0,64
4	6	1,59	0,63
4	7	2,54	0,39
4	8	3,35	0,3
5	1	0,42	2,41
5	2	0,42	2,41
5	3	0,52	1,91
5	4	1,56	0,64
5	5	1,56	0,64
5	6	1,59	0,63
5	7	2,54	0,39
5	8	3,35	0,3
6	1	0,42	2,41
6	2	0,42	2,41
6	3	0,52	1,91
6	4	1,56	0,64
6	5	1,56	0,64
6	6	1,59	0,63
6	7	2,54	0,39
6	8	3,35	0,3



CATIPULO V COMPARACIÓN ESTRUCTURAL

5.1-COMPARACIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON Y SIN VIGA ESTABILIZADORA

5.1.1-PERÍODOS MODALES DE LAS ESTRUCTURAS

En el análisis se ha utilizado el método de diseño llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” (LRFD); este método establece ciertas combinaciones, las cuales poseen factores de seguridad que son multiplicadas a las cargas, con el objeto de proveer al diseño de los requerimientos necesarios para resistir a la peor situación.

TIPO DE CARGAS	
1	CARGA PERMANENTE
2	CARGA MUERTA
3	CARGA VIVA
5	SISMO X
6	SISMO Y

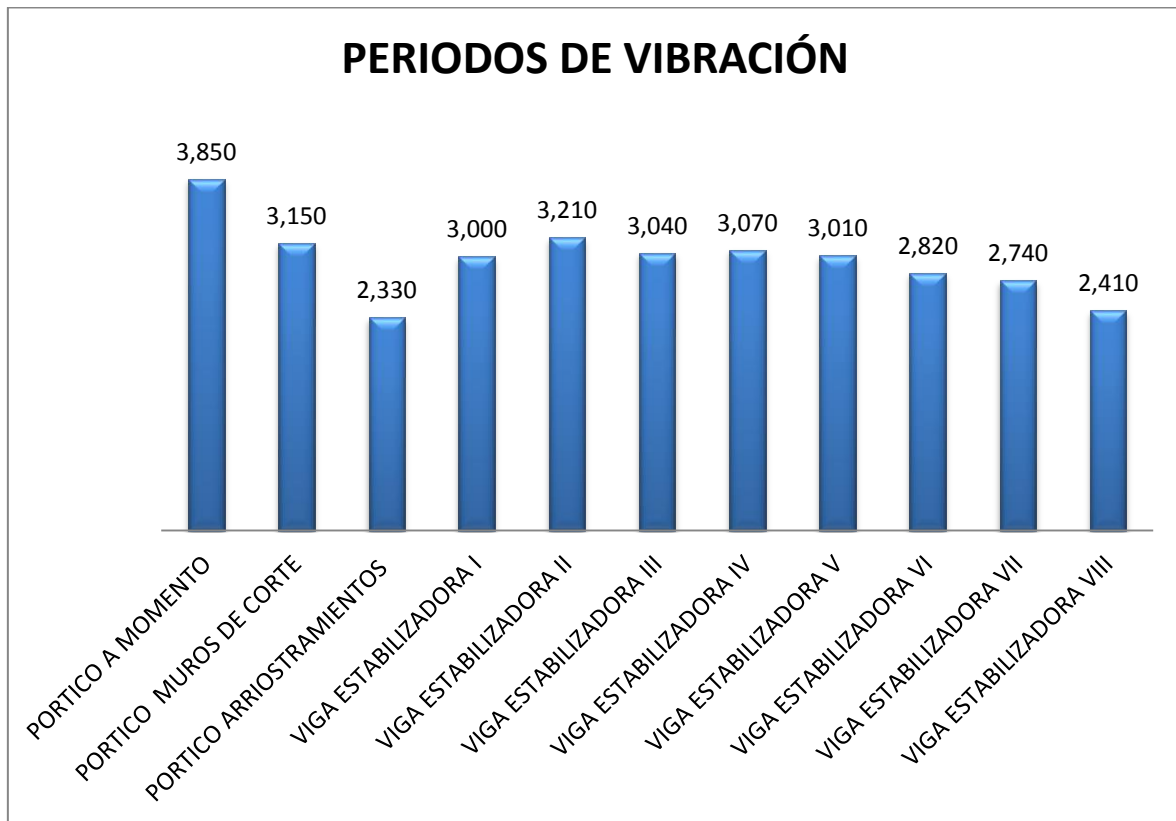
COMBINACIONES DE CARGA	
7	$(CM+CP)*1.40$
8	$(CM+CP)*1.20+CV*1.60$
9	$(CM+CP)*1.20+CV*0.50+EX*1.00$
10	$(CM+CP)*1.20+CV*0.50+EX*-1.00$
11	$(CM+CP)*1.20+CV*0.50+EY*1.00$
12	$(CM+CP)*1.20+CV*0.50+EY*-1.00$

A continuación, se muestra un resumen de cada uno de los modelos establecidos en el Capítulo IV, con los períodos de vibración, que indica el máximo lapso que separa dos instantes, en los que el sistema se encuentra en el mismo estado, con el mismo modo de

vibración. Este análisis es muy importante, ya que nos permite determinar qué sistema es el más rígido y por ende, cual es el que posee la mayor probabilidad de sufrir máximos desplazamientos.

TIPO	PERIODO DE VIBRACIÓN (segundos)	PERIODO DE VIBRACION CALCULADO (ASCE 7)	PERIODO DE VIBRACION CALCULADO (NEC 11)
PORTICO RESISTENTE MOMENTO	3,850	2,649	2,7
PORTICO CON MUROS DE CORTE	3,150	2,64	2,13
PORTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS	2,330	1,42	2,13
VIGA ETABAILIZADORA	3,000	2,64	2,13

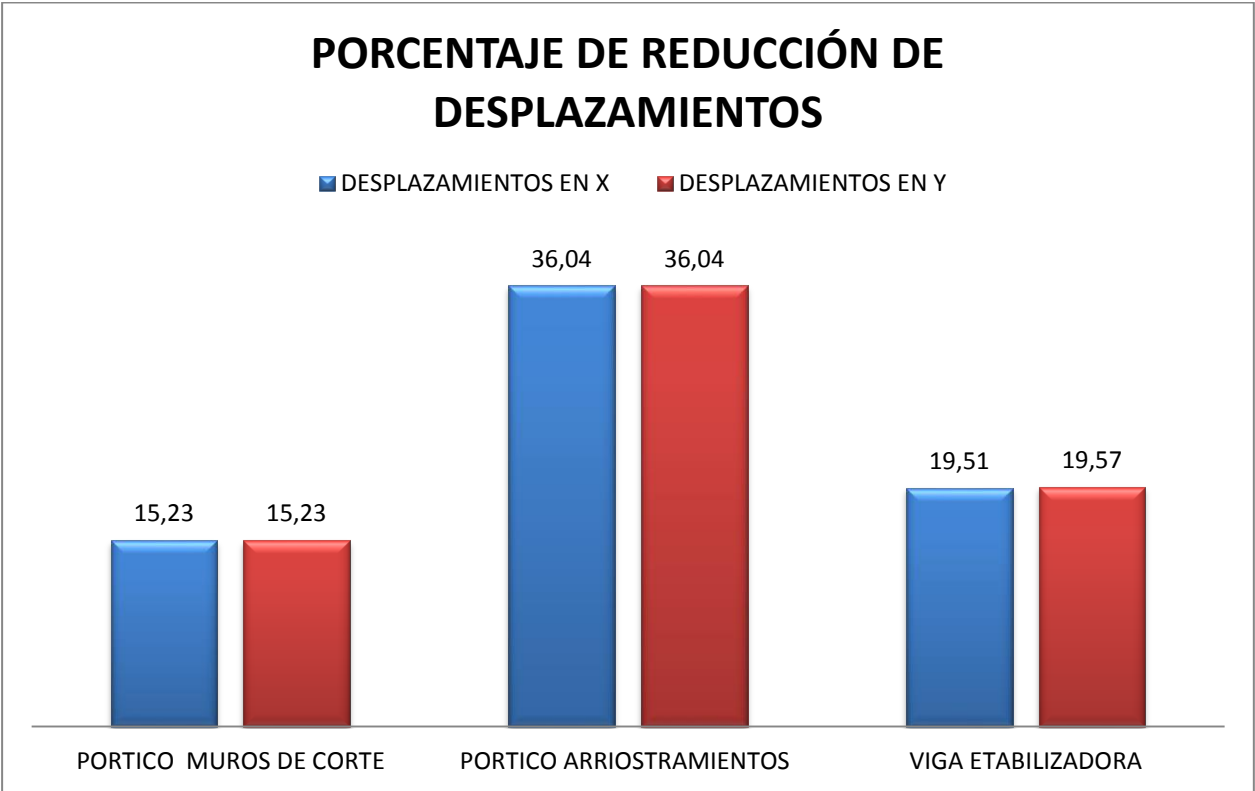
TIPO	PERIODO DE VIBRACIÓN (segundos)
VIGA ESTABAILIZADORA I	3,000
VIGA ESTABAILIZADORA II	3,210
VIGA ESTABAILIZADORA III	3,040
VIGA ESTABAILIZADORA IV	3,070
VIGA ESTABAILIZADORA V	3,010
VIGA ESTABAILIZADORA VI	2,820
VIGA ESTABAILIZADORA VII	2,740
VIGA ESTABAILIZADORA VIII	2,410



5.1.2-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO

A continuación se muestra un resumen detallado de los desplazamientos generados por cada uno de los sistemas estructurales, este análisis se realiza con el objeto de comparar el comportamiento de los sistemas tradicionales, con los sistemas que conforman la Viga Estabilizadora.

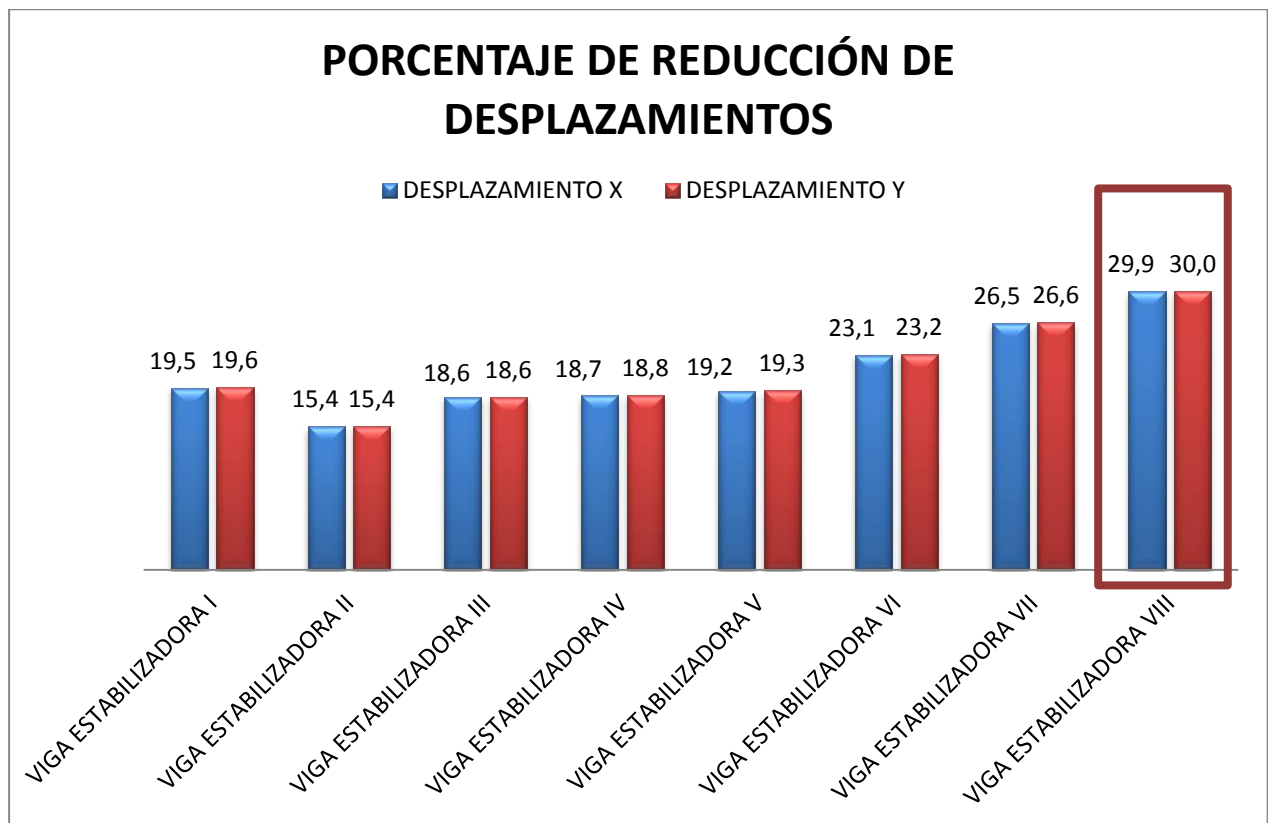
TIPO	COMBINACIÓN DE CARGA	DESPLAZAMINETO EJE X (cm)	DESPLAZAMINETO EJE Y (cm)
PORTICO A MOMENTO	9,5,11	410,4500	410,4500
PORTICO MUROS DE CORTE	9,5,11	347,9400	347,9400
PORTICO ARRIOSTRAMIENTOS	9,5,11	262,5300	262,5300
VIGA ETABILIZADORA	9,5,11	330,3700	330,1300



TIPO	COMBINACIÓN DE CARGA	DESPLAZAMINETO EJE X (cm)	DESPLAZAMINETO EJE Y (cm)
VIGA ESTABILIZADORA I	9,5,11	330,3700	330,1300
VIGA ESTABILIZADORA II	9,5,11	347,2300	347,2300
VIGA ESTABILIZADORA III	9,5,11	334,2700	334,2700
VIGA ESTABILIZADORA IV	9,5,11	333,6800	333,4100
VIGA ESTABILIZADORA V	9,5,11	331,6600	331,3900
VIGA ESTABILIZADORA VI	9,5,11	315,6500	315,3800
VIGA ESTABILIZADORA VII	9,5,11	301,7000	301,3100
VIGA ESTABILIZADORA VIII	9,5,11	287,6200	287,4500

A continuación se muestra los porcentajes que corresponden a la diferencia de desplazamientos con el uso del Sistema de la Viga Estabilizadora.

TIPO	PORCENTAJE DE REDUCCION DE DESPLAZAMINETO X (%)	PORCENTAJE DE REDUCCION DE DESPLAZAMINETO Y (%)
VIGA ESTABILIZADORA I	19,5	19,6
VIGA ESTABILIZADORA II	15,4	15,4
VIGA ESTABILIZADORA III	18,6	18,6
VIGA ESTABILIZADORA IV	18,7	18,8
VIGA ESTABILIZADORA V	19,2	19,3
VIGA ESTABILIZADORA VI	23,1	23,2
VIGA ESTABILIZADORA VII	26,5	26,6
VIGA ESTABILIZADORA VIII	29,9	30,0



En el presente análisis podemos concluir que el sistema más recomendable para el diseño de un edificio de 30 pisos, es el que corresponde a un pórtico con arriostramientos, ya que posee menor desplazamiento, pero es importante considerar, que el sistema es mal visto arquitectónicamente, además es un sistemas extremadamente rígido, por tal motivo, se

recomienda el sistema de la viga estabilizadora tipo VIII, conformado por barras tipo X en el piso 18 y un muro de corte de hormigón armado en el centro del edificio.

En el Sistema de Viga Estabilizadora VIII, combina la rigidez del muro de corte de hormigón con la ductilidad que poseen los elementos de acero.

5.1.2-COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO CON EL SISTEMA DE VIGA ESTABILIZADORA

SISTEMA ESTRUCTURAL 1

PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	144	5	21600	165,2	2804,700	1,350	\$ 3.786.344,35
OR 600X12	30	81	3	7290	282,2	1617,218	1,800	\$ 2.910.992,88
PRECIO TOTAL								\$ 6.697.337,23

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1600	240	30	7200	82	\$ 590.400,00

PRECIO DEL PÓRTICO A MOMENTO \$ 7.287.737,23

SISTEMA ESTRUCTURAL 2

PÓRTICO CON MUROS DE CORTE

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250X12	30	16	5,83	2798,4	119	261,108	1,800	\$ 469.993,82
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.026.216,64

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO CON MUROS DE CORTE \$ 7.579.716,64

SISTEMA ESTRUCTURAL 3

PORTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	144	5	21600	165	2804,700	1,350	\$ 3.786.344,35
OR 250X12	30	32	5,83	5596,8	119	522,215	1,800	\$ 939.987,64
OR 600X12	30	81	3	7290	282	1617,218	1,800	\$ 2.910.992,88
PRECIO TOTAL								\$ 7.637.324,87

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1600	240	30	7200	82	\$ 590.400,00

PRECIO PORTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS \$ 8.227.724,87

SISTEMA ESTRUCTURAL 4

PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA I

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	30	16	5,83	2798,4	119	261,108	1,800	\$ 469.993,82
OR 250x12	1	112	5,83	652,96	119	60,925	1,800	\$ 109.665,22
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.135.881,86

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA I \$ 7.689.381,86

SISTEMA ESTRUCTURAL 5

PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA II

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	30	8	5,83	1399,2	119	130,554	1,800	\$ 234.996,91
OR 250x12	1	56	5,83	326,48	119	30,463	1,800	\$ 54.832,61
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 6.846.052,34

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA II \$ 7.399.552,34

SISTEMA ESTRUCTURAL 6

PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA III

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	30	16	5,83	2798,4	119	261,108	1,800	\$ 469.993,82
OR 250x12	1	56	5,83	326,48	119	30,463	1,800	\$ 54.832,61
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.081.049,25

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA III \$ 7.634.549,25

SISTEMA ESTRUCTURAL 7

PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA IV

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 200x12	30	16	5,83	2798,4	92,9	204,337	1,800	\$ 367.807,48
OR 250x12	1	112	5,83	652,96	119	60,925	1,800	\$ 109.665,22
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.033.695,52

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA IV \$ 7.587.195,52

SISTEMA ESTRUCTURAL 8

PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA V

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	30	16	5,83	2798,4	119	261,108	1,800	\$ 469.993,82
OR 200x12	1	112	5,83	652,96	92,9	47,679	1,800	\$ 85.821,75
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.112.038,38

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA V \$ 7.665.538,38

SISTEM ESTRUCTURAL 9**PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA VI**

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	30	16	5,83	2798,4	119	261,108	1,800	\$ 469.993,82
OR 250x12	2	112	5,83	1305,92	119	121,850	1,800	\$ 219.330,45
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.245.547,09

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA VI \$ 7.799.047,09

SISTEMA ESTRUCTURAL 10**PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA VII**

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	ÁREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	30	16	5,83	2798,4	119	261,108	1,800	\$ 469.993,82
OR 250x12	3	112	5,83	1958,88	119	182,775	1,800	\$ 328.995,67
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 7.355.212,31

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	112,5	30	3375	82	\$ 276.750,00

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA VII \$ 7.631.962,31

SISTEMA ESTRUCTURAL 11

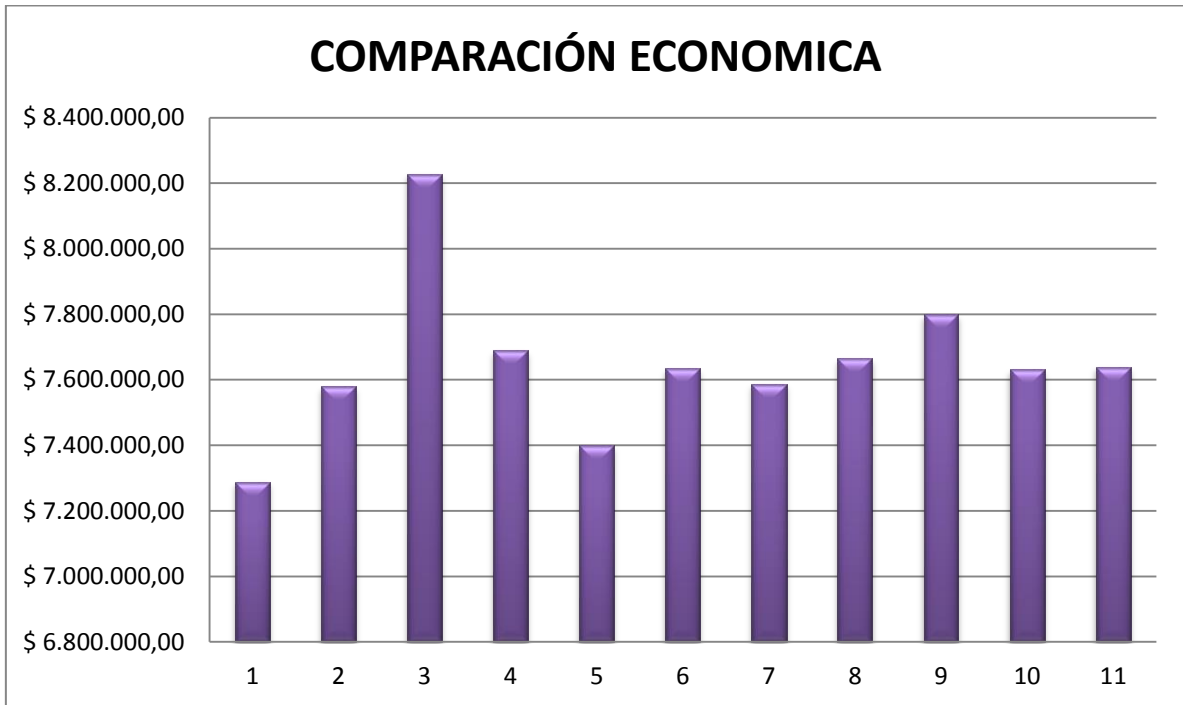
PORTICO CON VIGA ESTABILIZADORA VIII

VIGAS	PISOS	CANT.POR PISO (u)	LONG. (m)	LONG. TOTAL (m)	AREA (cm2)	PESO (Ton)	PRECIO x(Kg)	PRECIO (dólares)
IR 305X129,7	30	140	5	21000	165	2726,791	1,350	\$ 3.681.168,12
OR 250x12	1	112	5,83	652,96	119	60,925	1,800	\$ 109.665,22
OR 600X12	30	80	3	7200	282	1597,253	1,800	\$ 2.875.054,69
PRECIO TOTAL								\$ 6.665.888,04

AREA POR PISO (m2)	VOLUMEN DE HORMIGÓN (m3)	NÚMERO DE PISOS	TOTAL (m3)	PRECIO (m3)	PRECIO TOTAL (dólares)
1500	225	30	6750	82	\$ 553.500,00

MURO DE CORTE							
ELEMENTOS	ACERO						Hormigón (m³)
	10mm	12mm	18mm	20mm	22mm	25mm	
MUROS	99360,8	23280	1600	74496	71680	5120	1.080,00
TOTAL (m)	99360,8	23280	1600	74496	71680	5120	PRECIO HORMIGÓN \$82 dólares/m3
TOTAL (kg)	61305,6136	20672,64	3196,8	183707,136	213893,12	19727,36	
PRECIO \$1,21 dólares/Kg	74.179,79	25.013,89	3.868,13	222.285,63	258.810,68	23.870,11	88.560,00
PRECIO TOTAL (MUROS DE CORTE)							696.588,23

PRECIO PORTICO VIGA ESTABILIZADORA VII I \$ 7.639.226,27



5.1.2.1-ESTRUCTURA SIN VIGA ESTABILIZADORA

SISTEMAS	PRECIO	DIFERENCIA (%)
PORTICO A MOMENTO	\$ 7.287.737,23	
PORTICO CON MUROS DE CORTE	\$ 7.579.716,64	4,01
PORTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS	\$ 8.227.724,87	12,90

5.1.2.2-ESTRUCTURA SIMPLE CON VIGA ESTABILIZADORA

SISTEMAS	PRECIO	DIFERENCIA (%)
VIGA ESTABILIZADORA I	\$ 7.689.381,86	5,51
VIGA ESTABILIZADORA II	\$ 7.399.552,34	1,53
VIGA ESTABILIZADORA III	\$ 7.634.549,25	4,76
VIGA ESTABILIZADORA IV	\$ 7.587.195,52	4,11
VIGA ESTABILIZADORA V	\$ 7.665.538,38	5,18
VIGA ESTABILIZADORA VI	\$ 7.799.047,09	7,02
VIGA ESTABILIZADORA VII	\$ 7.631.962,31	4,72
VIGA ESTABILIZADORA VIII	\$ 7.915.976,27	8,62

CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En un edificio de altura es fundamental el control de desplazamientos, este fenómeno que se produce por fuerzas laterales, se puede evitar o controlar, decidiendo correctamente una configuración estructural con suficiente rigidez y elementos con adecuada ductilidad. Una estructura donde se combina rigidez y ductilidad es un pórtico con viga estabilizadora en acero y con muros de corte en hormigón, la capacidad de resistencia de este sistema, es superior a los otros con una reducción de desplazamientos del 30% y una diferencia de precios del 8.62% mayor a la de un pórtico resistente a momento. Este análisis determina que la relación beneficio-costo es la adecuada, ya que se obtiene una estructura con un correcto comportamiento sísmico a un costo levemente mayor.
- El sistema de viga estabilizadora ofrece un control de los desplazamientos ante las cargas laterales, con un precio levemente mayor, la diferencia de precios de un pórtico con muros de corte y sistema de viga estabilizadora simple va desde 1.53% mayor al precio de un sistema conformado únicamente con vigas y columnas (pórtico resistente a momento).
- La eficiencia del sistema de la viga estabilizadora radica en su ubicación. En esta investigación se demuestra que la ubicación correcta para una viga estabilizadora se encuentra al 60% de la altura del edificio, si se requiere utilizar dos sistemas su ubicación correcta será al 60% y al 33% de la altura del edificio, si se requiere utilizar

tres sistemas, su ubicación más eficiente será al 25%, 50% y 75% de la altura del edificio, de esta manera se pueden distribuir los esfuerzos generados en el núcleo del edificio e impedir los desplazamientos excesivos.

- La viga estabilizadora y el cinturón de rigidez es comúnmente usado para controlar eficientemente las deformaciones causados por sismos o vientos, el riesgo de la estructura puede ser minimizado en zonas de actividad sísmica alta como en la ciudad de Quito.
- La redundancia permite dotar a la estructura de una capacidad para distribuir y soportar de mejor manera las cargas, es una de las mejores opciones en la configuración estructural para evitar el colapso total de la edificación ante cargas sísmicas.
- El sistema de la viga estabilizadora genera una reducción considerable de los desplazamientos, este hecho disminuye las solicitaciones de los elementos, por tal motivo se va a requerir de secciones más pequeñas, lo que representa espacios más amplios a un costo menor.
- El sistema de la viga estabilizadora permite obtener una estructura, con espacios amplios. El sistema de viga estabilizadora puede estar oculto en la mampostería y los espacios para las puertas pueden ser ubicados entre arriostramientos.

6.2 RECOMENDACIONES

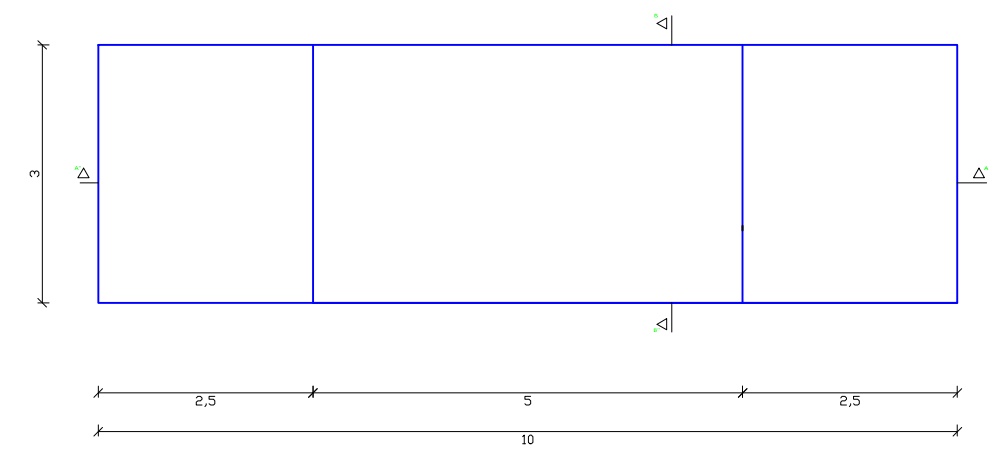
- Los sistemas estructurales de pórticos a momento, pórticos con muros de corte o pórticos con arriostramientos presentan un comportamiento aceptable, para estructuras de baja o mediana altura, antes de considerar utilizar algún sistema adicional como la viga estabilizadora, se debe probar y combinar todas las opciones tradicionales.
- La posición óptima para la viga estabilizadora, puede variar, dentro del rango del 50% al 75% de la altura del edificio, esta condición se cumple por diferentes factores como: la forma, simetría de la estructura, las dimensiones de las secciones, la rigidez y ductilidad de los elementos estructurales. Es importante que el ingeniero pruebe en la estructura la posición más eficiente dentro del rango mencionado.
- Es importante considerar el comportamiento de los materiales en las estructuras. Para una edificación de altura se recomienda combinar la resistencia del hormigón con la ductilidad del acero.
- El sistema de la viga estabilizadora puede ser una solución rápida y económica en el diseño estructural, es importante que el ingeniero conozca este tipo de sistemas que permitan obtener un diseño más eficiente.

BIBLIOGRAFIA

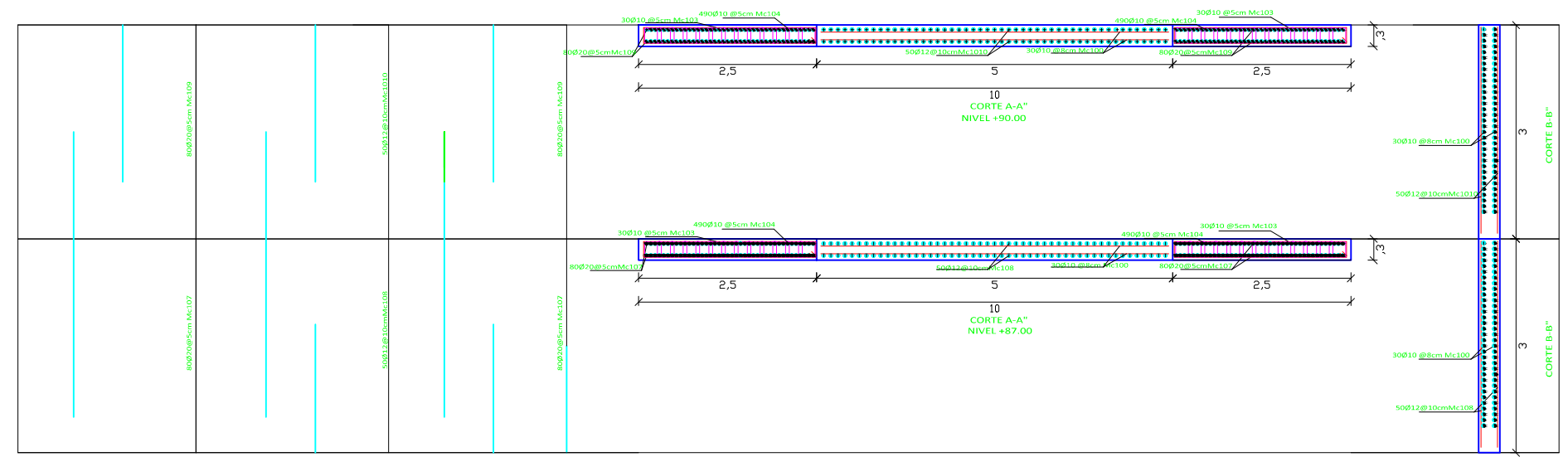
- “Tectónica de Placas”. Internet www.tectonicsplate.wikispaces.com, Recuperado el 28 de Agosto de 2013,
- “Desarrollo de la Teoría de la Tectónica de Placas”. Internet www.cmc2tectonica.wikispaces.com, Recuperado el 2 de Septiembre del 2013.
- “Tectónica de Placas, Limites Pasivos, Fallas Transformantes”. Internet http://educativa.catedu.es/44700165/aula/archivos/repositorio/2500/2623/html/33_lmites_pasivos_fallas_transformantes.html Recuperador el 2 de Septiembre del 2013.
- “Ventanas al Universo, Que es una Falla Geológica”. Internet www.windows2universe.org/earth/geology/fault.html&lang=sp Recuperado el 3 de Septiembre del 2013
- “Ondas Sísmicas”. Internet www.ies.rayuela.mostoles.educa.madrid.org Recuperado el 5 de Septiembre del 2013.
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (EPN), 2013
- “Las Placas tectónicas y su Fenomenología”. Internet <http://degeografiayotrascosas.wordpress.com/2007/11/28/las-placas-tectonicas-y-su-fenomenologia/>”. Recuperado el 8 de Septiembre del 2013, de:
- “Apuntes de la materia de diseño sismoresistente, Ing. Juan Carlos Garcés, Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Structural Engineering Institute, 2010, American Society of Civil Engineers (ASCE) cap. 11.4.1- Cap 11.4.2.
- Bozzo Luis, 1990, Diseño Sismoresistente de Edificios Técnicas Convencionales y Avanzadas, Editorial Reverté S.A.
- Prentice Hall, 1976, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Editorial Diana, S.A.
- “Apuntes de la materia de Dinámica de Estructuras”, 2012, Ing. Marcelo Guerra, Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- “Norma Ecuatoriana de la Construcción”, 2011, Capitulo 2- Cap. 2.5.4.8- Cap 2.7.2.3- Cap 2.6.8, Diseño sismoresistente.

- Martínez Romero Enrique, 1970, Cap. 4, Diseño de Estructuras Sismoresistentes, Minoru Wakabayashi -, McGraw-Hill,
- Boris Bresler, T.Y. Lin, John B. Scalzi, 1970, Diseño de estructuras de acero.
- “The construction of super High – rise Composite Structures in Hong Kong”. Recuperado el 10 de Diciembre del 2013, de:
http://personal.cityu.edu.hk/~bswmwong/photo_lib/pdf/composite.pdf
- “Proyect Outrigger Truss System”. Internet
<http://bestlifemethods.blogspot.com/2008/09/my-final-project-outrigger-truss-system.html>, Recuperado el 8 de Septiembre del 2013.
- Bungale S. Taranath Ph.D, 2012, Structural Analysis and Design of Tall Buildings, Taylor y Francis Group.
- “Experience of China in the Construction of Super High – Rise Structures”. Internet
http://personal.cityu.edu.hk/~bswmwong/contents/resources/urban_upgrading_file_2.pdf
Recuperado el 8 de Diciembre del 2013.
- Reitherman Arnold, 1955, Configuración y Diseño Sismoresistente de Edificios, Mexico Limusa S.A.

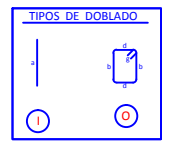
ANEXOS



VISTA ELEVACIÓN
ESC: 1/40



ARMADO DE MUROS DE CORTE
ESC:1/40



Planilla de Hierro											
MC	Ø (mm)	tipo	N°	dimensiones (m)					longitud (m)		
				a	b	c	d	g	desarrollo	total	
MUROS DE CORTE e=0,30m											
100	10	I	1800	5.82						5.82	10478.00
101	18	I	400	4.00						4.00	1600.00
102	25	I	1280	4.00						4.00	5120.00
103	10	O	7200		2 x 2.42		2 x 0.22	2 x 0.15		5.68	40176.00
104	10	O	24360		2 x 0.22		2 x 0.22	2 x 0.30		1.08	28308.00
105	22	I	17920	4.00						4.00	71880.00
106	10	I	5600	4.00						4.00	22400.00
107	20	I	17920	4.00						4.00	71880.00
108	12	I	5600	4.00						4.00	22400.00
109	20	I	1280	2.20						2.20	2816.00
110	12	I	400	2.20						2.20	880.00

Resumen de Materiales								
ELEMENTOS	acero						Hormigón (m³)	
	10mm	12mm	18mm	20mm	22mm	25mm		28mm
MUROS	99350.8	23280	1600	74495	71690	5120	0	1.080.00
TOTAL (m)	99350.8	23280	1600	74495	71690	5120	0	
TOTAL (kg)	61305.6	20672.6	3196.8	183707.136	213893.12	19727.4	0	1.080

ESPECIFICACIONES TECNICAS

HORMIGÓN
F_{cd} 240 Kg/cm²

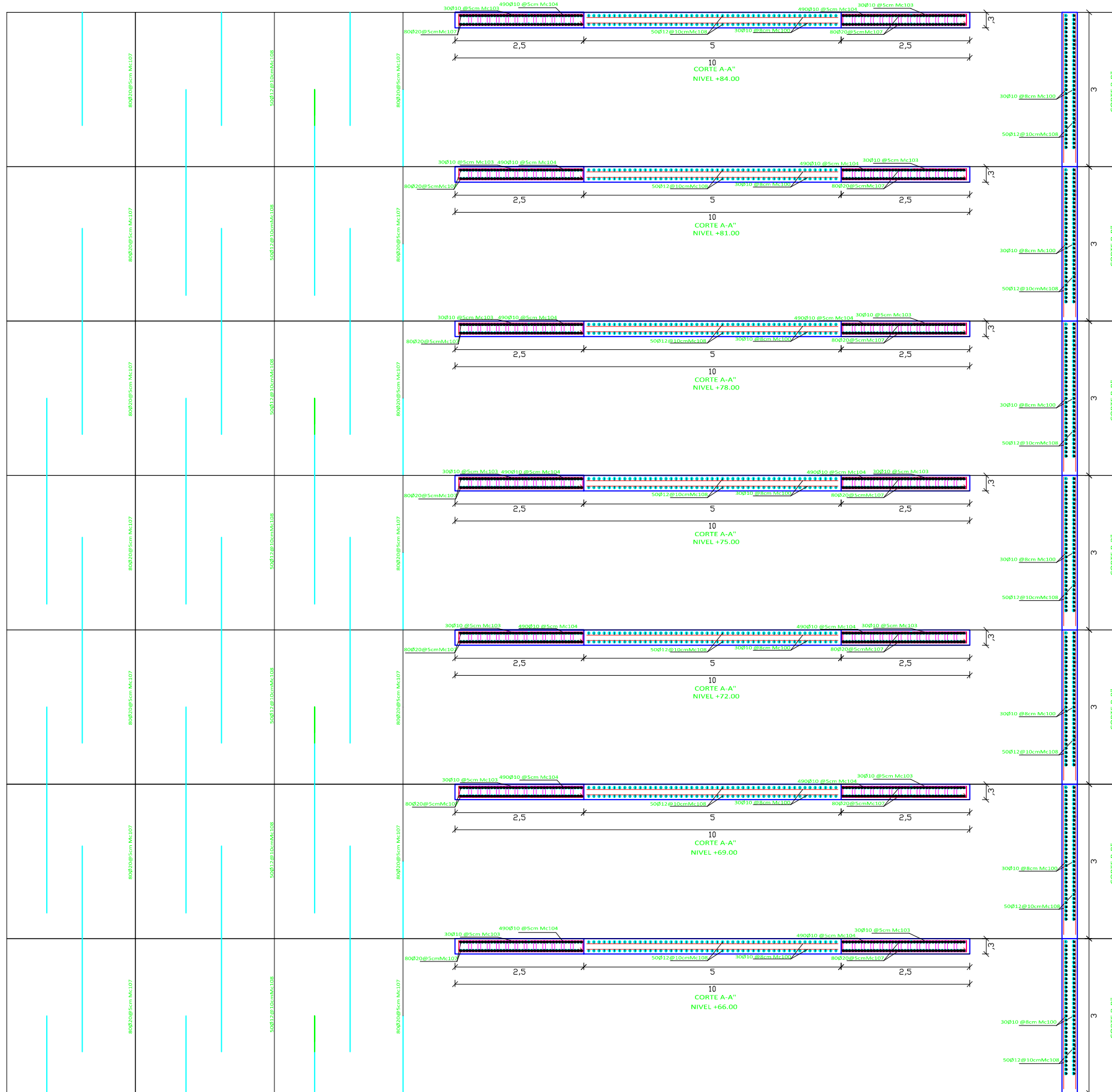
ACERO
F_{yd} 4200 Kg/cm²

NOTA: ESTOS PLANOS FUERON REALIZADOS ÚNICAMENTE CON LA FINALIDAD DE DETERMINAR LA CANTIDAD DE ACERO Y HORMIGÓN EN LOS MUROS DE CORTE DE LA ESTRUCTURA VIII. ESTOS DATOS SERVIRÁN PARA REALIZAR UN ESTUDIO ECONÓMICO DE LOS SISTEMAS PROPUESTOS.

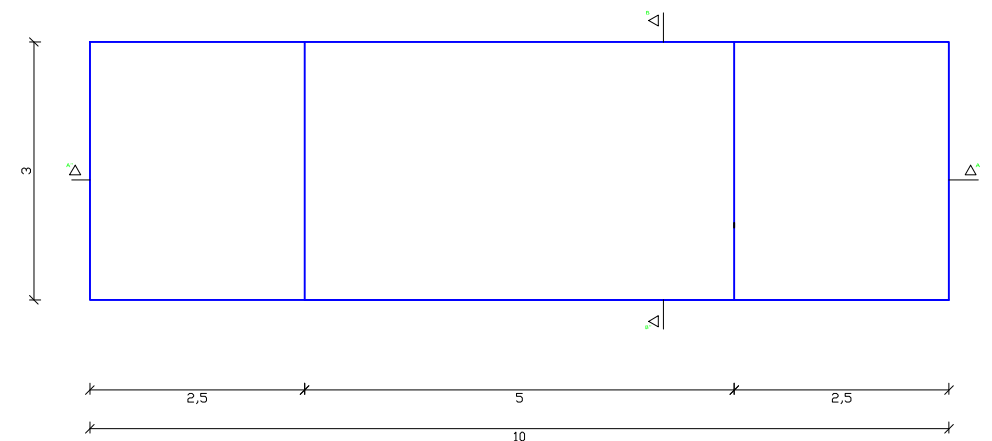
TESIS:
PLANOS ESTRUCTURALES DEL MURO DE CORTE SISTEMA VIII

CONTIENE: **ARMADO DE MUROS DE CORTE**

LAMINA:
L-5



ARMADO DE MUROS DE CORTE
ESC:1/40



VISTA ELEVACIÓN
ESC: 1/40

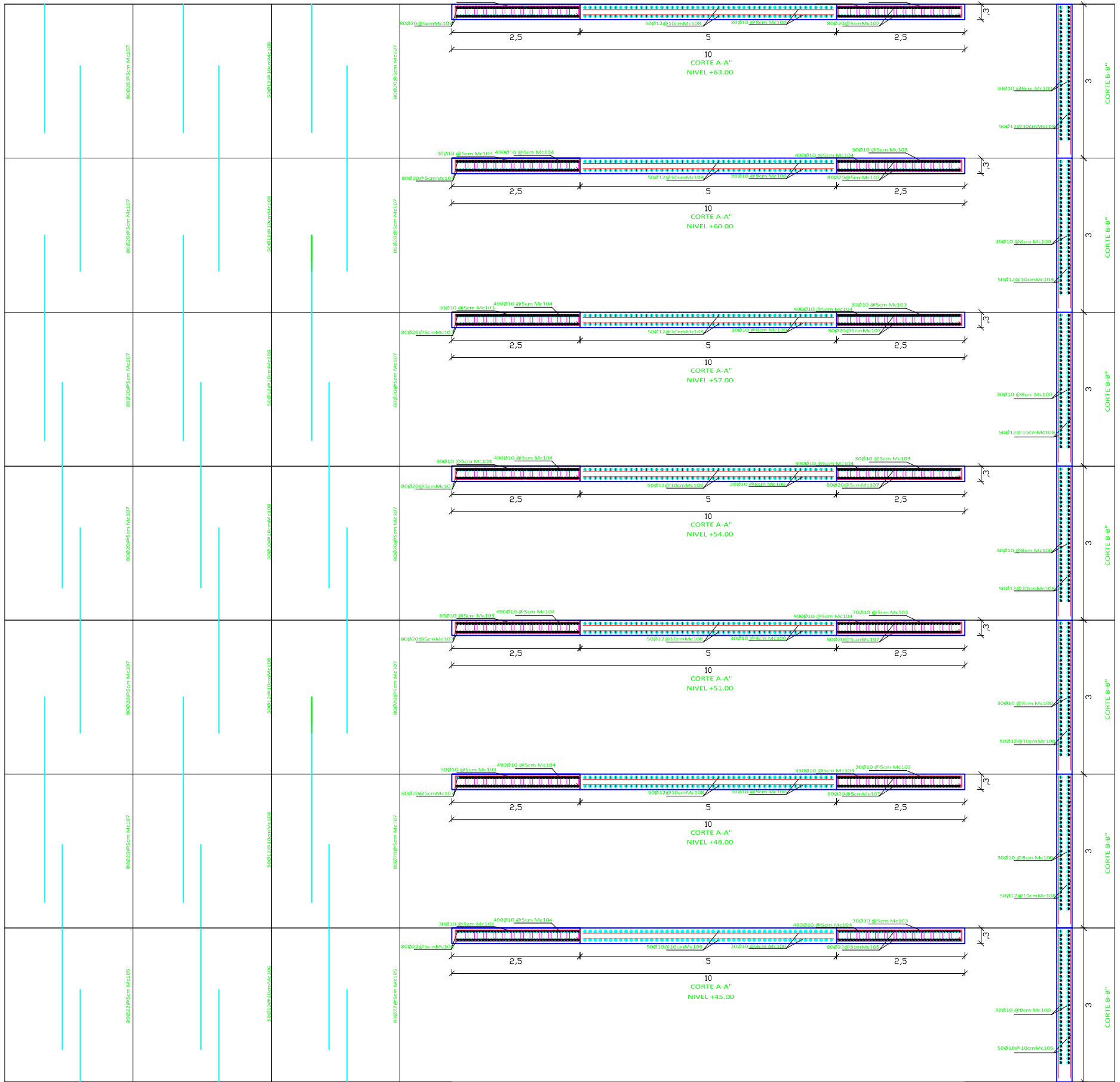


Planilla de Hierro											
M/C	Ø (mm)	tipo	Nº	dimensiones (m)					longitud (m)		
				a	b	c	d	g	desarrollo	total	
MUROS DE CORTE e=0,30m											
100	10	I	1800	5,82						5,82	10476,00
101	18	I	400	4,00						4,00	1600,00
102	25	I	1280	4,00						4,00	5120,00
103	10	O	7200		2 x 2,42		2 x 0,22	2 x 0,15		5,58	40176,00
104	10	O	24360		2 x 0,22		2 x 0,22	2 x 0,10		1,08	26308,80
105	22	I	17920	4,00						4,00	71880,00
106	10	I	5600	4,00						4,00	22400,00
107	20	I	17920	4,00						4,00	71880,00
108	12	I	6500	4,00						4,00	22400,00
109	20	I	1280	2,20						2,20	2816,00
110	12	I	400	2,20						2,20	880,00
Resumen de Materiales											
acero											
ELEMENTOS	10mm	12mm	18mm	20mm	22mm	25mm	28mm	Homigón (m³)			
MUROS	99360,8	23280	1600	74496	71680	5120	0	1,080,00			
TOTAL (m)	99360,8	23280	1600	74496	71680	5120	0	1,080,00			
TOTAL (kg)	61365,6	20672,6	3196,8	183707,136	213893,12	19727,4	0	1,080,00			

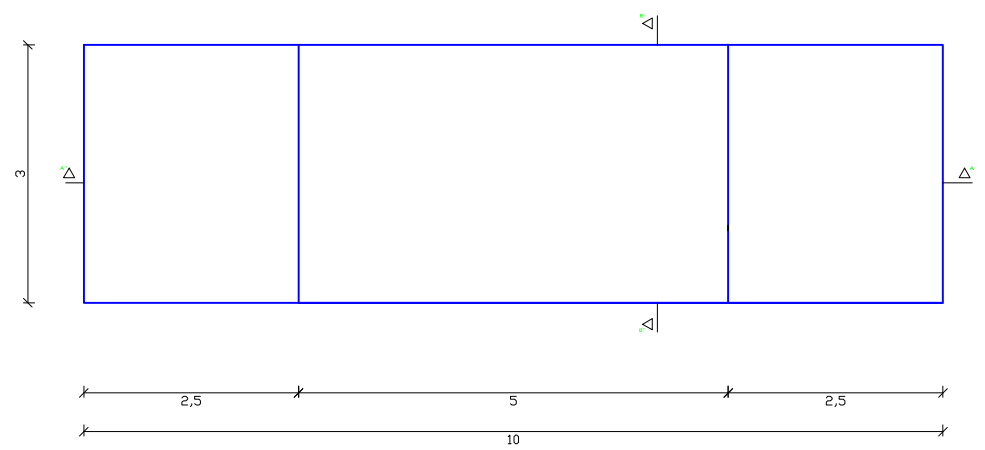
TESIS:
PLANOS ESTRUCTURALES DEL MURO DE CORTE SISTEMA VIII

CONTIENE: **ARMADO DE MUROS DE CORTE**

LAMINA:
L-4



ARMADO DE MUROS DE CORTE
ESC:1/40



VISTA ELEVACIÓN
ESC: 1/40

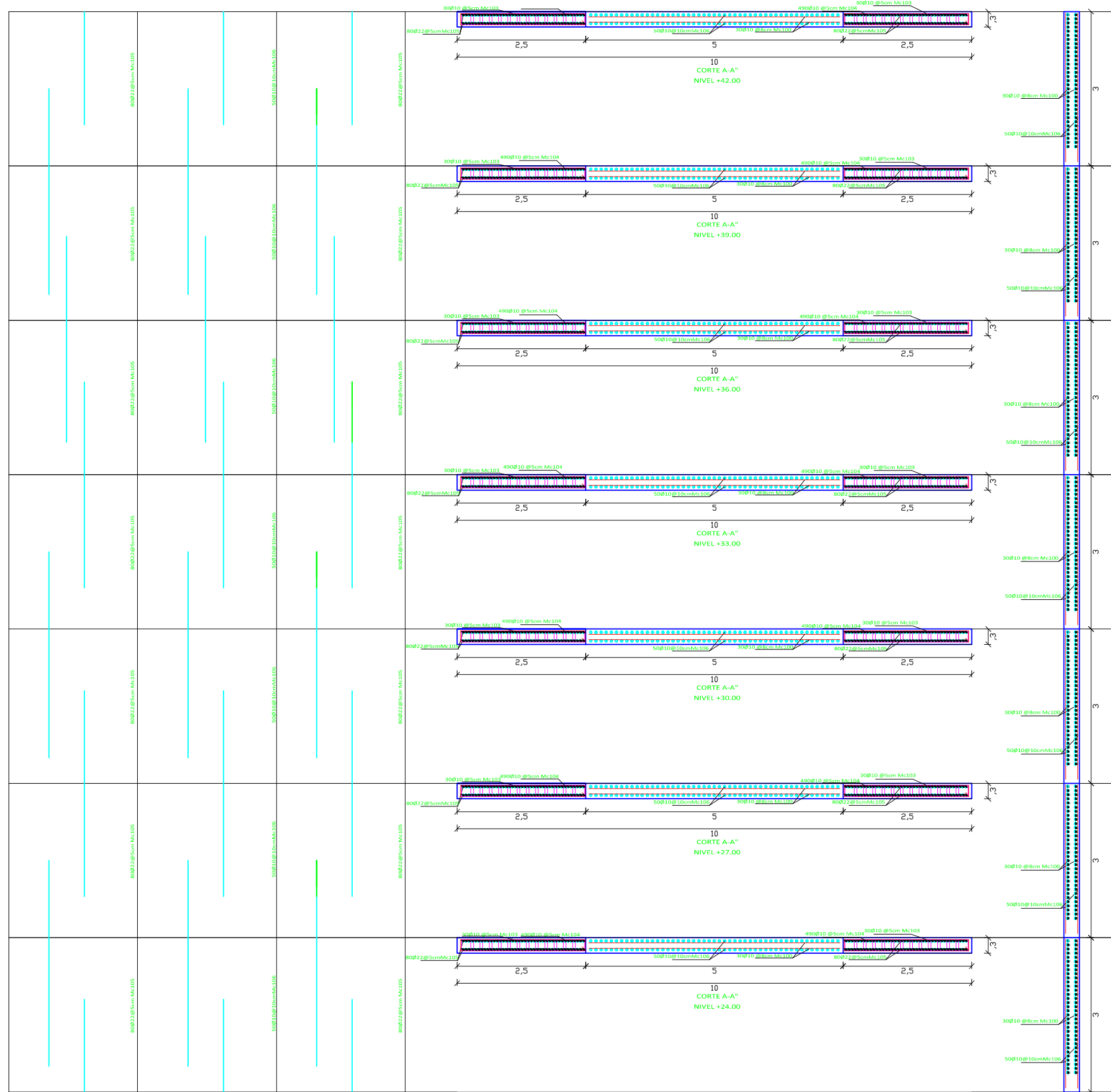


Planilla de Hierro											
MC	Ø (mm)	tipo	Nº	dimensiones (m)					longitud (m)		
				a	b	c	d	g	desarrollo	total	
MUROS DE CORTE e=0,30m											
100	10	I	1800	5,82						5,82	10478,00
101	18	I	400	4,00						4,00	1600,00
102	25	I	1280	4,00						4,00	5120,00
103	10	O	7200		2 x 2,42		3 x 0,22	2 x 0,15		5,58	40178,00
104	10	O	24360		2 x 0,22		2 x 0,22	2 x 0,10		1,08	28308,80
105	22	I	17520	4,00						4,00	71880,00
108	10	I	5600	4,00						4,00	22400,00
107	20	I	17520	4,00						4,00	71880,00
108	12	I	5600	4,00						4,00	22400,00
109	20	I	1280	2,20						2,20	2818,00
110	12	I	400	2,20						2,20	880,00
Resumen de Materiales											
ELEMENTOS	acero							Homigón (m³)			
	10mm	12mm	18mm	20mm	22mm	25mm	28mm				
MUROS	99350,8	23280	1800	74498	71680	5120	0	1.080,00			
TOTAL (m)	99350,8	23280	1800	74498	71680	5120	0	1.080			
TOTAL (kg)	61305,6	20672,6	3196,8	183707,136	213883,12	19727,4	0				

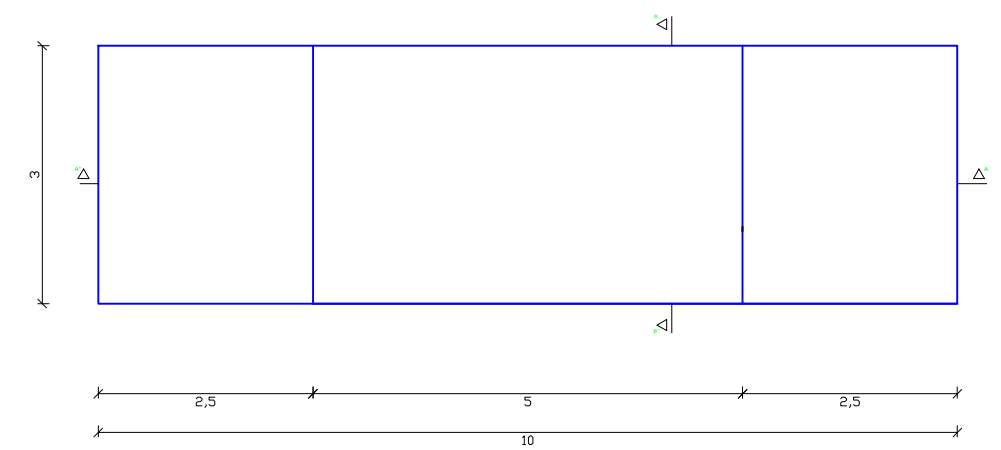
TESIS:
PLANOS ESTRUCTURALES DEL MURO DE CORTE SISTEMA VIII

CONTIENE: **ARMADO DE MUROS DE CORTE**

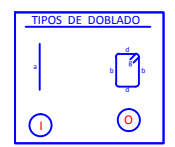
LAMINA:
L-3



ARMADO DE MUROS DE CORTE
ESC:1/40



VISTA ELEVACION
ESC: 1/40

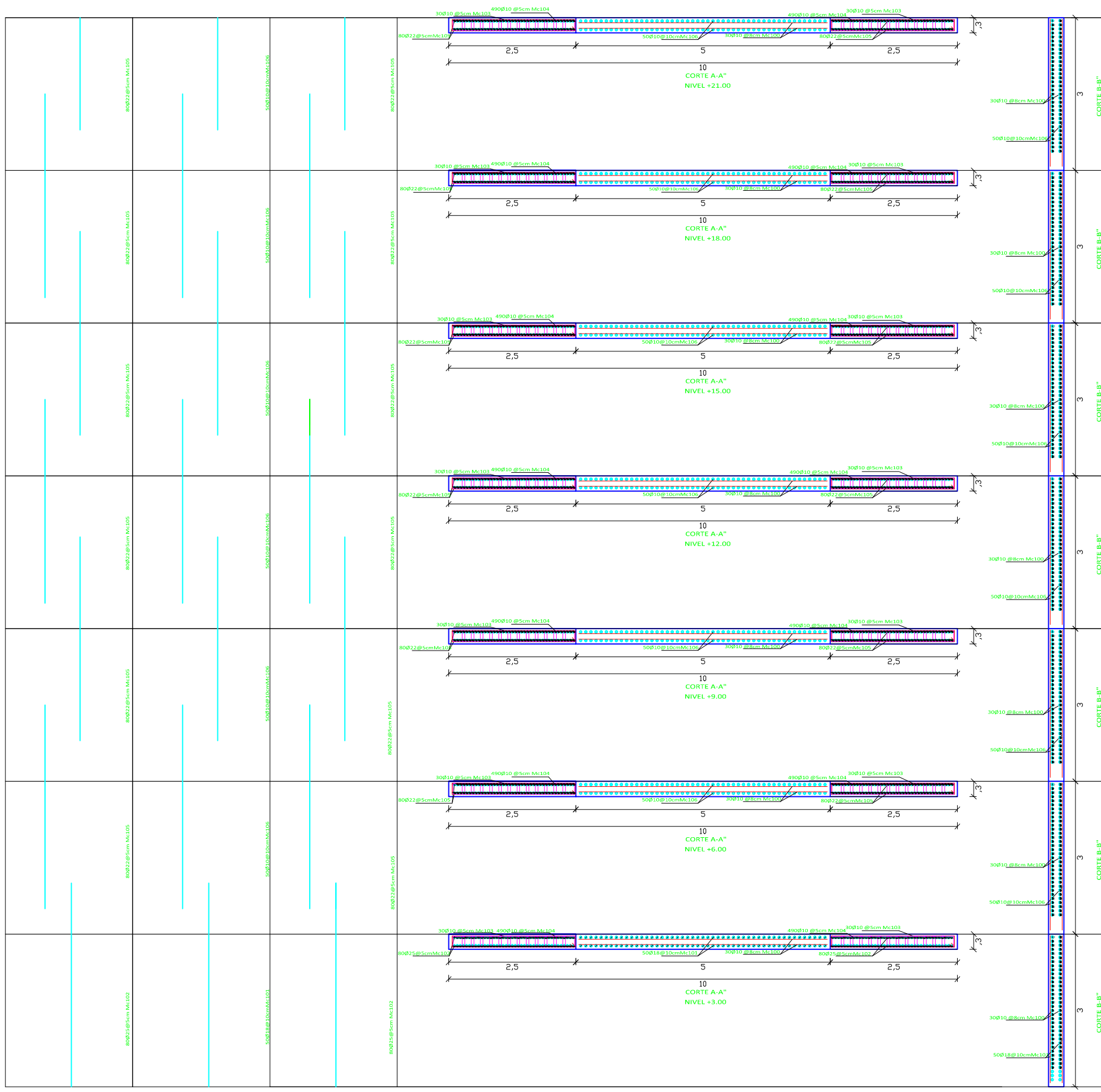


Planilla de Hierro											
MC	Ø (mm)	tipo	N°	dimensiones (m)					longitud (m)		
				a	b	c	d	g	desarrollo	total	
MUROS DE CORTE e=0,30m											
100	10	I	1800	5,82						5,82	10476,00
101	18	I	400	4,00						4,00	1600,00
102	25	I	1280	4,00						4,00	5120,00
103	10	O	7200		2 x 2,42		2 x 0,22	2 x 0,15		5,58	40176,00
104	10	O	24360				2 x 0,22	2 x 0,10	1,08	1,08	28308,00
105	22	I	17920	4,00						4,00	71680,00
106	10	I	5600	4,00						4,00	22400,00
107	20	I	17920	4,00						4,00	71680,00
108	12	I	5600	4,00						4,00	22400,00
109	20	I	1280	2,20						2,20	2816,00
110	12	I	400	2,20						2,20	880,00
Resumen de Materiales											
ELEMENTOS		acero						Homigón (m³)			
10mm	12mm	18mm	20mm	22mm	25mm	28mm					
MUROS	99380,8	23280	1600	74496	71680	5120	0	1.080,00			
TOTAL (m)	99380,8	23280	1600	74496	71680	5120	0				
TOTAL (kg)	61305,6	20672,6	3196,8	183707,136	213893,12	19727,4	0	1.080			

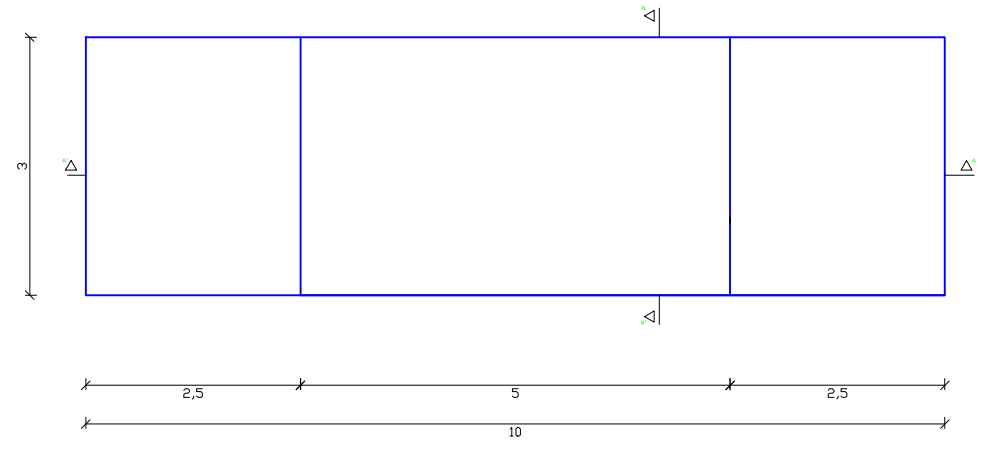
TESIS:
PLANOS ESTRUCTURALES DEL MURO DE CORTE SISTEMA VIII

CONTIENE: **ARMADO DE MUROS DE CORTE**

LAMINA:
L-2



ARMADO DE MUROS DE CORTE
ESC: 1/40



VISTA ELEVACION
ESC: 1/40



Planilla de Hierro											
MC	Ø (mm)	tipo	N°	dimensiones (m)					longitud (m)		
				a	b	c	d	g	desarrollo	total	
MUROS DE CORTE e=0,30m											
100	10	I	1800	5,82						5,82	10476,00
101	18	I	400	4,00						4,00	1600,00
102	25	I	1280	4,00						4,00	5120,00
103	10	O	7200		2 x 2,42		2 x 0,22	2 x 0,15		5,58	40176,00
104	10	O	24300		2 x 0,22		2 x 0,22	2 x 0,10		1,08	26308,80
105	22	I	17920	4,00						4,00	71680,00
106	10	I	5500	4,00						4,00	22400,00
107	20	I	17920	4,00						4,00	71680,00
108	12	I	5500	4,00						4,00	22400,00
109	20	I	1280	2,20						2,20	2816,00
110	12	I	400	2,20						2,20	880,00

Resumen de Materiales								
ELEMENTOS	acero						Homigón (m³)	
	10mm	12mm	18mm	20mm	22mm	25mm		28mm
MUROS	99350,8	23280	1600	74496	71880	5120	0	1.080,00
TOTAL (m)	99350,8	23280	1600	74496	71880	5120	0	
TOTAL (kg)	61305,6	20672,6	3196,8	183707,136	213893,12	19727,4	0	

TESIS:
PLANOS ESTRUCTURALES DEL MURO DE CORTE SISTEMA VIII

CONTIENE: **ARMADO DE MUROS DE CORTE**

LAMINA:
L-1