

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS HABITACIONALES DE PETROCASA PARA CONSTRUCCIÓN REPETITIVA

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Núñez Hernández, Juan José

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2009

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS HABITACIONALES DE PETROCASA PARA CONSTRUCCIÓN REPETITIVA

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Oscar Andrés López

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:
Núñez Hernández, Juan José

Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2009

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“DISEÑOSISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS HABITACIONALES DE PETROCASA PARA CONSTRUCCIÓN REPETITIVA”**, desarrollado por el bachiller **“JUAN JOSÉ NÚÑEZ HERNANDEZ”** para optar al título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido, como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que le sea designado.

En Caracas, a los 15 días del mes de abril del año 2009.

Prof. Oscar Andrés López

ACTA

El día 08/05/2009 se reunió el jurado formado por los profesores:

OSCAR ANDRES LOPEZ
AGUSTIN MAZZEO
RICARDO BONILLA

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS HABITACIONALES DE PETROCASA PARA CONSTRUCCIÓN REPETITIVA**".

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Juan José Núñez Hernández	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

[Firma]
[Firma]
[Firma]

Caracas, 08 de 05 de 2009

DEDICATORIA

El estar hoy a punto de culminar una etapa muy importante de mi vida como lo es tener un Título que me permita cumplir un papel en la sociedad, para resolver problemas reales, me hacen dedicar tanto la tesis, como el logro que estoy por alcanzar de ser Ingeniero, a mi familia, tanto los que están, como los que no están, porque ellos han sido el molde con el cual se forjaron los principios con los que aplicaré los conocimientos que he adquirido en la “casa que vencerá las sombras”. Y por último pero no menos importante a aquellas personas que hoy no tienen una vivienda en la cual habitar con su familia dignamente, por lo que espero que esta tesis ponga, aunque sea, un grano de arena para poder darle acceso a lo que es un derecho y una necesidad para todo ser humano **el Hogar**.

AGRADECIMIENTOS

Quiero darle gracias principalmente a **TODA MI FAMILIA**, cuyo apoyo ha sido fundamental y ejemplar, a mi papa y a mi hermano, por ayudarme a corregir los horrores ortográficos con los que escribo, a mis hermanas, por escucharme hablar de cómo iba mi Tesis sin entender nada de lo que yo decía, a mi prima Esquía por ayudarme a conseguir donde desarrollar este tema de tesis, a Verito por apoyarme, motivarme y soportar mis arranques cuando estaba por terminar la tesis. A todas las personas que me apoyaron a realizar esta investigación compañeros de clase, amigos y profesores, en especial al Profesor Oscar Andrés López, por haberle dado forma a mi inquietud de presentar un trabajo que se basara en ayudar a resolver un problema que aqueja a muchas personas en el país como lo es la falta de una vivienda. Al Prof. José Manuel Velásquez y al Prof. Eliud Hernández, por su desinteresada ayuda. Al Ing. Gustavo Coronel por sus observaciones que siempre me hacían modificar algo para bien, así como también, al Ing. Félix Merchang por brindarme la oportunidad de que este trabajo tenga la posibilidad de seguir desarrollándose, y así poder concretarse.

Núñez Hernández, Juan José

**“DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS HABITACIONALES DE
PETROCASA PARA CONSTRUCCIÓN REPETITIVA”**

Tutor académico: Prof. Oscar Andrés López

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.
Escuela de Ingeniería Civil. 2009, (182 pág.).**

Palabras Clave: vivienda, diseño sismorresistente, diseño tipificado, diseño de carácter repetitivo.

RESUMEN

Es bien conocido el déficit habitacional que hay en Venezuela, y para cuya solución es necesaria la construcción de 200.000 viviendas al año. Las soluciones que se propongan deben tomar en cuenta la actividad sísmica en el país, ya que esta condición, controla el diseño. El presente Trabajo Especial de Grado, propone una solución estandarizada de diseño conceptual sismorresistente e ingeniería básica, para la construcción de un edificio de cuatro (4) niveles, de uso residencial, en cualquier parte del país. Toma como base la arquitectura de un edificio, desarrollada por la empresa estatal PETROCASA, S.A.. Este edificio será de carácter repetitivo, y podrá ser construido muchas veces, por lo que requiere de una optimización en las cantidades de los materiales a utilizar.

Como resultado, se desarrollaron las ingenierías básicas de nueve (9) Tipos de Diseño, los cuales cumplieron con los requisitos exigidos por la Norma, en cuanto a derivas, masas participativas, cortantes mínimos y diseño de elementos. Se utilizaron programas de cálculo computacional (ETABS Y EXCEL), para lograr esta optimización. Para comprobar los resultados obtenidos con el programa de

cálculo estructural, se realizó un cálculo manual, comparando los resultados, y así verificar la veracidad y el uso apropiado del programa (ETABS).

En los nueve (9) Tipos de Diseño desarrollados, varía la zona sísmica y el tipo de suelo, y todos cumplen con estas tres condiciones: i) **ingeniería de alta calidad**, ii) **una metodología de diseño tipificada**, y; iii) **la optimización máxima de los recursos**.

Las dimensiones de columnas en las zonas de menor amenaza sísmica son de 30cm. x 30cm., aumentando hasta 50cm. x 40cm. en las zonas de mayor amenaza: Lo mismo ocurre con las vigas, que van desde 25cm. x 30cm. hasta 30cm. x 50cm., en las zonas de amenaza baja y alta respectivamente.

A su vez, se aprecia, entre los Tipos de Diseño menos y más exigentes, un aumento en el volumen de concreto de ciento cuatro por ciento (104%), y de doscientos veinticuatro por ciento (224%) para el acero de refuerzo longitudinal de la columna. Se observa, igualmente, un aumento de ciento sesenta y cuatro por ciento (164%), al comparar el costo de los materiales computados. **Esto destaca lo inconveniente, y lo costoso, que sería diseñar para la peor condición en edificaciones repetitivas.**

También se recomienda **utilizar otro material para el relleno de los paneles de PVC, que sea más liviano** que el utilizado para el cálculo de los Tipos de Diseño de este Trabajo especial de Grado y **se podrían dejar vacíos** ya que estos no cumplen ninguna función estructural.

Se demostró que una **ingeniería estructural tipificada**, tiene un potencial cuyo desarrollo, puede conducir a una **ingeniería industrializada**, y de esta manera tener la capacidad de contribuir a resolver el problema sismorresistente, en la **industrialización de la construcción**.

Toda vez que este **Trabajo Especial de Grado** se enfoca en el desarrollo de la ingeniería básica, se acompaña de informaciones y recomendaciones necesarias para la realización del detallado. Con el propósito de colaborar con el

diseño de las fundaciones y la ingeniería de detalle, se generan y se acompañan a la presente investigación, los modelos matemáticos estructurales de las edificaciones realizados con el programa ETABS, los cuales servirán de gran ayuda para realizar estos dos procesos.

INDICE DE CONTENIDOS

I)	INTRODUCCION	- 1 -
	I.1) Planteamiento del problema	- 1 -
	I.2) Marco referencial	- 3 -
	I.3) Objetivos	- 6 -
II)	APORTES	- 8 -
III)	MARCO TEÓRICO	- 9 -
	III.1) Análisis dinámico estructural	- 9 -
	III.2) Zonificación sísmica del país	- 10 -
	III.3) Forma espectral a partir del perfil del suelo	- 11 -
	III. 4) Clasificación de la estructura según el uso.....	- 12 -
	III. 5) Niveles de diseño.....	- 13 -
	III. 6) Tipo de estructura	- 14 -
	III. 7) Espectros de respuesta y de diseño.....	- 15 -
	III. 8) Casos de carga.....	- 17 -
	III. 9) Combinación de los efectos de carga sísmica.....	- 17 -
	III. 10) Combinaciones de carga	- 18 -
IV)	METODOLOGÍA	- 19 -
V)	DEFINICIONES DE LOS COMPONENTES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	- 22 -
	V.1) Materiales	- 22 -
	V.2) Casos de carga estática	- 22 -
	V.3) Selección del factor de reducción y definición de los espectros de diseño.....	- 23 -
	V.4) Combinación de efectos sísmicos	- 26 -
	V.5) Combinaciones de carga.....	- 26 -
	V.6) Definición de las masa	- 27 -

V.7) Rigidez de los diafragmas	- 27 -
V.8) Deriva tolerable	- 27 -
V.9) Estructuración de la arquitectura y diseño de elementos estructurales sismorresistente	- 27 -
V.10) Losa de techo y entrepiso	- 31 -
V.11) Edificación de escalera.....	- 32 -
V.12) Definición de cargas.....	- 32 -
V.12.1) Cargas permanentes.....	- 33 -
V.12.2) Cargas variables.....	- 35 -
VI) ANALISIS DETALLADO Y EVALUACION DE UNA DE LAS EDIFICACIONES	- 37 -
VI.1) Comparación de pesos.....	- 37 -
VI.2) Comparación de masas.....	- 41 -
VI.3) Cortante de piso	- 50 -
VI.4) derivas máximas de piso	- 53 -
VI.5) Diseño de columna y vigas.....	- 53 -
VII) RESULTADOS DEL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS NUEVE EDIFICACIONES	- 59 -
VII.1) Tipo de Diseño A.....	- 63 -
VII.2) Tipo de Diseño B.....	- 64 -
VII.3) Tipo de Diseño C.....	- 66 -
VII.4) Tipo de Diseño D.....	- 67 -
VII.5) Tipo de Diseño E.....	- 69 -
VII.6) Tipo de Diseño F	- 71 -
VII.7) Tipo de Diseño G.....	- 72 -
VII.8) Tipo de Diseño H.....	- 74 -
VII.9) Tipo de Diseño I	- 76 -
VIII) ANALISIS Y COMPARACION DE LAS EDIFICACIONES	- 78 -
VIII.1) Propiedades dinámicas y respuesta sísmica	- 78 -

VIII.2) Materiales y costos.....	- 82 -
IX) DETALLES SISMORRESISTENTES	- 83 -
X) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	- 89 -
X.1) Conclusiones	- 89 -
X.2) Recomendaciones.....	- 92 -
XI) REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	- 95 -
XII) APENDICES	- 96 -
<i>XII.1) Demanda de acero en vigas.....</i>	- 96 -
<i>XII.2) Planos varios de arquitectura y estructura</i>	- 178 -

INDICE DE TABLAS

TABLA 3.0 Tabla de valores de aceleración horizontal según zona sísmica (Covenin 1756)	- 11 -
TABLA 3.1 Tabla de forma espectral y factor de corrección Ψ según el tipo de suelo y la zona sísmica (Covenin 1756)	- 12 -
TABLA 3.2. Factor de importancia (Covenin1756)	- 13 -
TABLA 3.3 Niveles de diseño (Covenin1756)	- 13 -
TABLA 3.4. Niveles de diseño (Covenin1756)	- 14 -
TABLA 3.5 Factores de reducción R para edificaciones de concreto armado, acero y muros (Covenin 1756)	- 16 -
TABLA 3.6 Combinaciones de carga (Tabla 9.3, Covenin 1753)	- 18 -
TABLA 5.0 Tabla valores de A_0 para las zonas sísmicas	- 23 -
TABLA 5.1 Formas espectrales	- 23 -
TABLA 5.2 Tabla Tipos de Diseño	- 26 -
TABLA 5.3 Áreas de la edificación	- 32 -
TABLA 5.4 carga de paredes de mampostería	- 33 -
TABLA 5.5 Cargas de recubrimiento de pisos	- 34 -
TABLA 5.6 Cargas de techo	- 34 -
TABLA 5.7 Cargas de techo	- 35 -
TABLA 5.8 Peso de las correas de la losa	- 35 -
TABLA 5.9 cargas variables sobre entrepisos (Covenin-Mindur 2002-88)	- 36 -
TABLA 6.0 Cargas de columnas y vigas	- 37 -
TABLA 6.1 Cargas de losas	- 37 -
TABLA 6.2 Cargas de correas	- 38 -
TABLA 6.3 Cargas de paredes	- 38 -
TABLA 6.4 Cargas de pisos y techos	- 38 -

TABLA 6.5 Cargas variables entrepiso	- 38 -
TABLA 6.6 Cargas variables techo	- 39 -
TABLA 6.7 Pesos de la edificación para el cálculo manual	- 39 -
TABLA 6.8 Cuadro de pesos calculados con el programa ETABS	- 40 -
TABLA 6.9 Comparación de resultados	- 41 -
TABLA 6.10 Pesos y Masas Traslacionales por niveles	- 42 -
TABLA 6.11 Inercias de niveles por Cálculo Manual	- 43 -
TABLA 6.12 masas rotacionales de niveles del Cálculo Manual	- 44 -
TABLA 6.13 Cuadro de masas calculado con ETABS en Kg seg ² /m y Kg seg ² /rad	- 45 -
TABLA 6.14 masas rotacionales de pisos calculadas con ETABS	- 46 -
TABLA 6.15 Cuadro Comparativo de masas de niveles	- 46 -
TABLA 6.16 Modos con sus periodos y masas participativas	- 47 -
TABLA 6.17 Cuadro de cortantes en la dirección larga del edificio	- 50 -
TABLA 6.18 Cuadro de cortantes en la dirección corta del edificio	- 51 -
TABLA 6.19 Cortantes en Columna A-7	- 52 -
TABLA 6.20 Cuadro de derivas máximas de piso	- 53 -
TABLA 7.0 Sistema de losa edificación	- 62 -
TABLA 7.1.0 Dimensiones elementos	- 63 -
TABLA 7.1.1 acero en columnas	- 63 -
TABLA 7.1.2 propiedades dinámicas	- 64 -
TABLA 7.1.3 materiales	- 64 -
TABLA 7.2.0 Dimensiones elementos	- 64 -
TABLA 7.2.1 acero en columnas	- 64 -
TABLA 7.2.2 propiedades dinámicas	- 65 -

TABLA 7.2.3 materiales	- 65 -
TABLA 7.3.0 dimensiones elementos	- 66 -
TABLA 7.3.1 acero en columnas	- 66 -
TABLA 7.3.2 propiedades dinámicas	- 67 -
TABLA 7.3.3 materiales	- 67 -
TABLA 7.4.0 dimensiones elementos	- 67 -
TABLA 7.4.1 acero en columnas	- 68 -
TABLA 7.4.2 propiedades dinámicas	- 68 -
TABLA 7.4.3 materiales	- 69 -
TABLA 7.5.0 dimensiones elementos	- 69 -
TABLA 7.5.1 acero en columnas	- 69 -
TABLA 7.5.2 propiedades dinámicas	- 70 -
TABLA 7.5.3 materiales	- 70 -
TABLA 7.6.0 dimensiones elementos	- 70 -
TABLA 7.6.1acero en columnas	- 71 -
TABLA 7.6.2 propiedades dinámicas	- 71 -
TABLA 7.6.3materiales	- 72 -
TABLA 7.7.0 dimensiones elementos	- 72 -
TABLA 7.7.1 acero en columnas	- 72 -
TABLA 7.7.2 propiedades dinámicas	- 73 -
TABLA 7.7.3 materiales	- 73 -
TABLA 7.8.0 dimensiones elementos	- 74 -
TABLA 7.8.1 acero en columnas	- 74 -
TABLA 7.8.2 propiedades dinámicas	- 75 -
TABLA 7.8.3 materiales	- 75 -

TABLA 7.9.0 dimensiones elementos	- 75 -
TABLA 7.9.1 acero en columnas	- 75 -
TABLA 7.9.2 propiedades dinámicas	- 76 -
TABLA 7.9.3 materiales	- 76 -
TABLA 8.0 periodos de vibración	- 78 -
TABLA 8.1 pesos sísmicos	- 79 -
TABLA 8.2 cortantes y derivas	- 80 -
TABLA 8.3 materiales	- 82 -
TABLA 8.4 costos	- 82 -

INDICE DE FIGURAS

FIG 1.1 Petare, zona con más barrios en todo el mundo (UltimasNoticias_2008/05/24)	- 2 -
FIG 1.2 vivienda improvisada (UltimasNoticias_2008/05/24)	- 2 -
FIG 1.3 Mapa de amenaza sísmica mundial (Seismic Conceptual Design of Buildings, Hugo Bachmann)	- 3 -
FIG 1.4 Terremoto de Caracas 1967, edificio en la zona norte	- 4 -
FIG. 1.5 Terremoto de Cariaco 1997	- 4 -
FIG. 1.6 Vivienda caraqueña en zona popular (UltimasNoticias_2008/06/14)	- 7 -
FIG. 1.7 Urbanización de Petrocasas, Edo. Carabobo (Petrocasa .S.A)	- 7 -
FIG. 3.0 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela (Covenin 1756)	- 10 -
FIG.3.1 Ejemplo de gráfico de espectro de respuesta y diseño	- 17 -
FIG. 4.0 Planta de arquitectura base	- 20 -
FIG. 4.1 vista de modelo estructural	- 21 -
FIG. 5.0 Espectros de diseño en zonas de amenaza BAJA (Zona Sísmica 2 para los suelos S1, S2 y S3)	- 24 -
FIG 5.1 Espectros de diseño en zonas de amenaza MEDIA (Zona Sísmica 4 para los suelos S1, S2 y S3)	- 25 -
FIG 5.2 Espectros de diseño en zonas de amenaza ALTA (Zona Sísmica 7 para los suelos S1, S2 y S3)	- 25 -
FIG. 5.3 Orientación columnas rectangulares buscando evitar efecto torsional	- 30 -
FIG. 5.4 ubicación correas y losa	- 31 -
FIG. 6.0 Plano de zonas para cálculo de masas rotacionales de niveles	- 44 -
FIG. 6.1 Modo 1 traslación en Y	- 47 -
FIG. 6.2 Modo 2 traslación en X	- 48 -

FIG. 6.3 Modo 3 rotacional respecto al eje Z	- 48 -
FIG.6.4 Modo 4 traslacional en Y	- 48 -
FIG. 6.5 Modo 5 traslacional en X	- 49 -
FIG. 6.6 Modo 6 rotacional respecto al eje Z	- 49 -
FIG. 6.7 Gráfico ubicación columna A-7	- 52 -
FIG. 6.8 Diagrama de iteración Columna 4-C	- 54 -
FIG. 6.9 Grafico representación geométrica 3D del factor demanda capacidad (ETABS)	- 55 -
FIG. 6.10 Calculo de la columna realizado con el programa en Kg-m (ETABS)	- 55 -
FIG. 6.11 Calculo de la viga realizado con el programa en Kg-m (ETABS)	- 57 -
FIG. 6.12 Pórtico con porcentajes de acero de la viga calculado con el programa (ETABS)	- 58 -
FIG. 7.0 planta ubicación de correas	- 60 -
FIG. 7.1 planta ubicación de correas IPE 160	- 61 -
FIG. 7.2 planta ubicación de correas IPE 120	- 61 -
FIG. 7.2 sección columnas tipo A	- 63 -
FIG. 7.3 sección columnas tipo B	- 65 -
FIG. 7.4 sección columnas tipo C	- 66 -
FIG. 7.5 sección columnas tipo D	- 68 -
FIG. 7.6 sección columnas tipo E	- 70 -
FIG. 7.7 sección columnas tipo F	- 71 -
FIG. 7.8 sección columnas tipo G	- 73 -
FIG. 7.9 sección columnas tipo H	- 75 -

FIG. 7.10 sección columnas tipo I	- 76 -
FIG. 8. 0 Grafico Cortante basal y las derivas de las edificaciones	- 81 -
FIG. 9.1 detalle de acero en vigas	- 84 -
FIG. 9.2 Falla a corte en columnas por paredes adosadas (Seismic Conceptual Design of Buildings. Hugo Bachmann)	- 85 -
FIG. 9.2 detalle separación de paredes de las columnas	- 86 -
FIG. 9.3. Desprendimiento de paredes (Seismic Conceptual Design of Buildings. Hugo Bachmann)	- 87 -
FIG. 9.4. Detalle de acero en columnas	- 88 -
FIG. 10.0 Detalle de apoyo de correa de acero en viga de concreto	- 94 -
FIG. 12.1.0 Planta edificación ubicación de vigas	- 96 -

LISTA DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

- Covenin. Comisión Venezolana de Normas Industriales
- A_0 factor de aceleraciones horizontales
- Ψ factor de corrección según el tipo de suelo
- α factor de importancia de la estructura
- ND= Nivel de diseño
- T= periodos (seg)
- f'_c =Resistencia del concreto (Kg/cm^2)
- f_y = resistencia del acero (Kg/cm^2)
- CP=carga permantente (Kg/m^2)
- SCP =sobre carga permanente(Kg/m^2)
- CV =carca variable(Kg/m^2)
- CVt =carga variable de techo(Kg/m^2)
- R=factor de reducción
- PVC= Policloruro de Vinilo
- e = espesor (cm)
- ton= toneladas
- W_m = peso sísmico (ton)
- m= masa ($\text{ton} \cdot \text{seg}^2/\text{m}$)
- A= area (m^2)
- I_{cm} = inercia rotacional ($\text{ton} \cdot \text{seg}^2/\text{rad}$)
- B_x = masa participativa en dirección X (%)
- B_y = masa participativa en dirección Y (%)
- C= compresión (ton)
- T= tracción (ton)
- M_u = momento ultimo ($\text{Kg} \cdot \text{m}$)
- $\emptyset M_n$ = momento resistente ($\text{Kg} \cdot \text{m}$)
- b= ancho (cm)
- d= altura útil (cm)
- S= cortante (ton)
- r_c = recubrimiento de calculo
- V= cortante basal (ton)
- Φ = diámetro (pulg)
- BsF=bolívaresfuertes

I) INTRODUCCION

I.1) Planteamiento del problema

Actualmente en Venezuela, el déficit habitacional esta cercano a los dos millones quinientas mil (2.500.000) unidades de viviendas, conformado por casi un millón ochocientas mil viviendas por construir, y un porcentaje importante de las viviendas existentes, que necesitan ser sustituidas o mejoradas. Este déficit crece a un ritmo de casi ochenta mil (80.000) unidades por año según cifras del Instituto Nacional de Estadística (INE), generando uno de los problemas sociales de mayor importancia que tiene el país, puesto que el poseer una vivienda digna, es un derecho que se encuentra plasmado en la Constitución de la República Bolivariana de Venezuela de 1999 en su artículo 82, el cual establece que **"Toda persona tiene derecho a una vivienda adecuada, segura, cómoda, higiénica, con servicios básicos esenciales que incluyan un hábitat que humanice las relaciones familiares, vecinales y comunitarias. La satisfacción progresiva de este derecho es obligación compartida entre los ciudadanos y ciudadanas y el Estado en todos sus ámbitos"** (resaltado del presente trabajo).

El déficit habitacional ha sido un problema permanente en nuestra sociedad, a partir de la década de los años 20 del siglo pasado, cuando se inicia la explotación petrolera en nuestro territorio. Esta actividad generó un crecimiento económico abrupto, concentrado fundamentalmente en las zonas petroleras de mayor importancia, y en la región centro-costera del país, auspiciando el éxodo acelerado de la población rural a esas zonas.

El rápido crecimiento poblacional, y la carencia de una correcta planificación urbana, condujeron a lo largo del siglo pasado, al desarrollo de ciudades, luego metrópolis (en el caso particular de Caracas), desorganizadas. El país no ha dado respuesta a la demanda habitacional, y en particular, para los sectores de más bajos recursos de la población, la respuesta ha sido asentamientos (*barrios*) ubicados al margen de las ciudades, con viviendas (*ranchos*) de carácter

generalmente improvisados, y en ausencia de asistencia técnica alguna. Ver *Imágenes 1.1. y 1.2.*



FIG 1.1 Petare, zona con más barrios en todo el mundo (UltimasNoticias_2008/05/24)



FIG 1.2 vivienda improvisada (UltimasNoticias_2008/05/24)

Conocedores de la problemática del déficit habitacional (*Fuerza Bolivariana de Ingenieros y Arquitectos* y la *Cámara Venezolana de la Construcción*), coinciden en que la única manera posible de resolver esta situación, es mediante la construcción de doscientas mil (200.000) soluciones habitacionales por año.

Es evidente que para lograr la meta antes señalada, es requisito indispensable la industrialización de la construcción de la vivienda, utilizando métodos de proyecto y construcción cuya ingeniería debe cumplir las siguientes

condiciones: i) alta calidad; ii) alto rendimiento; y iii) viabilidad económica y productiva, que incluya a las comunidades.

1.2) Marco referencial

Como es bien sabido, la amenaza sísmica en Venezuela es alta, tal como se evidencia en la *Imagen 1.3*, así como que las zonas de mayor densidad poblacional del país se ubican en zonas de *medio* y *alto* peligro sísmico.

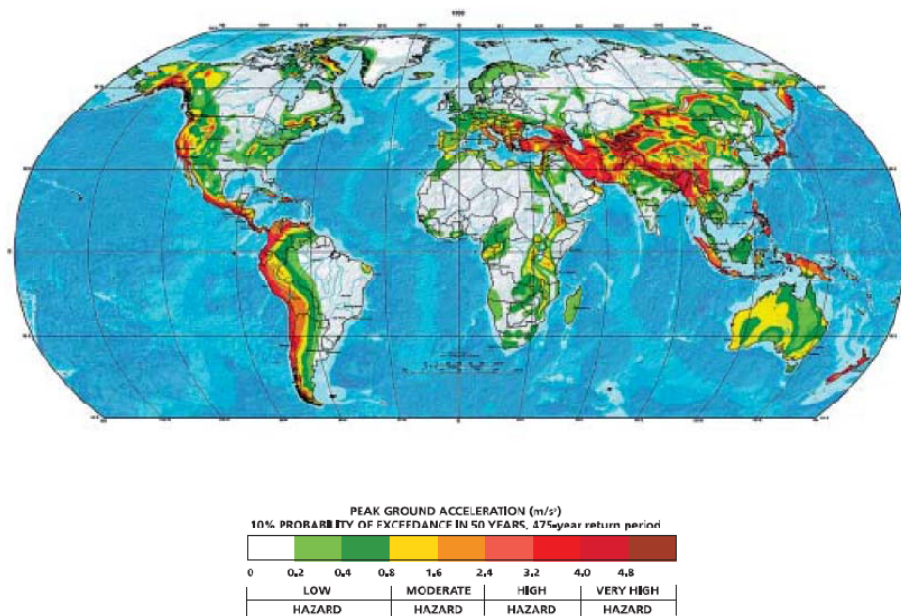


FIG 1.3 Mapa de amenaza sísmica mundial (Seismic Conceptual Design of Buildings, Hugo Bachmann)

Por otra parte, se tiene la referencia de los movimientos sísmicos de mayor envergadura y más recientes ocurridos en el país. Por una parte, el terremoto de Caracas en el año 1967, el cual tuvo una magnitud 6,3 en la escala de Richter, (clasificada de moderada según el informe de la *Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo*) y 35 segundos de duración, que dejó como resultado doscientas (200) víctimas fatales en la zona metropolitana y en el Litoral central,

así como la destrucción de cuatro (4) edificios de once (11) pisos. Muchos otros de variada altura sufrieron daños clasificados como mayores o graves



FIG 1.4 Terremoto de Caracas 1967, edificio en la zona norte

Por otra parte, el terremoto de Cariaco en 1997, con una magnitud 6,8 en la escala de Richter, que causó sesenta y cuatro (64) muertos, quinientos veintidós (522) heridos y más de dos mil (2000) damnificados, así como, el colapso de tres (3) edificios, dos (2) unidades educacionales y trescientos doce (312) viviendas unifamiliares.



FIG. 1.5 Terremoto de Cariaco 1997

Lo expuesto anteriormente, hace imprescindible que en el diseño estructural de las edificaciones residenciales se introduzca el componente sismorresistente a fin de minimizar la vulnerabilidad de las mismas. De igual forma, y no menos importante, es necesario considerar las características del suelo donde se va a fundar la edificación.

Todo lo anterior aplica para los distintos métodos constructivos que se han desarrollado y puesto en práctica en nuestro país, entre los cuales destacan: i) sistemas de viviendas prefabricadas; ii) sistema de encofrados tipo túnel en sus distintas presentaciones; iii) viviendas de estructuras metálicas; iv) sistema de construcción tradicional aporticado y, más recientemente; v) un sistema constructivo con paneles de PVC rellenos de mortero (encofrado perdido).

Al empezar este trabajo especial de grado se planteó la interrogante principal, tal es, “***A partir de un diseño arquitectónico dado ¿cómo elaborar un diseño estructural con una versatilidad tal que pueda ser construido en cualquier parte del territorio venezolano cumpliendo con las normas de sismorresistencia, optimizando al máximo los recursos para la ejecución del mismo, y, a su vez, que cuente con una facilidad constructiva para disminuir su tiempo de ejecución?***”.

1.3) Objetivos

Este trabajo especial de grado tiene como objeto proponer una solución estandarizada de diseño conceptual sismorresistente e ingeniería básica para la construcción de un edificio de cuatro (4) niveles, de uso residencial, en cualquier parte del país, tomando como base la arquitectura de un edificio desarrollada por la empresa estatal PETROCASA, S.A.. Estos edificios serán de carácter repetitivo y podrán ser construidos muchas veces

Objetivos específicos

1. Indagar sobre los alcances, ventajas y desventajas de los distintos programas de construcción masiva de viviendas, a fin de tomarlos o no en cuenta al realizar los diseños estructurales.
2. Contrastar los sistemas constructivos utilizados en el país a nivel de diseño sismorresistente.
3. Establecer Tipos de Diseños (grupos) según zonas sísmicas del país y por rangos de parámetros del suelo.
4. Diseñar la estructura de los edificios de cuatro (4) niveles, de cada uno de los grupos establecidos, a nivel de ingeniería conceptual e ingeniería básica, acorde a las características de sismicidad y del suelo en el que se puedan construir.
5. Generar un catálogo de los distintos tipos de edificaciones según la zona sísmica donde esté ubicado el proyecto, y el tipo de suelo de la parcela.
6. Analizar y comparar cantidades de materiales de la parte estructural, y sus costos, entre los distintos tipos de diseños.

De esta manera, al cumplirse los puntos antes referidos, se estarían integrando las tres condiciones aplicables al diseño estructural, permitiendo así la tranquilidad, por una parte, de las comunidades de disponer de viviendas seguras, y por la otra, de los profesionales involucrados en el proyecto, quienes estarán

construyendo edificaciones de alta calidad sismorresistente, con valor económico real, y con la posibilidad de ser erigidos en un tiempo óptimo. Este último elemento mejorará en la medida que mayor sea la cantidad de edificios a construir, dado que, como es una estructura repetitiva, todos los involucrados en el proceso constructivo lo podrán ir perfeccionando mientras se ejecutan las obras.

Al final todo se resume en:

¿COMO PASAR DE ESTO.....

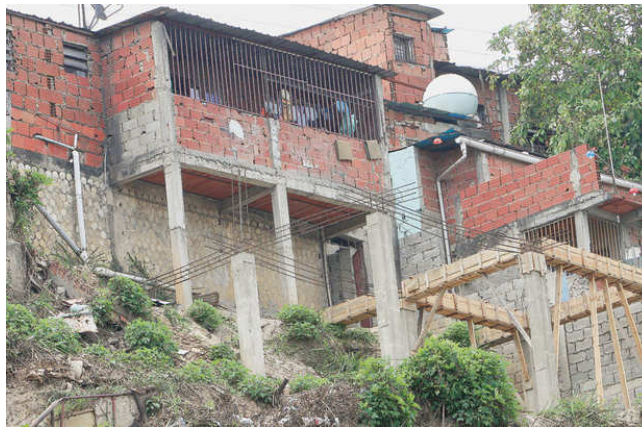


FIG. 1.6 Vivienda caraqueña en zona popular (UltimasNoticias_2008/06/14)



FIG. 1.7 Urbanización de Petrocasas, Edo. Carabobo (Petrocasa .S.A)

.....A ESTO????

II) APORTES

La metodología de diseño propuesta en el presente trabajo de tesis, para la estructura de la edificación considerada, genera una respuesta eficiente y eficaz, al diseño estructural, en variadas condiciones sísmicas y de suelos, cumpliendo con las normas que garantizan una vivienda segura. De esta manera se pretende eliminar la circunstancia que en ocasiones, por la premura con la cual se llevan a cabo los proyectos de los desarrollos habitacionales, se deja de lado el riesgo sísmico. Todo esto, se considera un aporte importante en la solución del déficit habitacional.

Por otra parte, la Universidad Central de Venezuela a través de este trabajo, aportará los conocimientos que se manejan en él, y la vasta y calificada experiencia de esta Casa de Estudios en las materias que aquí se tratan, para contribuir a resolver un problema tan importante como es el déficit de la vivienda..

Así mismo, pretendemos establecer un precedente que permita abrir una línea de investigación que ataque concretamente el diseño estructural habitacional desde un punto de vista industrializado, dejando de lado lo que se podría llamar la “*ingeniería de objeto*” para dar entrada a una ingeniería más generalizada, en la que los ingenieros civiles deben cumplir un papel social de gran importancia.

A nivel personal, me permite utilizar los conocimientos que he adquirido a lo largo de mis estudios de pregrado y obtener nuevos conocimientos en el área de la ingeniería sismorresistente, la planificación social y la optimización de recursos en la elaboración de proyectos. Así mismo, tendré la oportunidad de trabajar con ingenieros, cuya experiencia y conocimientos puedo incorporar a mi aprendizaje.

Finalmente, se está dando una solución concreta a un diseño estructural, en variadas condiciones, de un edificio de cuatro (4) niveles, que podrá beneficiar a un número importante de familias venezolanas.

III) MARCO TEÓRICO

III.1) *Análisis dinámico estructural*

Según la norma Comisión Venezolana de Normas Industriales (Covenin) 1756-1:2001 Edificaciones Sismorresistentes *“el análisis dinámico de estructuras elásticas es una superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas que se someterá la estructura. Mientras que en sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas”*.

También puede decirse que el análisis dinámico de estructuras se refiere al análisis de las oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes, que deben tenerse en cuenta para lograr un diseño sísmico adecuado.

Como resultado de una perturbación exterior, un edificio o estructura resistente bajo la acción de unas cargas que estaban en reposo experimenta oscilaciones que, en primera aproximación, pueden representarse como un movimiento armónico compuesto.

El análisis dinámico incluye estudiar y modelar al menos los siguientes aspectos:

- Análisis modal de frecuencias y modos propios de vibración. Tanto las frecuencias naturales de vibración de una estructura como los modos principales de vibración dependen exclusivamente de la geometría, los materiales y la configuración de un edificio o estructura resistente.
- Análisis de la sollicitación exterior.
- Análisis de las fuerzas dinámicas inducidas.

III.2) Zonificación sísmica del país

Dentro de las acciones dinámicas a que se somete la estructura en Venezuela, la de mayor importancia a la hora de diseñar una edificación es la generada por las acciones sísmicas. Por eso la norma Covenin 1756-1:2001 estableció un mapa de zonificación asignando distintas zonas sísmicas. Fig. 3.0.

Por zona sísmica se entiende la zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas en un lapso prefijado es similar en todos sus puntos.

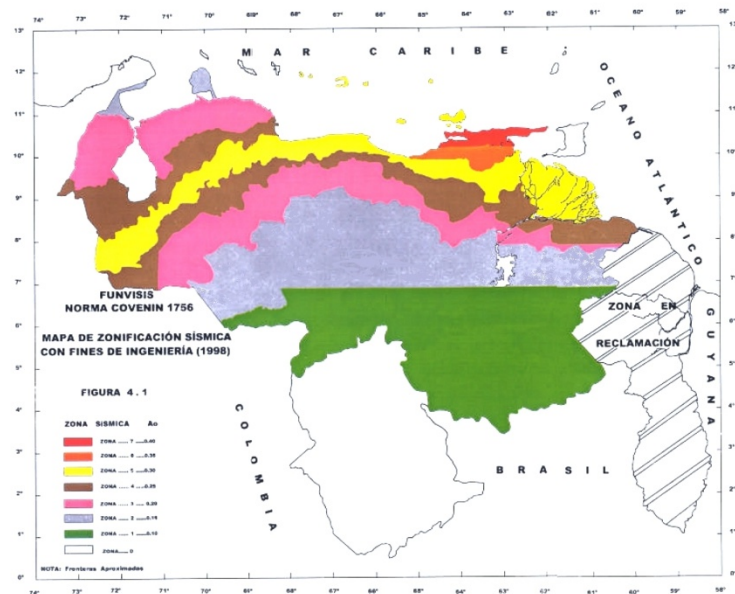


FIG. 3.0 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela (Covenin 1756)

Venezuela cuenta con ocho (8) zonas sísmicas, que varían su aceleración horizontal de cero (*zona sísmica 0*) a 0,40 (*zona sísmica 7*), tal como se observa en la *Tabla 3.0*.

Para definir la zona sísmica en la cual se encuentra la estructura a diseñar, se debe utilizar el mapa mostrado anteriormente o de manera más exacta, la tabla de zonificación sísmica de Venezuela que se encuentra en la norma, cuyo

territorio se divide en Estados y éstos, a su vez, en Municipios. Este esquema hace realmente sencillo ubicar la zona sísmica a la cual pertenece cualquier parcela en el país.

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A _o
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

TABLA 3.0 Tabla de valores de aceleración horizontal según zona sísmica (Covenin 1756)

III.3) Forma espectral a partir del perfil del suelo

Las condiciones locales del suelo (**material**) influyen enormemente el efecto que el sismo tiene en la estructura. Dependiendo de la rigidez del suelo, la estructura puede variar su rigidez para establecer un equilibrio *suelo rígido/estructura flexible* y *suelo flexible/estructura rígida*. Para tomar en cuenta estas condiciones, la Norma Covenin 1756 establece una **Forma Espectral** que va desde S1 (*suelos rígidos*) hasta S3 (*suelos blandos*) Ver Tabla 3.1. En algunos casos se plantea el uso de S4, cuando la aceleración A_o es muy baja, o cuando la profundidad de un suelo muy blando, intercalado con un suelo rígido, es alta y su aceleración A_o es baja.

Material	V _{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	φ	Forma Espectral	φ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S3 ^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H$.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S4.

TABLA 3.1 Tabla de forma espectral y factor de corrección Ψ según el tipo de suelo y la zona sísmica (Covenin 1756)

III. 4) Clasificación de la estructura según el uso

La determinación del uso que se le dará a la estructura podrá enmarcar en tres grupos **A**, **B1** y **B2**, de acuerdo a las siguientes características:

Grupo A: Edificaciones de instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas.

Grupo B1: Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o Temporalmente

Grupo B2: Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

TABLA 3.2. Factor de importancia (Covenin1756)

III. 5) Niveles de diseño

Los niveles de diseño podrán ser ND1, ND2 y ND3 y su determinación dependerá de la zona sísmica donde se encuentre la edificación y del grupo según el uso, al que pertenezca, utilizando la *Tabla 3.3*.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

TABLA 3.3 Niveles de diseño (Covenin1756)

Podrán extenderse, al influir en la edificación, algunas de las siguientes características de irregularidad que aparecen en la *Tabla 3.4*, determinadas en la Norma Covenin 1756 punto 6.5.2.

TIPO DE IRREGULARIDAD SEGÚN LA SECCIÓN 6.5.2		ÁREAS O COMPONENTES
VERTICAL	a.1: Entrepiso blando.	Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrepisos adyacentes.
	a.2: Entrepiso débil.	
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.	Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes.
	a.9: Columnas cortas.	
EN PLANTA	b.2: Riesgo torsional elevado.	Toda la estructura.
	b.4: Diafragma flexible.	Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia

TABLA 3.4. Niveles de diseño (Covenin1756)

III. 6) Tipo de estructura

Los tipos de estructura se establecen en función de los componentes del sistema estructural que resisten al sismo, clasificándolas en función de las dos (2) direcciones ortogonales de análisis. DE esta forma tenemos:

TIPO I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

TIPO II: Estructuras constituidas por combinaciones de los **Tipos I y III**, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

TIPO III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los **Tipos I y III**, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen

como **Tipo III** a los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

TIPO IV: Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

III. 7) Espectros de respuesta y de diseño

Al someter una estructura a los efectos del movimiento sísmico ésta generará una respuesta, que al expresarla contra el tiempo en función del desplazamiento relativo se obtendrá un Espectro de Respuesta, que es el máximo valor de un desplazamiento relativo en valor absoluto que tendría un sistema de un grado de libertad al verse sometido al acelerograma.

Para el diseño de una estructura, por lo general, no se toma en cuenta el espectro de respuesta, sino que se aplica un *factor de reducción* de respuesta que depende del tipo de estructura que se está diseñando y el nivel de diseño que se utilizará, haciendo uso de un criterio basado en las características particulares de la edificación.

Aplicando ese *factor de reducción* al espectro de respuesta se obtiene lo que se conoce como “espectro de diseño” con el cual se calculará la estructura.

Los espectros de respuesta y de diseño van a depender del tipo de edificación a diseñar, el nivel de diseño que se empleará, la zona sísmica y la forma espectral de la parcela para la cual se vaya a utilizar.

El *factor de reducción* será a criterio del calculista tomando en cuenta las *Tablas 3.5* que se presentan a continuación. De esa manera obtendremos un espectro de diseño a raíz de un espectro de respuesta como se ve en el ejemplo de la fig 3.1.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

- (1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75
- (2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura
- (3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del Tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

Para muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta acero-concreto, úsese 5.0

TABLA 3.5 Factores de reducción R para edificaciones de concreto armado, acero y muros (Covenin 1756)

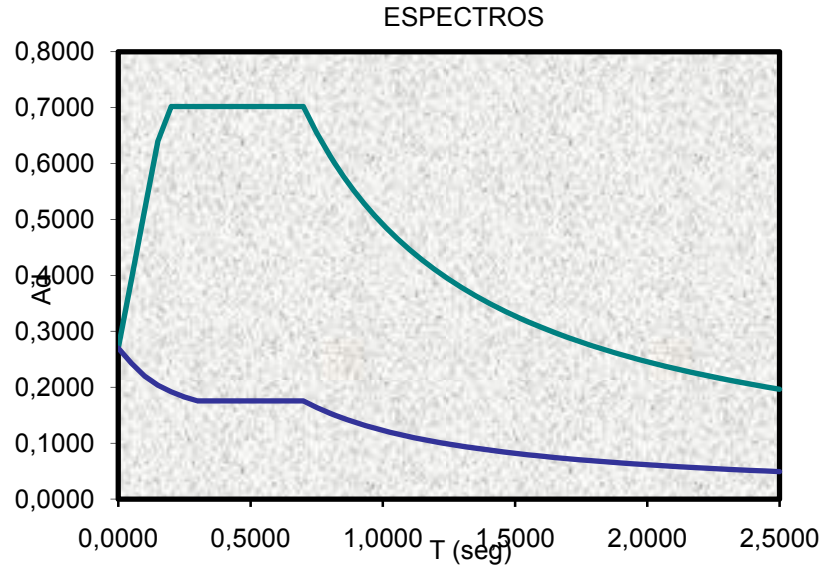


FIG.3.1 Ejemplo de gráfico de espectro de respuesta y diseño

III. 8) Casos de carga

Los casos de carga se establecerán según el uso y el tipo de la edificación, y serán: i. **cargas permanentes** que resistirá la estructura, tales como, peso propio de la misma, peso de la mampostería, de los acabados y demás cargas que actúen constantemente; ii. **cargas variables**, las cuales vienen dadas por cargas que solicitan la estructura de forma intermitente, que dependerán únicamente del uso que se le da a la edificación en un área determinada; y **cargas accidentales**, que son inciertas tanto en magnitud como en distribución, como son las cargas sísmicas, de viento, etc., y dependerán de la localización de la edificación.

III. 9) Combinación de los efectos de carga sísmica

Las estructuras deben diseñarse para la acción simultánea de los componentes horizontales de casos de carga sísmica, incluyendo los efectos de torsión adicional, de acuerdo a uno de los siguientes criterios de combinación:

- La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección
- El valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en una dirección más 0.30 del valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal, y viceversa.
- Opcionalmente, se puede utilizar el **criterio CQC3**, descrito en la literatura técnica, la cual incorpora la dirección más desfavorable del movimiento sísmico.

III. 10) Combinaciones de carga

Son aquellas en las cuales se combinan los distintos casos de carga, buscando los efectos más desfavorables que se pueden causar en la estructuras, aplicándole factores de minoración y mayoración a estos. Las diferentes combinaciones de cargas se reflejan en la *Tabla 3.6*. Tomado de Covenin 1753.

$$U = 1.4 (CP + CF)$$

$$U = 1.2 (CP + CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_L$$

$$U = 1.2 CP + 1.6 CV_L + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0.8 W)$$

$$U = 1.2 CP \pm 1.6 W + \gamma CV + 0.5 CV_L$$

$$U = 1.2 CP + \gamma CV \pm S$$

$$U = 0.9 CP \pm 1.6 W$$

$$U = 0.9 CP \pm S$$

$$U = 0.9 CP \pm 1.6 CE$$

TABLA 3.6 Combinaciones de carga (Tabla 9.3, Covenin 1753)

IV) METODOLOGÍA

La metodología que se utilizará para la realización de este trabajo especial de grado, se basa en lo que podría llamarse una **ingeniería tipificada** para generar los Tipos de Diseño, utilizando la **ingeniería de objeto** para realizar el cálculo estos diseños generados. Esto permite optimizar el uso de los recursos, y a su vez, dar respuesta rápida y acelerada al diseño estructural de viviendas, aprovechando experiencias pasadas tomando lo mejor de cada una de ellas. Con base en esta premisa se llegó a la siguiente ordenación metodológica:

- 1) Recopilación de la información de los distintos métodos y programas para la construcción de viviendas que se han llevado a cabo en el país, para establecer así un marco referencial, que contará con unos resultados que se puedan analizar.
- 2) Estudio de las Normas de Construcciones Sismorresistentes (Covenin 1756-98, 1753-06 y 1618-1998), con las que se rigen los diseños de edificios.
- 3) Capacitación del tesista en programas de cálculos computacional para análisis estructural (ETABS), lo cual permitirá la optimización en el uso de los materiales, así como también acortará el tiempo de trabajo.
- 4) Establecimiento de los Tipos de Diseños según zonas sísmicas del país y por rangos de parámetros del suelo, y definición del número de análisis a realizar tomando en consideración las condiciones más desfavorables para minimizar el riesgo.
- 5) Análisis de la arquitectura entregada, *fig. 4.0*, por el ente promotor con una visión de la ingeniería estructural, para adoptar los diseños espaciales que satisfagan lo arquitectónico desde el punto de vista funcional y estructural, en función de las necesidades de la comunidad. (para detalles ver planos de arquitectura en apéndice XII.2)

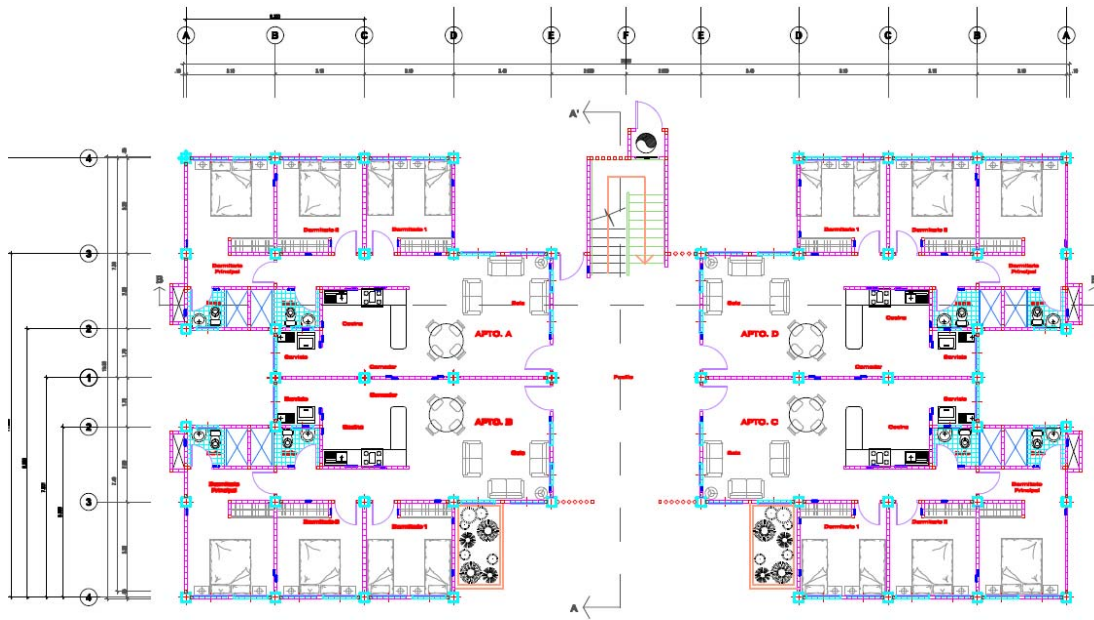


FIG. 4.0 Planta de arquitectura base

- 6) Definición de los componentes necesarios para el análisis y diseños de las edificaciones de acuerdo a las Normas mencionadas anteriormente, tomando en cuenta que su construcción deberá ser realizada sin ningún tipo de capacitación especial.

- 7) Realización de un predimensionado de los elementos estructurales que conforman el edificio que se muestra en la fig.4.1.

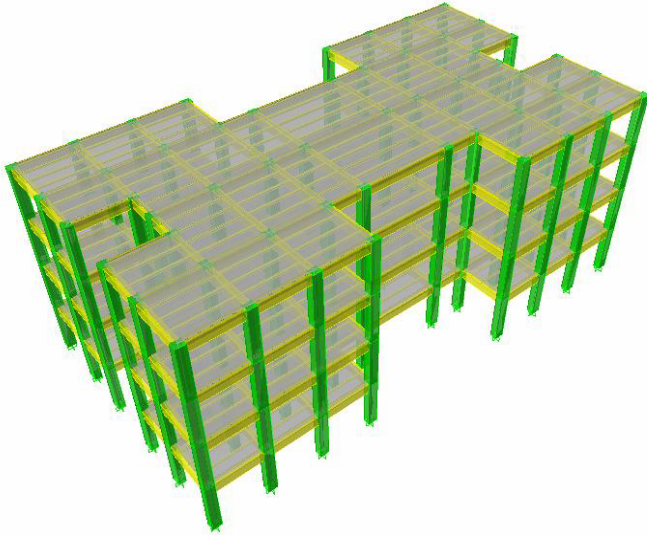


FIG. 4.1 vista de modelo estructural

- 8) Uso de un Método Manual para el cálculo estructural de uno de los modelos a diseñar, a fin de *verificar* los resultados obtenidos con los programas de cálculo computacional.
- 9) Análisis y diseño estructural con los programas de cálculo computacional para los tipos de diseño, generados por las combinaciones de zona sísmica, características del suelo y lo definido en el punto 6, exigiendo que su respuesta cumpla con la normativa venezolana. Se utiliza un esquema elaborado por el tesista.
- 10) Elaboración de un cuadro contentivo de cantidades y costos de los insumos requeridos para la construcción de las estructuras de los *nueve (9) Tipos de Diseño*. Realizar un análisis comparativo para determinar la optimización del uso de los insumos, y del recurso financiero para cada uno.

V) DEFINICIONES DE LOS COMPONENTES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

V.1) *Materiales*

Las edificaciones a diseñar deben tener un carácter repetitivo a nivel nacional, lo que hace que la selección de los materiales a utilizar sea hecha de manera integral, tomando en cuenta la calidad, disponibilidad y facilidad de manejo de los mismos.

La estructura a utilizar es de concreto armado; las losas de entrepiso se construyen con *encofrado colaborante*; las paredes de PVC, elemento constructivo del sistema PETROCASA, se rellenan con mortero de cemento-arena.

Las características de los materiales son:

- Concreto con resistencia de 250Kg/cm^2 .
- Acero de refuerzo con resistencia de 4200Kg/cm^2 . Es el acero con el que se producen en Venezuela la barras (*cabillas*) para concreto armado.
- Mortero de cemento-arena con un peso unitario de 2150 Kg/m^3 .
- Acero estructural (para el módulo de escaleras) con $f_y= 2530\text{Kg/cm}^2$ y $f_u= 4080\text{kg/cm}^2$, que se corresponde con el que se producen los perfiles disponibles en Venezuela.

V.2) *Casos de carga estática*

Estos se agrupan en:

- **Cargas permanentes:** peso propio(CP) y sobrecarga permante (SCP)
- **Cargas variables:** cargas vivas de entrepiso (CV) y cargas vivas de techo (CVT)

V.3) Selección del factor de reducción y definición de los espectros de diseño

Para definir los **espectros de diseño** de cada uno de los modelos se establecieron los siguientes parámetros

- **Factor de importancia:** las edificaciones se clasifican en el **Grupo A**, ya que siendo una estructura de carácter repetitivo, su falla puede dar lugar a grandes pérdidas humanas y económicas. En consecuencia: $\alpha=1,30$.
- **Zona sísmica:** se trabaja en tres grupos de amenaza sísmica: alta, media y baja, utilizando el **mayor Ao** de cada una de las zonas que se aprecia en la tabla 5.0.

amenaza	Zona Sísmica								
	alto			medio			bajo		
Suelo	7	6	5	4	3	2	1	0	
S1	0,4			0,25			0,15		
S2	0,4			0,25			0,15		
S3	0,4			0,25			0,15		

TABLA 5.0 Tabla valores de Ao para las zonas sísmicas

- **Forma espectral:** se utilizan los valores de Ψ para **S1**, **S2** o **S3** establecidos en la Norma Covenin 1756:2001 *Tabla 5.1*, aplicando como criterio, **el uso del mayor valor para cada zona sísmica y forma espectral** como se muestra en la tabla 5.1.

amenaza	factor de correccion Ψ de las formas espectrales								
	alto			medio			bajo		
Suelo	7	6	5	4	3	2	1	0	
S1	1			0,85			0,85		
S2	0,95			0,8			0,8		
S3	0,8			0,75			0,75		

TABLA 5.1 Formas espectrales

- **Nivel de diseño:** será **ND3**, ya que se adopta el máximo nivel de diseño para todas las zonas sísmicas.

- **Tipo de estructura: Tipo I**, toda vez que es una estructura de pórticos simples de concreto armado.
- **Factor de reducción: $R=4$** , por la presencia de paredes que generalmente están adosadas a las columnas, disminuyendo la capacidad de las mismas a deformarse a flexión y disipar energía inelásticamente. Por otra parte, hay que considerar la incertidumbre relacionada con la calidad del proceso constructivo.

En las figuras 5.0 a 5.2 se presentan los espectros de diseño (A_d) para las diferentes zonas y tipos de suelo.

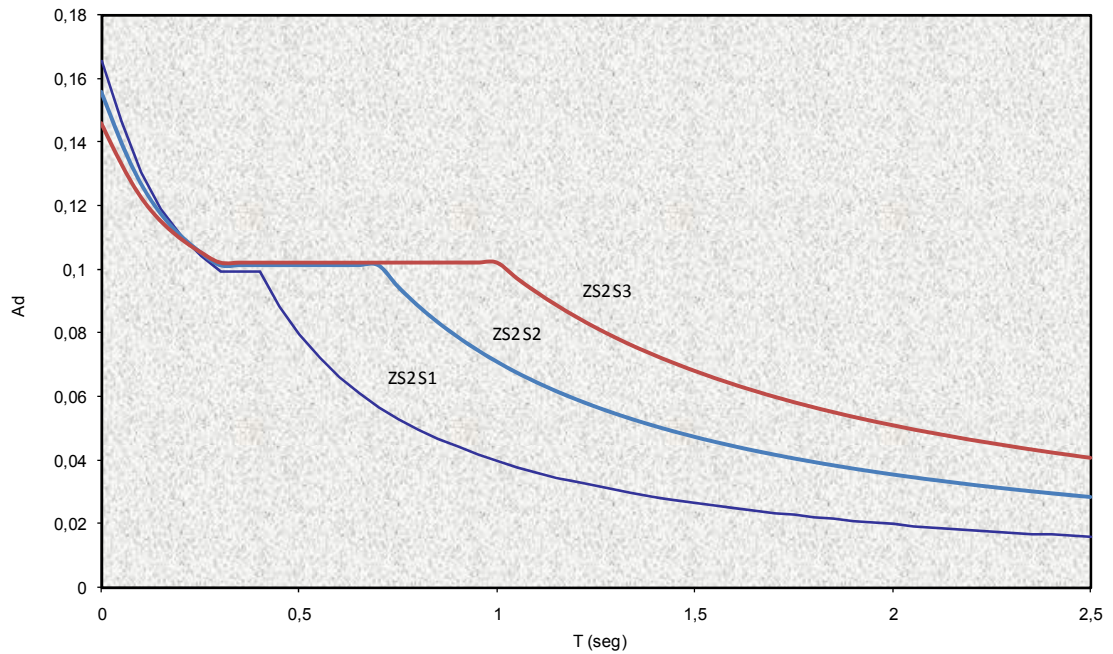


FIG 5.0 Espectros de diseño en zonas de amenaza BAJA (Zona Sísmica 2 para los suelos S1, S2 y S3)

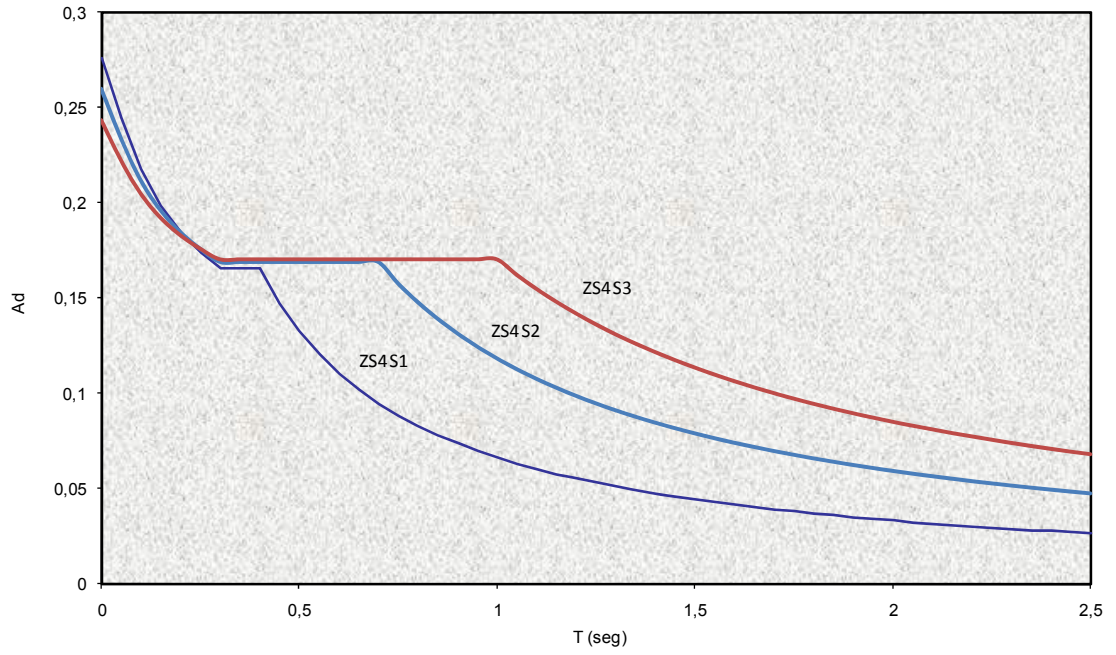


FIG 5.1 Espectros de diseño en zonas de amenaza MEDIA (Zona Sísmica 4 para los suelos S1, S2 y S3)

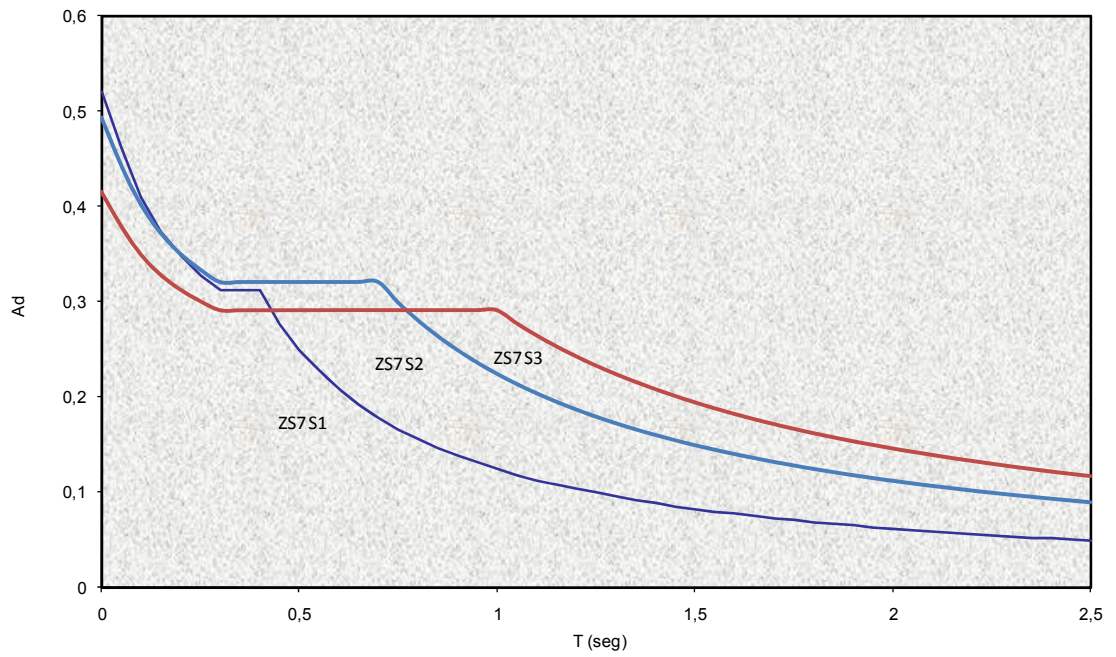


FIG 5.2 Espectros de diseño en zonas de amenaza ALTA (Zona Sísmica 7 para los suelos S1, S2 y S3)

Tomando en cuenta todos los parámetros antes definidos, se establecen **nueve (9) Tipos de Diseño** que se observan en la tabla 5.2, identificados con las letras **A** hasta la **I**, tal como se refleja en la *Tabla 5.2*. Cada uno de estos *Tipos de Diseño* se corresponden con *una zona sísmica y un tipo de suelo porque se toma la peor condición*. De esta manera los nueve (9) tipos de diseño cumplen con los requerimientos sismorresistentes, optimizando el diseño estructural para que la edificación pueda realizarse en cualquier tipo de suelo, de acuerdo a la clasificación establecida.

	Zona Sísmica								
amenaza	alto			medio			bajo		
Suelo	7	6	5	4	3	2	1	0	
S1	A			D			G		
S2	B			E			H		
S3	C			F			I		

TABLA 5.2 Tabla Tipos de Diseño

V.4) Combinación de efectos sísmicos

Se utiliza **la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección de la componente sísmica horizontal**. Este criterio es de fácil manejo en el programa de cálculo estructural con el que se realiza el diseño de la estructura.

V.5) Combinaciones de carga

Para las **combinaciones de carga** se hace un estudio de aquellas que exige la Norma, reduciendo de ocho (8) que aparecen en la *Tabla 3.6*, a cuatro (4) combinaciones, toda vez que las cargas que se consideran actuantes en la estructura para el diseño, son **CP, SCP, CV, CVT** y **S**, permaneciendo las que se señalan a continuación:

- $U = 1,4 CP$
- $U = 1,2 CP + 1,6 CV + 0,5 CVT$

- $U = (1,2 + S_v) CP + CV + S_h$

- $U = (0,9 - S_v) CP + S_h$

$S = S_h \pm S_v$

donde:

S_h= componente horizontal del sismo

S_v= componente vertical del sismo (Covenin 1753:2006 cap. 9)

V.6) Definición de las masa

La masa se definió según lo que establece la Norma (Covenin 1756:2001 capítulo 7.1): cien por ciento (100%) de la carga permanente, y veinticinco por ciento (25%) de la carga variable actuante en la edificación, incluyendo únicamente su componente lateral.

V.7) Rigidez de los diafragmas

Tomando en cuenta la regularidad de la edificación y la simetría de sus plantas, se decidió definir cada planta como un diafragma rígido, estableciendo en el modelo, que la losa se mueva como un todo.

V.8) Deriva tolerable

En lo referente a las diferencias de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, se definió como **límite máximo 0,012**, toda vez que la edificación pertenece al **Grupo A**, y es susceptible a sufrir daños por las deformaciones de la estructura.

V.9) Estructuración de la arquitectura y diseño de elementos estructurales sismorresistente

Para la estructuración del diseño arquitectónico se decidió separar el edificio en dos (2) edificaciones: **vivienda** y **escalera**. De esta manera, la edificación correspondiente a la vivienda tiene simetría en ambos ejes. Por otra parte, las

edificaciones podrán construirse por separado, lo que simplifica el proceso. El edificio de vivienda será de concreto armado, y el de escalera será una estructura de acero. **Para efectos de este trabajo especial de grado se trabajara únicamente con la edificación de vivienda.**

Siendo el diseño estructural uno de los factores más importantes de la edificación, se cumple en el presente trabajo con todos los criterios que establece la Norma Covenin 1753:2006 “**Diseño de edificaciones de concreto armado**” y con la Norma Covenin 1618-1998 “**Estructuras de acero para edificaciones métodos de los estados limites**”. Por otra parte, se utilizan criterios basados en la experiencia de profesionales con gran conocimiento en el área, con el objeto de buscar la mejor opción en cuanto a rendimiento constructivo, toda vez que se propone el uso del presente diseño, a gran escala.

Los criterios para el diseño de los elementos estructurales de la edificación de vivienda son:

- Columnas de concreto armado $r_c = 5\text{cm}$
 - o La cuantía del acero de refuerzo utilizado se maneja en un rango de 1,5% a 3,5%, para la búsqueda de fallas dúctiles, así como facilidad constructiva. Por otra parte, se utilizan barras de acero de diámetros bajos, por ser más comerciales y de más fácil manejo constructivo. Se pretende modificar el acero cada dos (2) pisos, siempre y cuando el criterio sismorresistente lo permita.
 - o La forma de las columnas será rectangular en las zonas sísmicas de amenaza media y alta, con el lado mayor orientado de manera tal de aumentar la rigidez torsional de la edificación, e interrumpir lo menos posible el espacio arquitectónico. Se manejan las mismas secciones en toda la edificación para utilizar un solo tipo de encofrado y facilitar el proceso constructivo.

- Vigas concreto armado $r_c = 5\text{cm}$
 - o La cuantía de acero buscada es la más cercana al acero mínimo, tal es 0,33%, para asegurar la falla dúctil del elemento fusible, buscando también cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil. Al igual que en las columnas se utilizan, barras de diámetro pequeño.
 - o Las dimensiones de las vigas estarán sujetas a los requerimientos del diseño sismorresistente, buscando la optimización máxima del material.

- Orientación de columnas

Para disminuir el riesgo torsional de la edificación se definen la orientación de las columnas rectangulares de la edificación (cuando las haya) como se muestra en la fig 5.3 colocando la dimensión mayor de tal manera que aumente la rigidez torsional. Para mayor detalle ver plano de orientación de columnas en el apéndice XII.2.

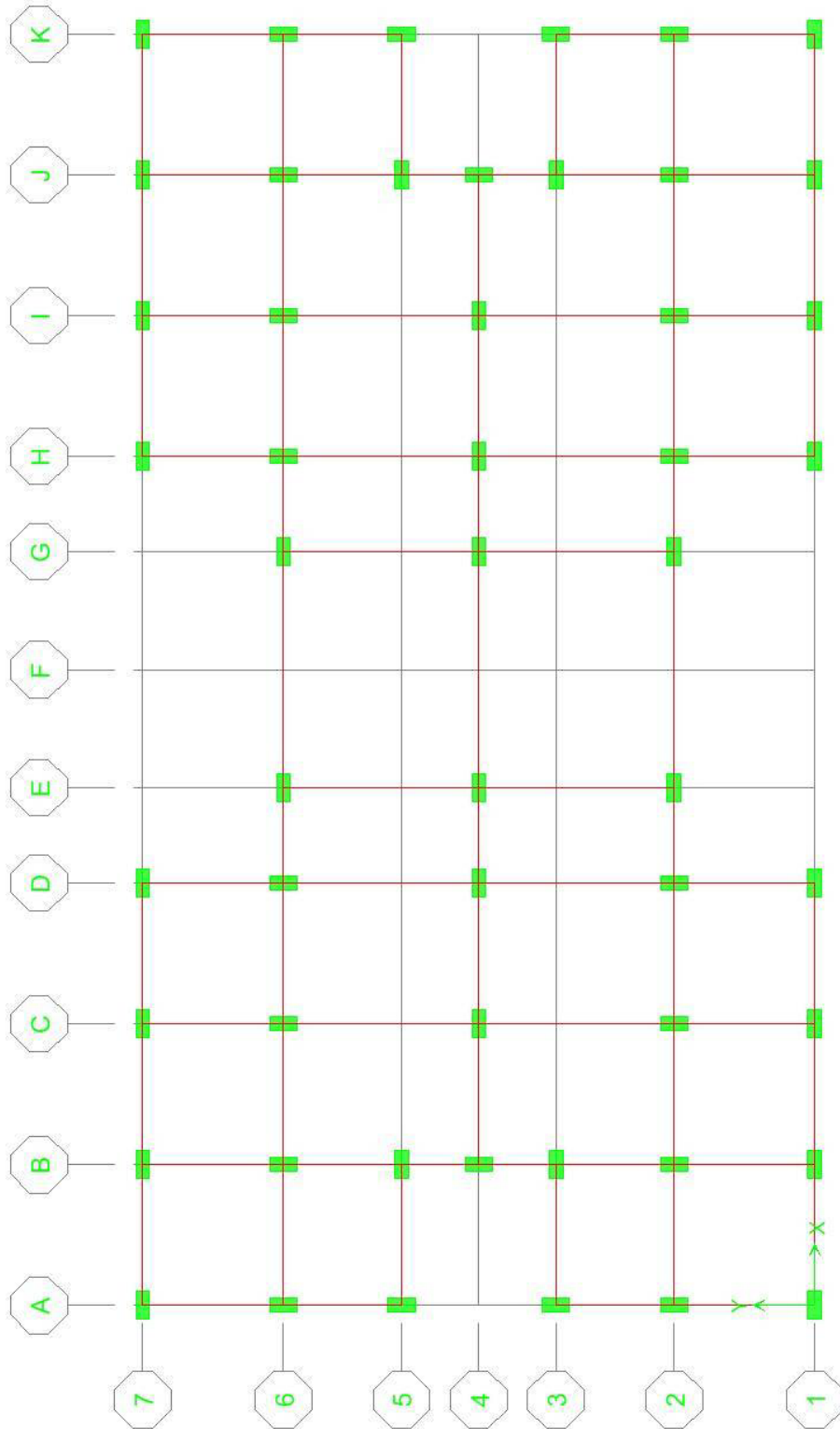


FIG. 5.3 Orientación columnas rectangulares buscando evitar efecto torsional

V.10) Losa de techo y entrepiso

Se utiliza encofrado colaborante, comúnmente llamado “*losacero*”, calibre 22”, con concreto de $f_c=250 \text{ Kg/cm}^2$; correas IPE de acero A36 de $f_y= 2530 \text{ Kg/cm}^2$, las cuales no formaran parte del sistema resistente a sismo. Los perfiles que se utilizan para las correas podrán ser perfiles IPE, IPN o VP. **Se utiliza este sistema de losa porque permite construirlo separado del sistema de pórticos y aumentar el rendimiento en la construcción de las edificaciones**, la dirección de las correas y la de la losa se aprecia en la fig. 5.4, para mayor detalle de ubicación de correas ver plano en apéndice XII.2.

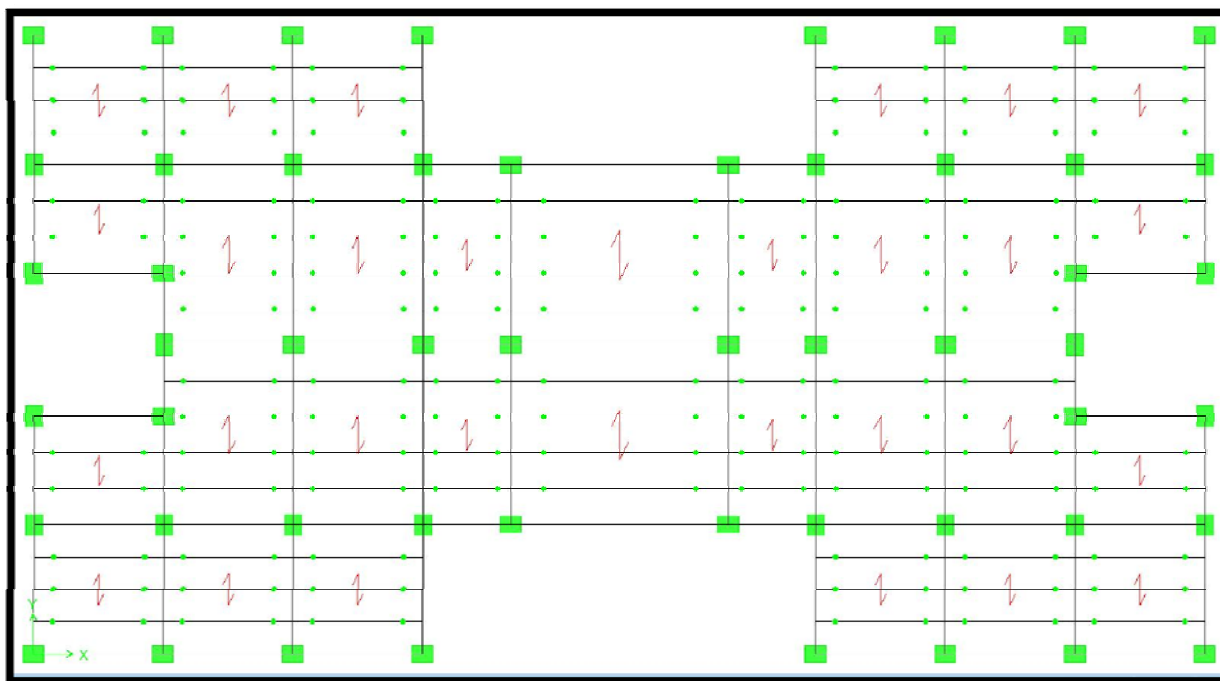


FIG. 5.4 ubicación correas y losa

V.11) Edificación de escalera

Se separa el diseño arquitectónico en dos edificaciones (*vivienda y escalera*) para mantener la simetría en ambos ejes. **Cabe destacar que el diseño de la edificación de escalera no está dentro de los alcances de esta Tesis**, se recomienda que sea diseñada con perfiles de acero por ser una edificación pequeña y así facilitar su construcción.

V.12) Definición de cargas

El análisis de carga que se aplica al diseño de estos edificios es suficientemente abierto para que se utilicen en la ejecución de los mismos, diferentes tipos de recubrimiento de piso, de techos, de impermeabilización, y tabiquería (restringido en este caso por el uso de paneles PVC). Esta condicionante está asociada a la orientación del diseño a ser utilizado en todo el territorio nacional, y en consecuencia, facilitar el uso de los insumos disponibles en cualquier región.

Como condición de diseño se seleccionó la más desfavorable, en los acabados donde la variación puede ser más significativa, tales son: techos, impermeabilización y recubrimiento de piso. En la tabla 5.3 se presentan las áreas de planta de la edificación y su distribución.

AREAS	
area planta (m ²)	346,2
area circulacion (m ²)	44,72
area apartamento (m ²)	301,48

TABLA 5.3 Áreas de la edificación

V.12.1) Cargas permanentes

- Peso propio de la estructura:

Se considera un peso específico de 2500 Kg/m^3 para el concreto armado según la *Tabla 4.1* Covenin-Mindur 2002–88. Con las dimensiones de la sección y la longitud de las columnas y vigas, se determina el peso propio de las mismas.

- Tabiquería

Las paredes se construyen con encofrado perdido de PVC, el utilizado para las viviendas Petrocasa. En este caso, no aportan de manera directa a la resistencia estructural del edificio, por ende su rigidez no se toma en cuenta para el análisis estructural. Estos paneles son de 10 cm de espesor, y serán vaciados con un mortero de cemento-arena, para el cual se considera un peso unitario de 2150 Kg/m^2 , según la *Tabla 4.1* Covenin-Mindur 2002–88. Para el análisis de la carga que representan las paredes, las que estén apoyadas directamente en las vigas, se toman como cargas lineales distribuidas en las vigas que las contengan y aquellas que no están apoyadas en vigas, se considera la distribución uniforme de su peso en la losa de entrepiso. En la tabla 6.1 puede apreciarse el cálculo de la carga que representan las paredes.

PAREDES (SCP)	
Long paredes (ml)=	251,6
espesor paredes (cm)=	10
altura paredes (m)=	2,7
peso mortero pared (kg/m^3)=	2150
peso de pared (kg/ml)=	580,50
peso de pared (kg/ml)=	146053,80
peso paredes (kg/m^2)=	421,88

TABLA 5.4 carga de paredes de mampostería

En lo referente al recubrimiento de piso, se toma en cuenta granito de 5 cm. de espesor, con peso de 100 Kg/m², según la *Tabla 4.3* Covenin-Mindur 2002–88 como se observa en la tabla 5.4.

PISOS (SCP)	
granito artificial (kg/m ²)	150
cielo raso (kg/m ²)	20
total por nivel (kg/m ²)	170
total nivel (kg)	58854

TABLA 5.5 Cargas de recubrimiento de pisos

Para los techos se utiliza como revestimiento, tejas con mortero de asiento, toda vez que es uno de los casos más desfavorable, con peso de 100 Kg/m². Para la impermeabilización, acabado de panelas, que se corresponde con un peso de 80 Kg/m² (valores tomados de la *Tabla 4.1* Covenin-Mindur 2002–88).

TECHO (SCP)	
tejas (kg/m ²)	100
impermeabilizacion (kg/m ²)	80
cielo raso (kg/m ²)	20
total techo (kg/m ²)	200
total techo (kg)	69240

TABLA 5.6 Cargas de techo

El peso de los pisos y techo, para el análisis estructural, será distribuido uniformemente en la losa.

- Losa

- o La losa a utilizar será de encofrado colaborante, mejor conocido como “losacero”, calibre 22, de espesor 10 cm.. Según las especificaciones del del fabricante, el peso es de 180 Kg/m². Se presenta el peso total de la losa en las tablas 5.6 y 5.7

LOSA (PP)	
LOSACERO e= 10 cm (kg/m ²)	180
peso por nivel(kg)=	62316

TABLA 5.7 Cargas de techo

- o Los perfiles a utilizar como correas, serán del tipo IPE.

CORREAS	ml de perfiles	kg/ml	peso kg
IPE 120	269,2	10,4	2799,68
IPE 160	41,6	15,8	657,28
total por piso			3456,96
		Kg/m ²	9,985

TABLA 5.8 Peso de las correas de la losa

V.12.2) Cargas variables

Para la carga variable se dividen las edificaciones en cuatro (4) sectores: **zona apartamento**, con 175 Kg/m²; **zona pasillo**, con 300 Kg/m²; **zona techo**, con 100 Kg/m²; y **zona escalera**, con 500 Kg/m², según la *Tabla 5.1* Convenin-Mindur 2002–88 que se muestra a continuación.

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES										TECHOS					
	A. AREAS PUBLICAS pasillos comedores, vestuarios, sala de estar	B. AREAS PRIVADAS oficinas, salas, quígrafos, cocinas, lavanderías, servicios y mantenimiento (1)	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FIESTA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con L-1 20 (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (3)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES, PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTUARIOS, ESTUDIOS DE RADIO Y TV, CELDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS	N. DEPOSITOS EN GENERAL	CP ≤ 50 kgf/m ²	CP > 50 kgf/m ²
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES	300			500	100	300		300		(6)	175					
HOTELES, MOTELS, CLUBES	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TECNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)		
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA: TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)		
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MEDICO ASISTENCIALES, CUARTELES CARCELES, CONVENTOS Y MONASTERIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)		
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPOSITOS ESTACIONAMIENTOS, DEPOSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORGUE	300	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)		
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)		
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (1), PUENTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)		
40 kgf/m ² (10)																
Techo con pendiente														-1.5% : 100 kgf/m ² 1.5% : 50 kgf/m ²		

TABLA 5.9 cargas variables sobre entrepisos (Covenin-Mindur 2002-88)

VI) ANALISIS DETALLADO Y EVALUACION DE UNA DE LAS EDIFICACIONES

Como se mencionó en la metodología la tesis se complementa con un soporte manual de algunos cálculos que se realizan con el programa, para de esta manera comparar los resultados obtenidos por ambos métodos. Este procedimiento es importante y necesario, a fin de verificar que el programa de cálculo este operando correctamente y que los datos se hayan introducido apropiadamente.

A efectos del cálculo manual, se trabaja con el **Tipo de Diseño** identificado con la letra **F (Zona Sísmica 4 -ZS4- / Tipo de Suelo 3 -S3-)**. Cabe destacar que este análisis se realiza con un predimensionado de la edificación **F**, por lo que las dimensiones son distintas a las definitivas. Sin embargo, este esquema funciona para el objeto de esta parte de la Tesis.

VI.1) Comparación de pesos

- A continuación se presentan las tablas 6.0 a 6.7 que muestran los pesos que generan los distintos componentes y cargas de la edificación así como sus pesos por niveles y total.

COLUMNAS (PP)		VIGAS (PP)	
ancho (cm)	50	ancho (cm)	50
largo (cm)	30	alto (cm)	30
ml por nivel=	156	ml por nivel=	256,2
peso concreto (kg/m ³)=	2500	peso concreto (kg/m ³)=	2500
peso por nivel(kg)=	58500	peso por nivel (kg)=	96075
carga por nivel (kg/m2)=	168,98	carga por nivel (kg/m2)=	277,51

TABLA 6.0 Cargas de columnas y vigas

LOSA (PP)	
LOSACERO e= 10 cm (kg/m2)	180
peso por nivel(kg)=	62316

TABLA 6.1 Cargas de losas

CORREAS	ml de perfiles	kg/ml	peso kg
IPE 120	269,2	10,4	2799,68
IPE 160	41,6	15,8	657,28
total por piso			3456,96

TABLA 6.2 Cargas de correas

PAREDES (SCP)	
Long paredes (ml)=	251,6
espesor paredes (cm)=	10
altura paredes (m)=	2,7
peso mortero pared (kg/m ³)=	2150
peso de pared (kg/ml)=	580,50
peso de pared (kg/ml)=	146053,80
peso paredes (kg/m ²)=	421,88

TABLA 6.3 Cargas de paredes

PISOS (SCP)		TECHO (SCP)	
granito artificial (kg/m ²)	150	tejas (kg/m ²)	100
cielo raso (kg/m ²)	20	impermeabilizacion (kg/m ²)	80
total por nivel (kg/m ²)	170	cielo raso (kg/m ²)	20
		total techo (kg/m ²)	200
		total techo (kg)	69240

TABLA 6.4 Cargas de pisos y techos

CV apartamento		CV circulacion	
carga (kg/m ²)	175	carga (kg/m ²)	300
peso por nivel (kg)	52759	peso por nivel (kg)	13416

TABLA 6.5 Cargas variables entrepiso

CVT Techo	
carga (kg/m ²)	100
peso por nivel kg	34620

TABLA 6.6 Cargas variables techo

NIVEL	CP (Ton)								CV(Ton)	TOTAL (Ton)
	PP				SCP					
	columna	viga	losa	correas	paredes	pisos	techo	TOTAL		
4	29,25	96,08	62,32	3,46	-	-	69,24	260,34	34,62	268,99
3	58,50	96,08	62,32	3,46	146,05	58,85	-	425,26	66,18	441,80
2	58,50	96,08	62,32	3,46	146,05	58,85	-	425,26	66,18	441,80
1	58,50	96,08	62,32	3,46	146,05	58,85	-	425,26	66,18	441,80
base	29,25	-	-	-	-	-	-	29,25	0,00	29,25
								1565,36	233,15	1623,64

TABLA 6.7 Pesos de la edificación para el **cálculo manual**

A efectos de la comparación los pesos de la edificación por niveles del calculo manual de la tabla 6.7 con los r que se hicieron con ETABS se considera la **Combinación 2** dando el siguiente resultado: $1,2 \times (1.565,36) + 1,6 \times (198,54) + 0,5 \times (34,62) = 2.213,38$ Ton para el cálculo manual y para el cálculo con ETABS la tabla 6.8 que se muestra a continuación.

- Calculo con ETABS

Peso de la estructura (Ton)										
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ		
BASE	22	COMB2	0,23	0,23	25,87	-0,23	0,225	0		
BASE	23	COMB2	0,02	0,34	37,61	-0,332	0,02	0		
BASE	24	COMB2	-0,02	0,33	37,2	-0,322	-0,021	0		
BASE	25	COMB2	-0,23	0,24	25,79	-0,235	-0,216	0		
BASE	356	COMB2	0,23	-0,23	25,87	0,23	0,225	0		
BASE	357	COMB2	0,02	-0,34	37,61	0,332	0,02	0		
BASE	358	COMB2	-0,02	-0,33	37,2	0,322	-0,021	0		
BASE	359	COMB2	-0,23	-0,24	25,79	0,235	-0,216	0		
BASE	360	COMB2	0,2	0,09	37,43	-0,085	0,197	0		
BASE	361	COMB2	0,03	0,15	55,62	-0,141	0,025	0		
BASE	362	COMB2	0	-0,31	64,24	0,294	-0,001	0		
BASE	363	COMB2	-0,1	-0,37	51,67	0,351	-0,096	0		
BASE	364	COMB2	0,42	-0,78	53,43	0,765	0,403	0		
BASE	365	COMB2	0,19	0,26	26,11	-0,254	0,184	0		
BASE	366	COMB2	-0,15	0,13	38,82	-0,133	-0,146	0		
BASE	367	COMB2	0,23	0	32,05	0	0,23	0		
BASE	368	COMB2	0,05	0	69,78	0	0,044	0		
BASE	369	COMB2	0,19	-0,26	26,11	0,254	0,184	0		
BASE	370	COMB2	-0,15	-0,13	38,82	0,133	-0,146	0		
BASE	371	COMB2	0,2	-0,09	37,43	0,085	0,197	0		
BASE	372	COMB2	0,03	-0,15	55,62	0,141	0,025	0		
BASE	373	COMB2	0	0,31	64,24	-0,294	-0,001	0		
BASE	374	COMB2	-0,1	0,37	51,67	-0,351	-0,096	0		
BASE	375	COMB2	-0,03	0	64,54	0	-0,033	0		
BASE	376	COMB2	0,44	0	84,03	0	0,421	0		
BASE	377	COMB2	0,42	0,78	53,43	-0,765	0,403	0		
BASE	443	COMB2	-0,42	-0,78	53,43	0,765	-0,403	0		
BASE	444	COMB2	-0,44	0	84,03	0	-0,421	0		
BASE	445	COMB2	-0,42	0,78	53,43	-0,765	-0,403	0		
BASE	446	COMB2	0,23	-0,24	25,79	0,235	0,216	0		
BASE	447	COMB2	0,1	-0,37	51,67	0,351	0,096	0		
BASE	448	COMB2	0,03	0	64,54	0	0,033	0		
BASE	449	COMB2	0,1	0,37	51,67	-0,351	0,096	0		
BASE	450	COMB2	0,23	0,24	25,79	-0,235	0,216	0		
BASE	451	COMB2	0,02	-0,33	37,2	0,322	0,021	0		
BASE	452	COMB2	0	-0,31	64,24	0,294	0,001	0		
BASE	453	COMB2	-0,05	0	69,78	0	-0,044	0		
BASE	454	COMB2	0	0,31	64,24	-0,294	0,001	0		
BASE	455	COMB2	0,02	0,33	37,2	-0,322	0,021	0		
BASE	456	COMB2	-0,02	-0,34	37,61	0,332	-0,02	0		
BASE	457	COMB2	-0,03	0,15	55,62	-0,141	-0,025	0		
BASE	458	COMB2	0,15	0,13	38,82	-0,133	0,146	0		
BASE	459	COMB2	-0,23	0	32,05	0	-0,23	0		
BASE	460	COMB2	0,15	-0,13	38,82	0,133	0,146	0		
BASE	461	COMB2	-0,03	-0,15	55,62	0,141	-0,025	0		
BASE	462	COMB2	-0,02	0,34	37,61	-0,332	-0,02	0		
BASE	463	COMB2	-0,23	0,23	25,87	-0,23	-0,225	0		
BASE	464	COMB2	-0,2	-0,09	37,43	0,085	-0,197	0		
BASE	465	COMB2	-0,19	-0,26	26,11	0,254	-0,184	0		
BASE	467	COMB2	-0,19	0,26	26,11	-0,254	-0,184	0		
BASE	468	COMB2	-0,2	0,09	37,43	-0,085	-0,197	0		
BASE	469	COMB2	-0,23	-0,23	25,87	0,23	-0,225	0		
					2315,96					

TABLA 6.8 Cuadro de pesos calculados con el programa *ETABS*

1,2CP+1,6CV+0,5CVt		
calculo manual	W_m (ton)=	2213,376
calculo con etabs	W_p (ton)=	2315,96

TABLA 6.9 Comparación de resultados

Los resultados obtenidos reflejan en la tabla 6.9 una diferencia de 102,58 Ton. entre el *Cálculo Manual* y el *Cálculo con el Programa (ETABS)*, siendo mayor el segundo resultado. La diferencia porcentual se corresponde con el 4,5%. Esta diferencia se debe al “*error*” ocurrido en las mediciones lineales y de áreas realizadas en los planos de arquitectura, para la aplicación del cálculo manual, toda vez que las mismas se realizan de “cara” a “cara” de columna para el cálculo de la carga lineal de la paredes. Para el cálculo con **ETABS**, se considera la carga lineal de las paredes de “eje” a “eje” de columna, que es mayor a la considerada para el cálculo manual. En consecuencia, el resultado obtenido, se ajusta a lo esperado.

VI.2) Comparación de masas

Para el análisis de masas de la edificación se utiliza el mismo procedimiento que para el análisis de pesos: *cálculo manual* y *cálculo con el programa ETABS*.

A tal efecto, se calcularon las *masas traslacionales* y *rotacionales* por ambos métodos.

A efectos del presente cálculo, es necesario considerar que un nivel recibe solo la mitad de la masa que aportan las columnas del nivel anterior y de sí mismo, por lo que en el nivel 1 las columnas solo aportan la mitad de su masa, llevando la otra mitad a ser absorbida por el suelo.

Toda vez que se definió la masa como el 100% de la carga permanente, y el 25% de la carga variable, se realiza un cálculo de pesos con la siguiente combinación para determinar las masas:

$$1PP + 1SCP + 0,25CV + 0,25CVT$$

Los resultados obtenidos en las tablas 6.10 (masas traslacionales) y 6.11 (masas rotacionales) de cada nivel servirán para comparar con la tabla 6.13 del cálculo de masas traslacionales y rotacionales realizado con ETABS.

- **Calculo manual**

1CP+0,25CV+0,25CVt				
nivel 4	$W_m(\text{Ton})=$	268,99	$m(\text{Ton seg}^2/\text{m})=$	27,42
nivel 3	$W_m(\text{Ton})=$	441,80	$m(\text{Ton seg}^2/\text{m})=$	45,04
nivel 2	$W_m(\text{Ton})=$	441,80	$m(\text{Ton seg}^2/\text{m})=$	45,04
nivel 1	$W_m(\text{Ton})=$	441,80	$m(\text{Ton seg}^2/\text{m})=$	45,04
base	$W_m(\text{Ton})=$	29,25	$m(\text{Ton seg}^2/\text{m})=$	2,98

TABLA 6.10 Pesos y Masas Traslacionales por niveles

Para el cálculo manual de masas rotacionales de cada nivel mostrado en la tabla 6.11 se utilizaron las zonas plasmadas en la fig 6.0.

ENTREPISO												
zona 1			zona 2			zona 3			zona 4			
CP(kg/m ²)=	1228,35		CP(kg/m ²)=	1228,35		CP(kg/m ²)=	1228,35		CP(kg/m ²)=	1228,35		
25%CV(kg/m ³)=	43,75		25%CV(kg/m ³)=	43,75		25%CV(kg/m ³)=	43,75		25%CV(kg/m ³)=	43,75		
CARGA(kg/m ²)=	1272,10		CARGA=	1272,10		CARGA=	1272,10		CARGA=	1272,10		
BX(m)=	9,50		BX(m)=	6,40		BX(m)=	1,90		BX(m)=	5,40		
BY(m)=	5,90		BY(m)=	3,20		BY(m)=	8,80		BY(m)=	8,80		
g (m/seg ²)	9,81		g (m/seg ²)	9,81		g (m/seg ²)	9,81		g (m/seg ²)	9,81		
A (m ²)=	56,05		A (m ²)=	20,48		A (m ²)=	16,72		A (m ²)=	47,52		
W(kg)=	71301,37		W(kg)=	26052,67		W(kg)=	21269,56		W(kg)=	61935,33		
M=	7268,23		M=	2655,73		M=	2168,15		M=	6313,49		
I cmpropio=	75747,10		I cmpropio=	11331,10		I cmpropio=	14644,05		I cmpropio=	56084,83		
cmx-cm=	10,40		cmx-cm=	7,80		cmx-cm=	3,65		cmx-cm=	0,00		
I cm (Kg seg ² /rad)=	861879,18		I cm (Kg seg ² /rad)=	172905,43		I cm (Kg seg ² /rad)=	43529,24		I cm (Kg seg ² /rad)=	56084,83		
TECHO												
zona 1			zona 2			zona 3			zona 4			
CP(kg/m ²)=	751,99		CP(kg/m ²)=	751,99		CP(kg/m ²)=	751,99		CP(kg/m ²)=	751,99		
25%CV(kg/m ³)=	25,00		25%CV(kg/m ³)=	25,00		25%CV(kg/m ³)=	25,00		25%CV(kg/m ³)=	25,00		
CARGA=	776,99		CARGA=	776,99		CARGA=	776,99		CARGA=	776,99		
BX(m)=	9,50		BX(m)=	6,40		BX(m)=	1,90		BX(m)=	5,40		
BY(m)=	5,90		BY(m)=	3,20		BY(m)=	8,80		BY(m)=	8,80		
g (m/seg ²)	9,81		g (m/seg ²)	9,81		g (m/seg ²)	9,81		g (m/seg ²)	9,81		
A (m ²)=	56,05		A (m ²)=	20,48		A (m ²)=	16,72		A (m ²)=	47,52		
W(kg)=	43550,13		W(kg)=	15912,70		W(kg)=	12991,23		W(kg)=	36922,43		
M=	4439,36		M=	1622,09		M=	1324,28		M=	3763,75		
I cmpropio=	46265,54		I cmpropio=	6920,91		I cmpropio=	8944,43		I cmpropio=	33434,68		
cmx-cm=	10,40		cmx-cm=	7,80		cmx-cm=	3,65		cmx-cm=	0,00		
I cm (Kg seg ² /rad)=	526426,82		I cm (Kg seg ² /rad)=	105608,84		I cm (Kg seg ² /rad)=	26587,21		I cm (Kg seg ² /rad)=	33434,68		

TABLA 6.11 Inercias de niveles por **Cálculo Manual**

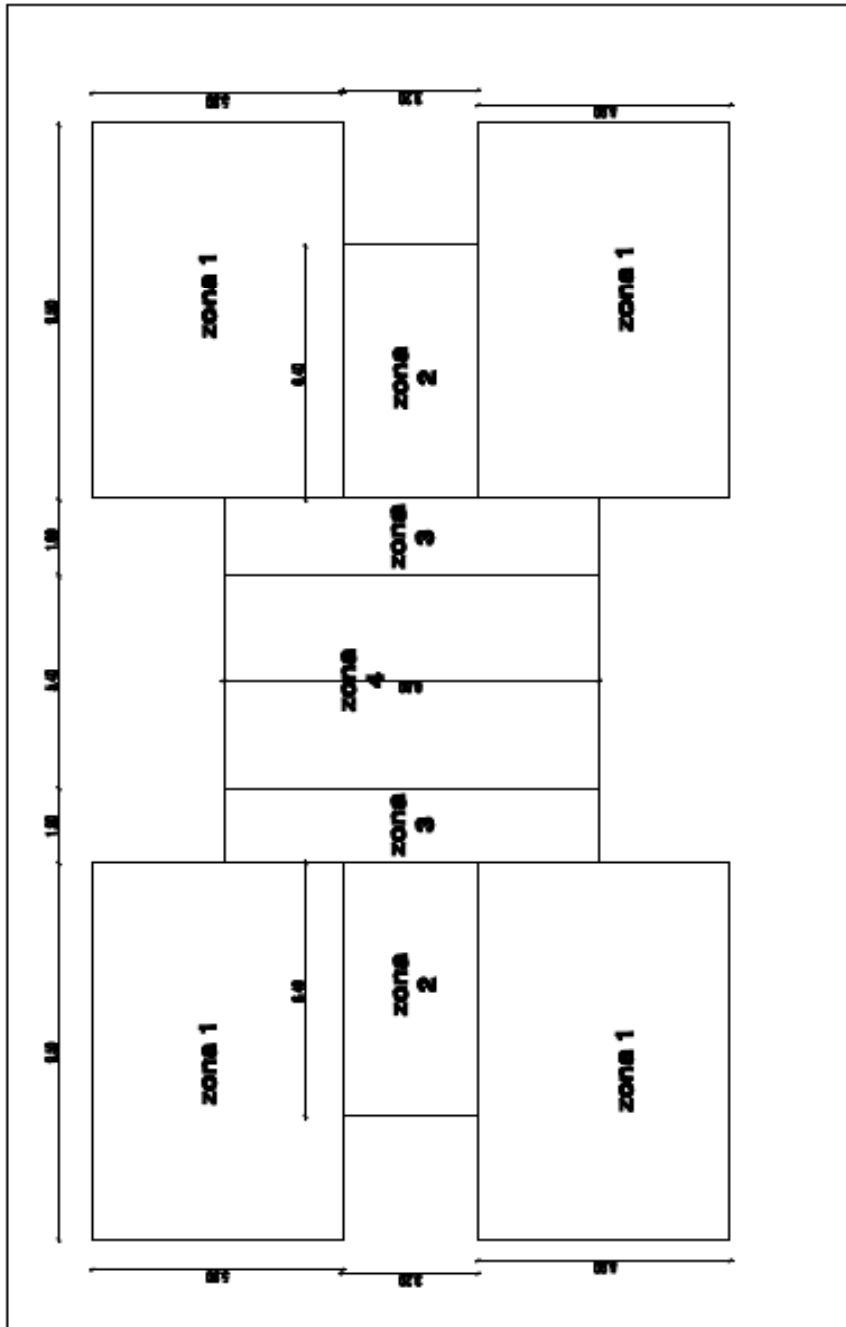


FIG. 6.0 Plano de zonas para cálculo de masas rotacionales de niveles

Masas Rotacionales	
nivel tipo (Ton seg ² /rad)=	3936,47
techo (Ton seg ² /rad)=	2403,53

TABLA 6.12 masas rotacionales de niveles del **Cálculo Manual**

- **Calculo con ETABS**

Story	Point	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	X	Y	Z
STORY4	1330	26328,0097	26328,0097	0	0	0	2527766,57	14	7,4	12
STORY3	1331	43835,8841	43835,8841	0	0	0	4504243,33	14	7,4	9
STORY2	1332	43835,8841	43835,8841	0	0	0	4504243,33	14	7,4	6
STORY1	1333	43835,8841	43835,8841	0	0	0	4504243,33	14	7,4	3
BASE	22	57,359036	57,359036	0	0	0	0	0	0	0
BASE	23	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	0	0
BASE	24	57,359036	57,359036	0	0	0	0	6,2	0	0
BASE	25	57,359036	57,359036	0	0	0	0	9,3	0	0
BASE	356	57,359036	57,359036	0	0	0	0	0	14,8	0
BASE	357	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	14,8	0
BASE	358	57,359036	57,359036	0	0	0	0	6,2	14,8	0
BASE	359	57,359036	57,359036	0	0	0	0	9,3	14,8	0
BASE	360	57,359036	57,359036	0	0	0	0	0	11,7	0
BASE	361	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	11,7	0
BASE	362	57,359036	57,359036	0	0	0	0	6,2	11,7	0
BASE	363	57,359036	57,359036	0	0	0	0	9,3	11,7	0
BASE	364	57,359036	57,359036	0	0	0	0	11,4	11,7	0
BASE	365	57,359036	57,359036	0	0	0	0	0	9,1	0
BASE	366	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	9,1	0
BASE	367	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	7,4	0
BASE	368	57,359036	57,359036	0	0	0	0	6,2	7,4	0
BASE	369	57,359036	57,359036	0	0	0	0	0	5,7	0
BASE	370	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	5,7	0
BASE	371	57,359036	57,359036	0	0	0	0	0	3,1	0
BASE	372	57,359036	57,359036	0	0	0	0	3,1	3,1	0
BASE	373	57,359036	57,359036	0	0	0	0	6,2	3,1	0
BASE	374	57,359036	57,359036	0	0	0	0	9,3	3,1	0
BASE	375	57,359036	57,359036	0	0	0	0	9,3	7,4	0
BASE	376	57,359036	57,359036	0	0	0	0	11,4	7,4	0
BASE	377	57,359036	57,359036	0	0	0	0	11,4	3,1	0
BASE	443	57,359036	57,359036	0	0	0	0	16,6	11,7	0
BASE	444	57,359036	57,359036	0	0	0	0	16,6	7,4	0
BASE	445	57,359036	57,359036	0	0	0	0	16,6	3,1	0
BASE	446	57,359036	57,359036	0	0	0	0	18,7	14,8	0
BASE	447	57,359036	57,359036	0	0	0	0	18,7	11,7	0
BASE	448	57,359036	57,359036	0	0	0	0	18,7	7,4	0
BASE	449	57,359036	57,359036	0	0	0	0	18,7	3,1	0
BASE	450	57,359036	57,359036	0	0	0	0	18,7	0	0
BASE	451	57,359036	57,359036	0	0	0	0	21,8	14,8	0
BASE	452	57,359036	57,359036	0	0	0	0	21,8	11,7	0
BASE	453	57,359036	57,359036	0	0	0	0	21,8	7,4	0
BASE	454	57,359036	57,359036	0	0	0	0	21,8	3,1	0
BASE	455	57,359036	57,359036	0	0	0	0	21,8	0	0
BASE	456	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	14,8	0
BASE	457	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	11,7	0
BASE	458	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	9,1	0
BASE	459	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	7,4	0
BASE	460	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	5,7	0
BASE	461	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	3,1	0
BASE	462	57,359036	57,359036	0	0	0	0	24,9	0	0
BASE	463	57,359036	57,359036	0	0	0	0	28	0	0
BASE	464	57,359036	57,359036	0	0	0	0	28	3,1	0
BASE	465	57,359036	57,359036	0	0	0	0	28	5,7	0
BASE	467	57,359036	57,359036	0	0	0	0	28	9,1	0
BASE	468	57,359036	57,359036	0	0	0	0	28	11,7	0
BASE	469	57,359036	57,359036	0	0	0	0	28	14,8	0
STORY4	All	26328,0097	26328,0097	0	0	0	2527766,57			
STORY3	All	43835,8841	43835,8841	0	0	0	4504243,33			
STORY2	All	43835,8841	43835,8841	0	0	0	4504243,33			
STORY1	All	43835,8841	43835,8841	0	0	0	4504243,33			
BASE	All	2982,66986	2982,66986	0	0	0	0			
Totals	All	160818,332	160818,332	0	0	0	16040496,6			

TABLA 6.13 Cuadro de masas calculado con **ETABS** en Kg seg²/m y Kg seg²/rad

Masas Rotacionales	
nivel tipo (Ton seg ² /rad)=	4504,24
techo (Ton seg ² /rad)=	2527,77

TABLA 6.14 masas rotacionales de pisos calculadas con **ETABS**

nivel	calculo manual		calculo con etabs	
	m _{traslacional} (Ton seg ² /m)	m _{rotacional} (Ton seg ² /rad)	m _{traslacional} (Ton seg ² /m)	m _{rotacional} (Ton seg ² /rad)
4	27,42	2403,53	26,33	2527,77
3	45,04	3936,47	43,84	4504,24
2	45,04	3936,47	43,84	4504,24
1	45,04	3936,47	43,84	4504,24
base	2,98	-	2,98	-
masa total	165,51	14212,95	160,82	16040,50

TABLA 6.15 Cuadro Comparativo de masas de niveles

Como se puede observar en la *Tabla 6.15* (Cuadro Comparativo) las diferencias de masas son las siguientes: *traslacionales* de 4,69 Ton seg²/m (+2,9% por *Cálculo Manual*); *rotacionales* de 1.827,55 Ton seg²/rad (-11,39% por *Cálculo Manual*).

Estas diferencias se originan en que para el *Cálculo Manual* se consideran la masa y el peso aportados por las paredes como uniformemente distribuidos, mientras que para el cálculo con **ETABS**, se consideran la masa y el peso aportados por las paredes como están actuando en realidad, linealmente distribuidas en las vigas, y una minoría uniformemente distribuidas en la losa.

Una vez mas, los resultados obtenidos se corresponden con lo esperado, y las diferencias porcentuales son realmente pequeñas.

VI.3) Masas participativas

Los *modos de vibración* que resultan de la distribución geométrica de los elementos dan de la siguiente manera:

MODO	T (seg)	B _x %	B _y %
1	0,45	0	86,1807
2	0,432	85,8652	0
3	0,393	0	0
4	0,149	0	10,137
5	0,142	10,2563	0
6	0,129	0	0

TABLA 6.16 Modos con sus periodos y masas participativas

Se puede observar que los **Modos 1 y 2** son **traslacionales**. Estos resultados son los primeros que se buscan en un diseño sismorresistente óptimo, para minimizar el riesgo torsional. En los **Modos 1 al 6** se alcanza el 90% de la masa total del edificio en cada dirección, tal como exige la Norma. En las figuras 6.1 a 6.6 se aprecia el movimiento de los modos antes mencionados.

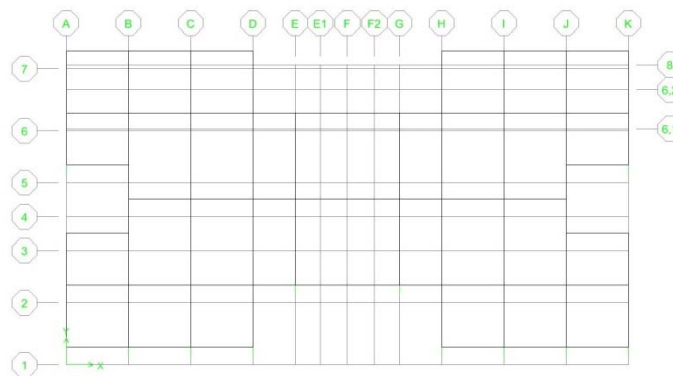


FIG. 6.1 Modo 1 traslación en Y

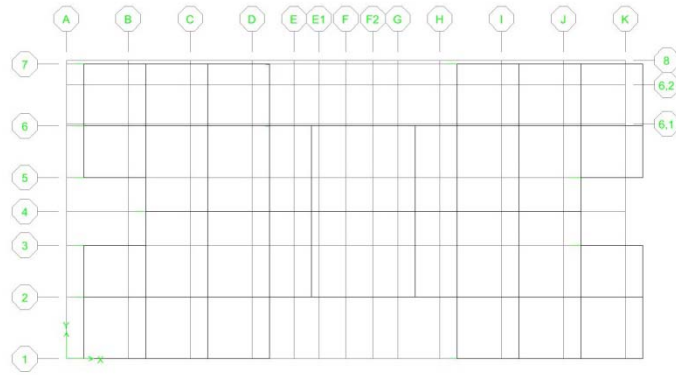


FIG. 6.2 Modo 2 traslación en X

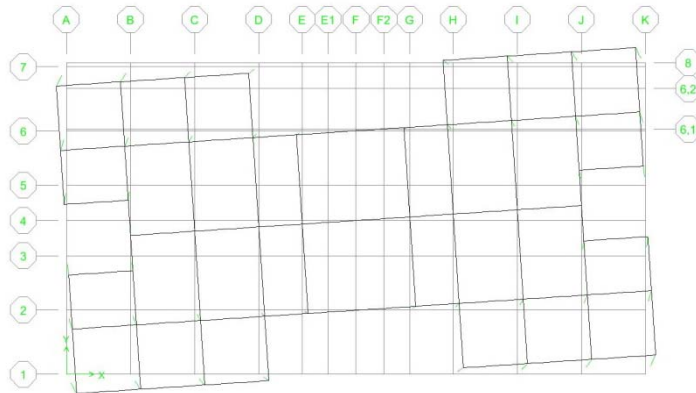


FIG. 6.3 Modo 3 rotacional respecto al eje Z

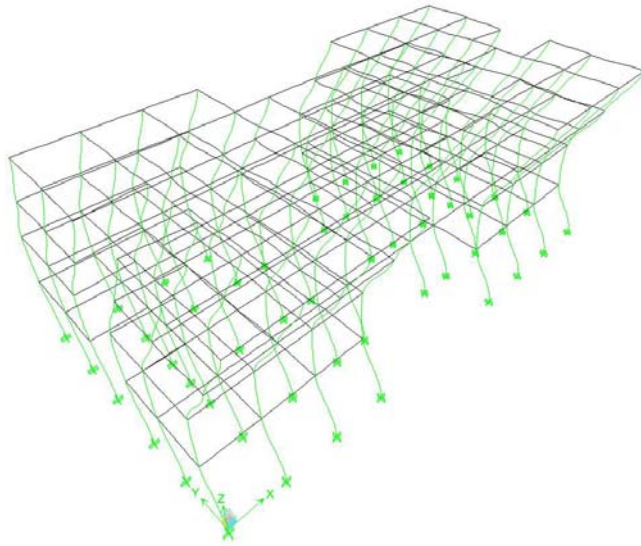


FIG.6.4 Modo 4 traslacional en Y

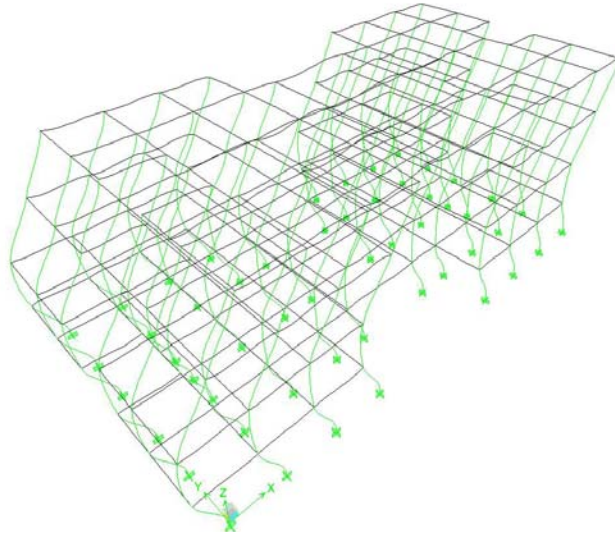


FIG. 6.5 Modo 5 traslacional en X

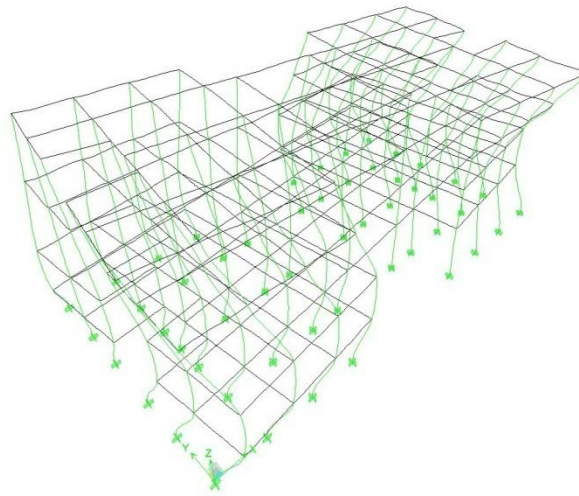


FIG. 6.6 Modo 6 rotacional respecto al eje Z

VI.4) Cortante de piso

Para analizar el comportamiento de la estructura por el sismo, se utilizan **cuatro (4) combinaciones** las cuales son:

- **Sx**: sismo en dirección X sin excentricidad.
- **Sy**: sismo en dirección Y sin excentricidad.
- **Sh** (sin T.A): sismo horizontal bajo la combinación de efectos dado por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, correspondientes a cada dirección de sismo sin agregarle la Torsión Adicional.
- **Sh** (con T.A): sismo horizontal bajo la combinación de efectos dado por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, correspondientes a cada dirección de sismo agregando la Torsión Adicional.

Utilizando el programa **ETABS** para estudiar el comportamiento de la estructura para las condiciones señaladas, y hacer las comparaciones correspondientes de los cortantes y las derivas, corroborando como se combinan al realizar cálculos correspondientes.

fuerzas cortantes direccion X (Ton)				
entrepiso	Sx	Sy	Sh (sin t.a)	Sh (con t.a)
4	68,27	0	68,27	68,27
3	156,96	0	156,96	156,96
2	219,85	0	219,85	219,85
1	252,14	0	252,14	252,14

TABLA 6.17 Cuadro de cortantes en la dirección larga del edificio

fuerzas cortantes direccion Y(Ton)				
entrepiso	Sx	Sy	Sh (sin t.a)	Sh (con t.a)
4	0	67,94	67,94	67,94
3	0	156,95	156,95	156,95
2	0	220,27	220,27	220,27
1	0	253,07	253,07	253,07

TABLA 6.18 Cuadro de cortantes en la dirección corta del edificio

Los valores observados en las tablas 6.17 y 6.18 son prácticamente iguales, toda vez que el edificio es regular y simétrico en las dos direcciones. La diferencia que vemos en los cortantes para los casos **SX** y **SY** son consecuencia de la rectangularidad del edificio, por lo que en una dirección hay mas rigidez que en la otra, lo que hace que el cortante disminuya un poco por la diferencia en los periodos.

En cuanto a los casos de **Sh con y sin T.A.** no hay ninguna diferencia, ya que éste se está calculando en el centro de rigidez. Por ende la torsión no influye en el resultado. Sin embargo, más adelante se verá su afectación sobre una columna esquinera, en el cual la presencia o no de torsión, si influye en los resultados.

- **En la columna esquinera A7**

Para ver el efecto de la *torsión accidental* se estudia el comportamiento de la **columna esquinera A-7 del Nivel 1**, cuya ubicación se aprecia en la fig 6.7.

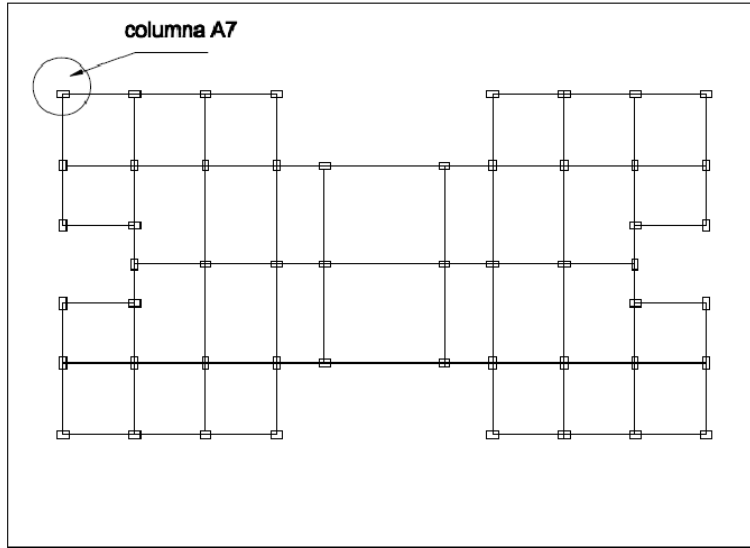


FIG. 6.7 Gráfico ubicación columna A-7

verificacion columna A7 nivel 1				
	SX (Kg)	SY(Kg)	Sh _(sin T.A) (Kg)	Sh _(con T.A) (Kg)
Vx	5449,47	1,01	5449,47	6094,19
Vy	15,05	3055,72	3055,75	3664,96
N	15453,12	14129,89	20939,26	21936,05

TABLA 6.19 Cortantes en Columna A-7

Al ver la tabla 6.19 se puede observar que tanto los cortantes, como la fuerza axial aumentan al adicionar el 6% de T.A.. El cortante en **X** aumenta 10%, mientras que el cortante en **Y** aumenta 16%. Así mismo, la fuerza axial a la que está sometida el elemento a flexocompresion aumenta en 9%, se aprecia que hay una afectación importante de las T.A. para las fuerzas de diseño.

VI.5) derivas máximas de piso

derivas de piso				
entrepiso	Sx	Sy	Sh (sin t.a)	Sh (con t.a)
4	0,0015392	0,0016416	0,0016416	0,0019456
3	0,00304	0,0032704	0,0032704	0,0038816
2	0,0040896	0,0044192	0,0044192	0,0052704
1	0,0033984	0,0037664	0,0037664	0,0045088

TABLA 6.20 Cuadro de derivas máximas de piso

Al observar las *derivas máximas* de los pisos de la edificación en la tabla 6.20, se determina que la simetría y distribución geométrica de las columnas generan un comportamiento similar en las direcciones **X** e **Y**. Vemos igualmente que la rigidez del edificio en la dirección **X (larga)** es mayor que en la dirección **Y (corta)**, habiendo mayor deformación en la dirección **Y**.

VI.6) Diseño de columna y vigas

Para el soporte del diseño se seleccionaron una columna y una viga de las más solicitadas, y se diseñó de la manera tradicional. En la columna, realizando el *diagrama de iteración*, y en la viga *buscando la cuantía de acero*, para que el ΦM_n fuese mayor que el M_u de la viga. Se estudió la **Columna 4-C** del **Nivel 1** y la **Viga 2-E-G** del **Nivel 1**, obteniendo los siguientes resultados.

- Columna

El programa **ETABS** permite diseñar el porcentaje de acero requerido, o verificar si un porcentaje de acero propuesto cumple con la demanda de la estructura. En el presente trabajo se utilizó la verificación de una configuración de acero propuesta.

Calculando el diagrama de interacción, se puede ver en la fig 6.8 que la capacidad de la columna cumple con la demanda de diseño que tiene la estructura para esa columna ($P_u=53.912\text{Kg}$ y $M_u=13.652\text{ Kg.m}$). El acero propuesto es de 2,27%, resultando 12 barras de $\emptyset. 3/4''$.

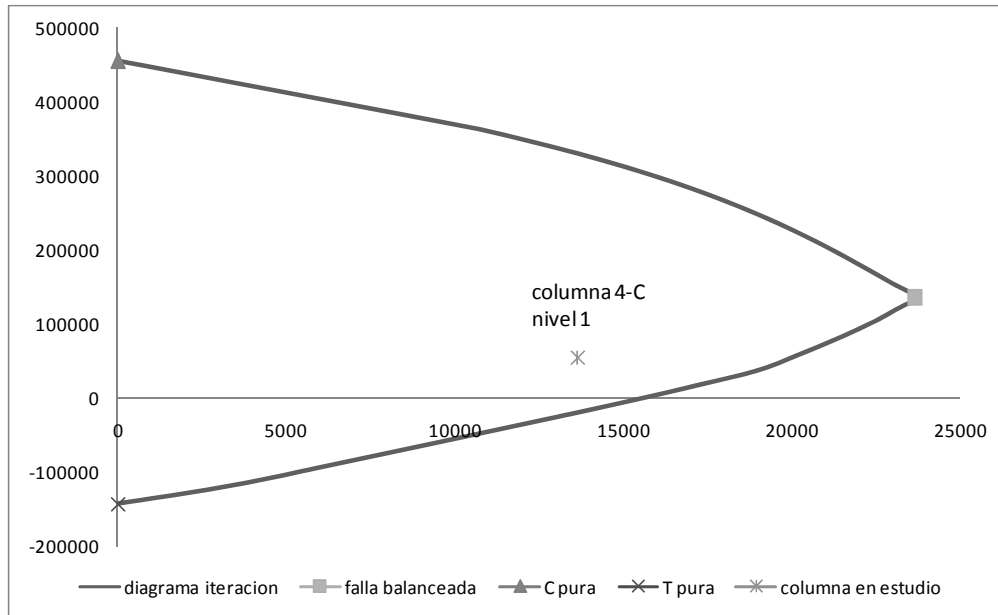


FIG. 6.8 Diagrama de interacción Columna 4-C

Por otra parte, con el cálculo realizado con el programa **ETABS** se puede observar en la fig. 6.10 como también se cumple con la relación demanda/capacidad, que resulta en 0,842. Este factor se obtiene de dividir las longitudes de las líneas tridimensionales **OL** (0,0,0; P_u, M_{u_x}, M_{u_y}) y **OC** (0,0,0; M_{c_x}, M_{c_y}), teniendo esta operación que estar por debajo de la unidad, para que la columna cumpla con lo que la estructura demanda.

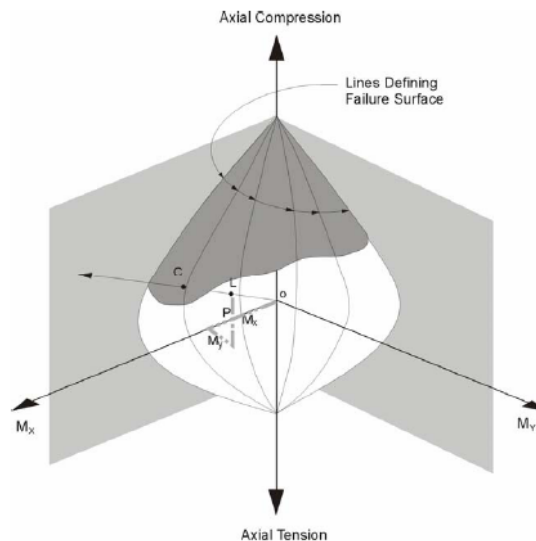


FIG. 6.9 Grafico representación geométrica 3D del factor demanda capacidad (ETABS)

- Viga

A diferencia de la columna, en el caso de la viga si se diseña utilizando ambos métodos, a fin de comparar los resultados. Se toman dos cuantías, una para momentos negativos, y otra para momentos positivos, calculándose el momento resistente de la viga con esos aceros. Este resultado se compara con el acero de la demanda, que se calcula con el programa **ETABS**, obteniéndose los siguientes resultados.

Demanda $Mu+ = 4305 \text{ Kg.m}$; $Mu- = 8610 \text{ Kg.m}$

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0,003$$

$$q+ = \rho \cdot f_y / f'_c = 0,003 \cdot 4200 / 250 = 0,0504$$

$$\phi M_n+ (\text{kg}\cdot\text{m}) = 0,9 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot q \cdot (1 - 0,59q) = 0,9 \cdot 250 \cdot 0,3 \cdot (0,5 \cdot 100 - 5)^2 \cdot 0,0504 \cdot (1 - 0,59 \cdot 0,0504) = 6648 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0,004$$

$$q- = \rho \cdot f_y / f'_c = 0,004 \cdot 4200 / 250 = 0,0672$$

$$\phi M_n- (\text{kg}\cdot\text{m}) = 0,9 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot q \cdot (1 - 0,59q) = 0,9 \cdot 250 \cdot 0,3 \cdot (0,5 \cdot 100 - 5)^2 \cdot 0,0672 \cdot (1 - 0,59 \cdot 0,0672) = 8821 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

En la fig 6.11 se aprecia el cálculo de aceros para la viga realizado con el programa dando cuantías de demanda que observamos en la fig 6.12.

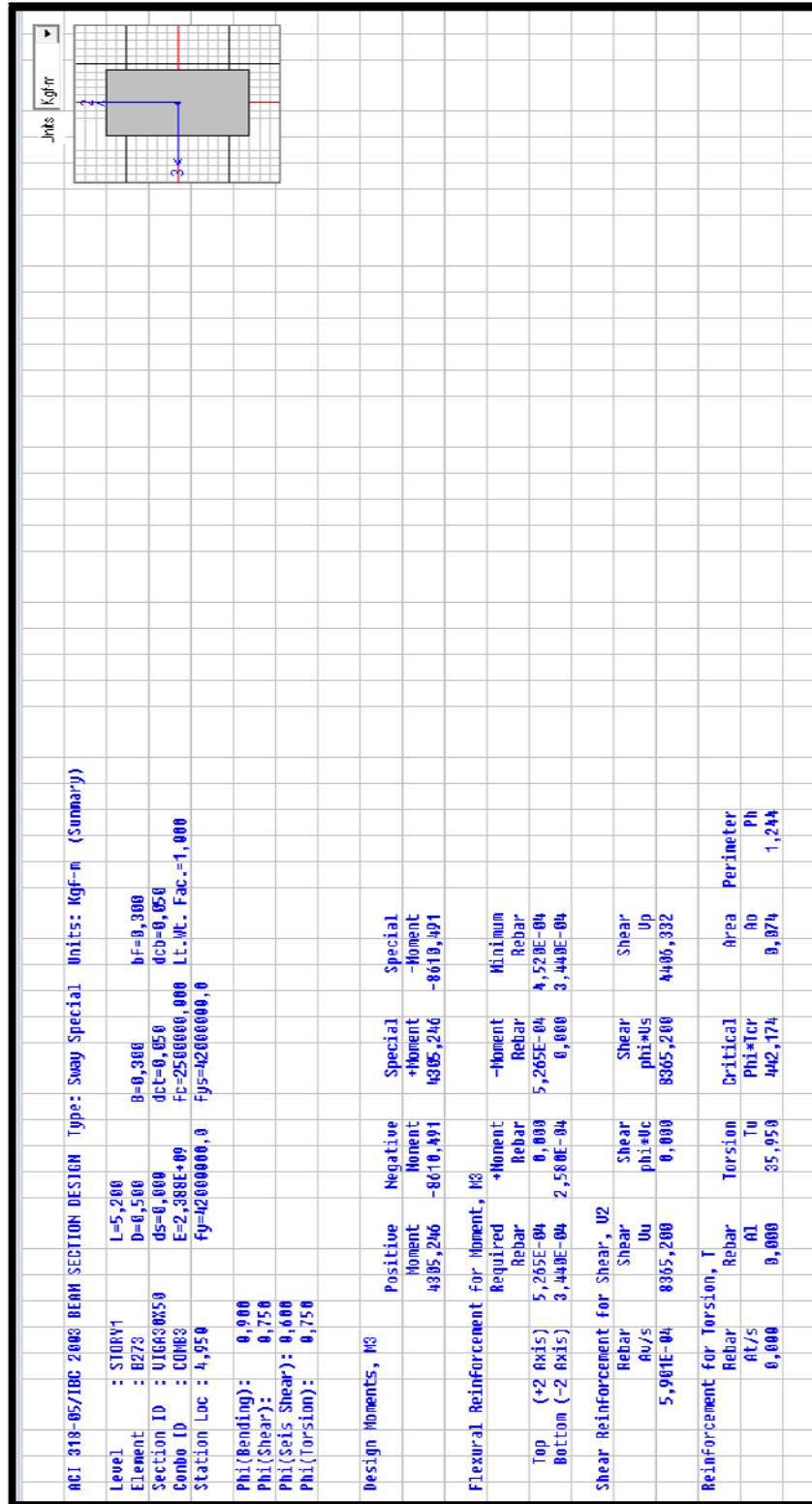


FIG. 6.11 Calculo de la viga realizado con el programa en Kg-m (ETABS)

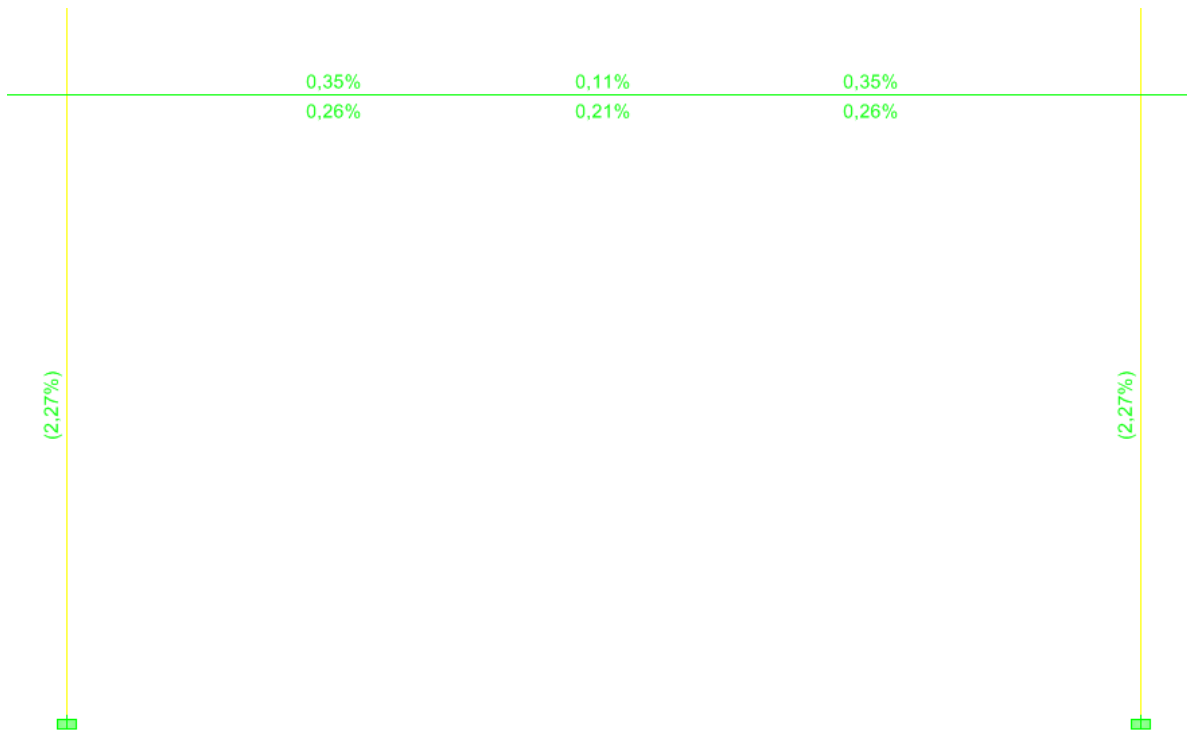


FIG. 6.12 Pórtico con porcentajes de acero de la viga calculado con el programa (ETABS)

Observando los resultados de acero con el *cálculo manual* y con *el realizado con el programa ETABS*, los mismos son muy similares: el acero para momento positivo por cálculo manual resulta en $\rho=0,003$, y el cálculo con el programa genera $\rho=0,0026$; y para momentos negativos el cálculo manual produce $\rho =0,004$, y el cálculo con el programa $\rho=0,0035$.

Esta pequeña diferencia puede atribuirse a la circunstancia de que los cálculos con el programa son más precisos.

VII) RESULTADOS DEL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS NUEVE EDIFICACIONES

La estructura está conformada por una edificación de *vivienda* (aporticado de concreto armado) en la cual se busca disminuir el riesgo torsional de la edificación, evitando que el modo torsional tenga mayor período. Para esto se orientaron las columnas de todos los Tipos de Diseño de una manera particular que se pueden apreciar en la fig 5.3.

Se verifica el cumplimiento de la *deriva máxima, masa participativa y cortante mínimo*.

En lo relativo al diseño, se cumple con los valores de las Normas, estándolo dentro de los criterios establecidos en el **Punto V.9** del presente trabajo de grado, ya que las edificaciones deben ser sencillas de construir, toda vez que por ser de carácter repetitivo, puedan ser construidas en cualquier parte del país, y con la mano de obra disponible en cada una de las diferentes localidades.

Como lo variante en cada una de los Tipos de Diseño, es el *sistema resistente a sismo*, se colocará primero las características de los elementos estructurales que no forman parte de este sistema, y se repiten en cada una de las estructuras, tal es, el *sistema de losa*, en las que se utilizan correas IPE 160 para las luces largas, e IPE 120 para las luces cortas (pudiendo cambiarse por sus equivalentes) cuya orientación y ubicación se aprecia en la fig 5.4 y 7.0 a 7.2, y sus cantidades de materiales en la tabla 7.0.

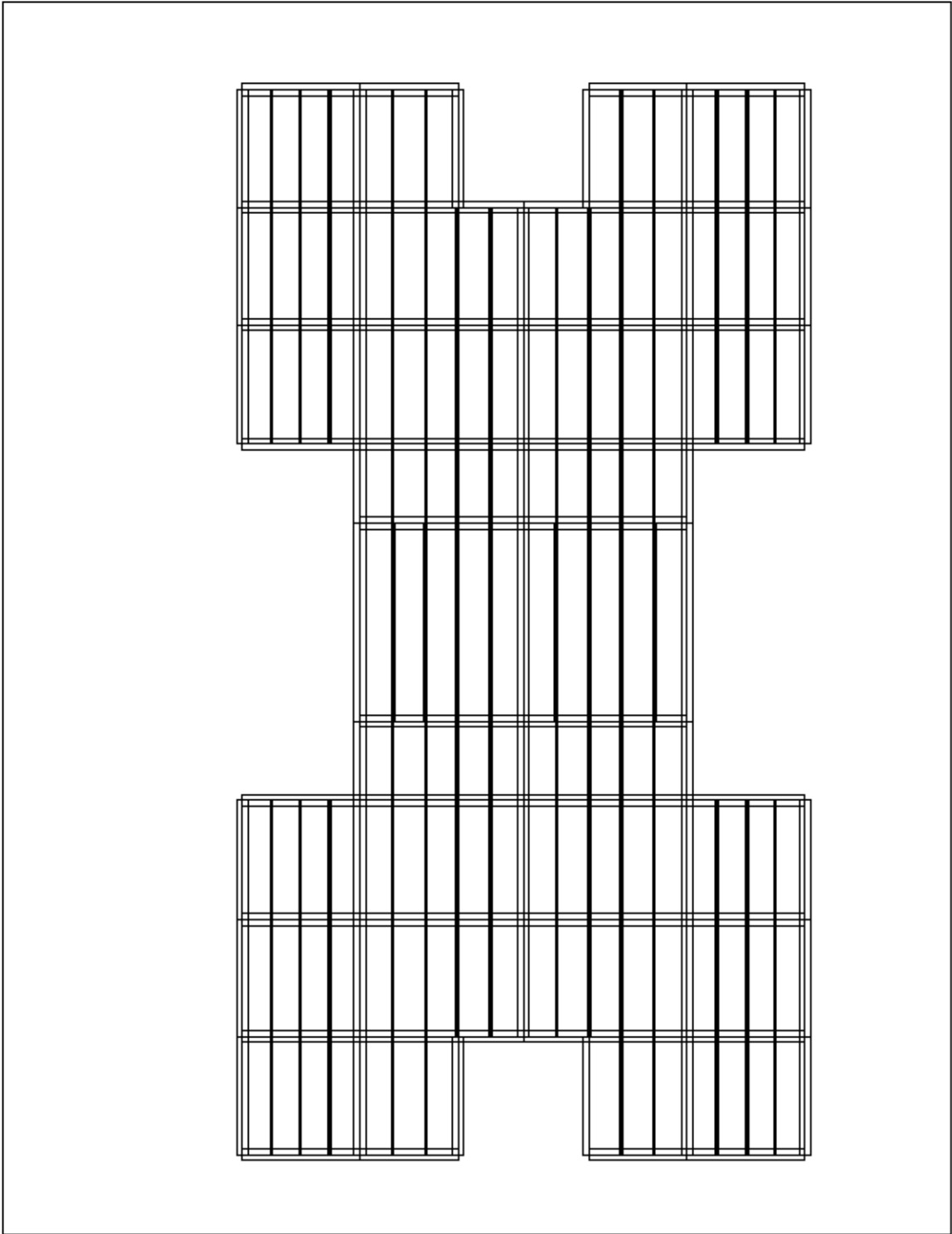


FIG. 7.0 planta ubicación de correas e

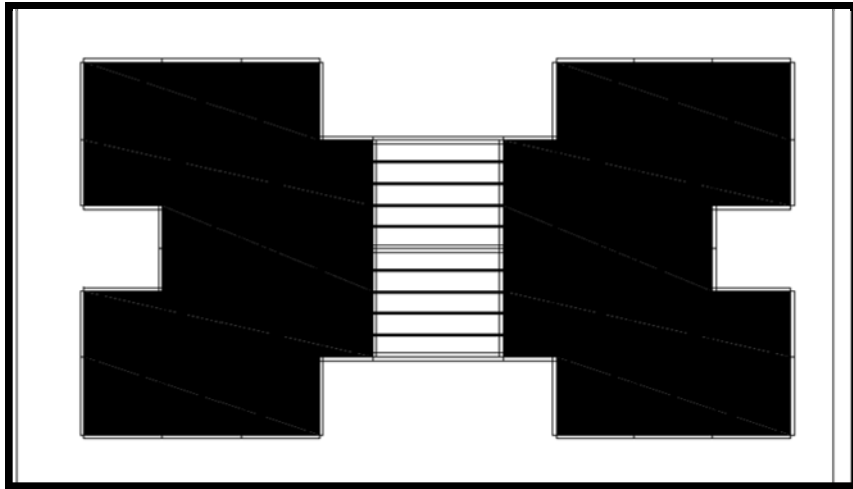


FIG. 7.1 planta ubicación de correas IPE 160

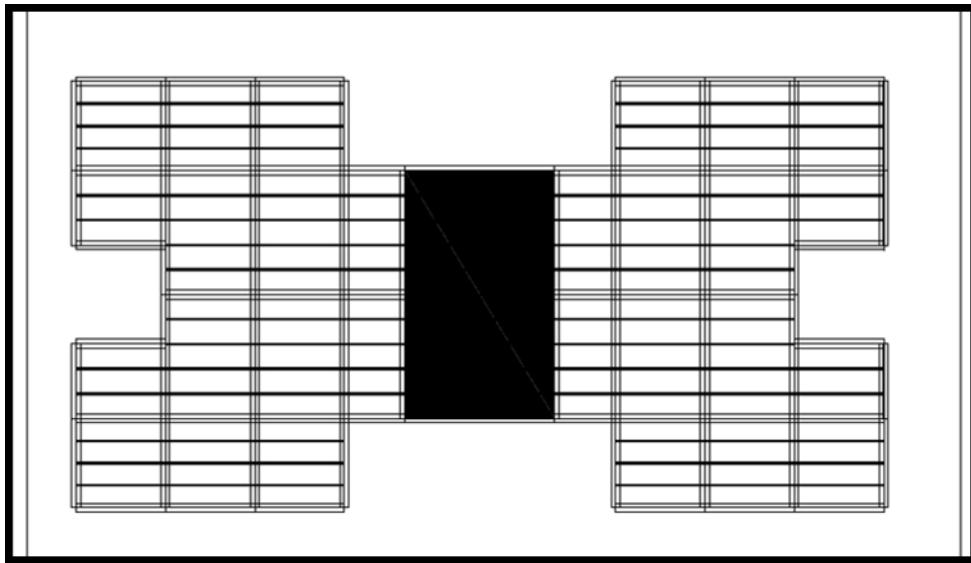


FIG. 7.2 planta ubicación de correas IPE 120

elemento	tipo	area	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
IPE120	correa	-	368	1076,8	11166,25	-
IPE160	correa	-	32	166,4	2624,24	-
LOSA1	concreto	-	-	-	249939,84	99,98
LOSA1	lamina acero	335 m ²	-	-	15050,00	-

TABLA 7.0 Sistema de losa edificación

Una vez culminado con el sistema de losa se muestran los resultados de los Tipos de Diseño recordando la tabla 5.2. Los resultados se presentaran en el siguiente orden:

- Tabla de dimensiones de elementos
- Tabla de acero en las columnas
- Imagen de secciones de las columnas con la colocación del acero
- Acero en vigas y su respectiva referencia a los apéndices correspondientes
- Verificación de propiedades dinámicas
- Cantidad de materiales
- Nota con particularidades de cada Tipo de Diseño.

VII.1) Tipo de Diseño A

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
A	40x50	30x50

TABLA 7.1.0 Dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantia(%)	barras
4	1,2	12 \varnothing 5/8"
3	1,2	12 \varnothing 5/8'
2	2,27	16 \varnothing 3/4"
1	2,27	16 \varnothing 3/4"

TABLA 7.1.1 acero en columnas

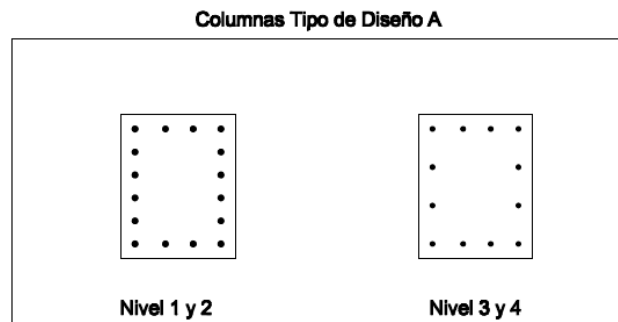


FIG. 7.2 sección columnas tipo A

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas, se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00672	Cumple
cortante minimo(Ton)	276,45	436,22	Cumple

TABLA 7.1.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X50	viga	324	1024,8	330192,00	132,08
C40X50	Columna	104	312	156000,00	62,40
C40X50-1	columna	104	312	156000,00	62,40
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	33994,896	-
				total	256,88

TABLA 7.1.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo A** cumplió con todos los requerimientos de las normas. Cabe destacar que no fue necesario corregir el corte.

VII.2) Tipo de Diseño B

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
B	40x50	30x50 Y 30x60

TABLA 7.2.0 Dimensiones elementos

Únicamente hay 4 vigas de 30x60 que están ubicadas en el nivel 1: B3-B4, B4-B5, J3-J4 y J4-J5.

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantia(%)	barras
4	1,2	12Ø5/8"
3	1,2	12 Ø5/8'
2	3,12	22 Ø3/4"
1	3,12	22 Ø3/4"

TABLA 7.2.1 acero en columnas

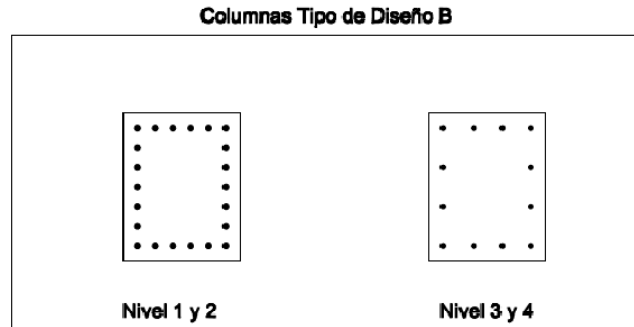


FIG. 7.3 sección columnas tipo B

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas, se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00768	Cumple
cortante minimo(Ton)	497,89	498	Cumple

TABLA 7.2.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X50	viga	324	1024,8	330192,00	132,08
V30X60	viga	4	6,8	2250	0,90
C40X50	Columna	104	312	156000,00	62,40
C40X50-1	columna	104	312	156000,00	62,40
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	42322,176	-
				total	257,78

TABLA 7.2.3 materiales (JJNH)

La edificación de vivienda **tipo B**, cumplió con todos los requerimientos de la norma. Como particularidad se tuvo que aumentar la altura de cuatro (4) de las vigas, toda vez que las vigas tienen poca longitud y fallaban por corte. En consecuencia, se decidió aumentar la altura 10 cm con respecto al resto de las vigas.

VII.3) Tipo de Diseño C

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
C	40x50	30x50

TABLA 7.3.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantía(%)	barras
4	1,2	12 Ø5/8"
3	1,2	12 Ø5/8'
2	2,55	18 Ø3/4"
1	2,55	18 Ø3/4"

TABLA 7.3.1 acero en columnas

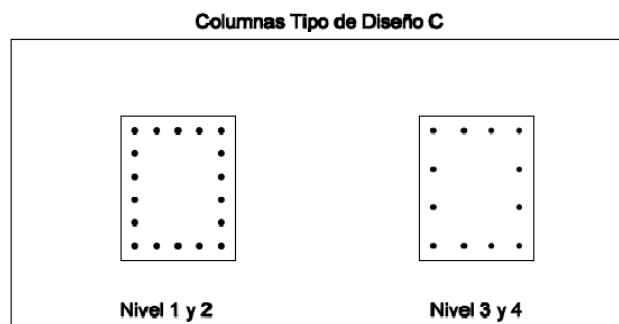


FIG. 7.4 sección columnas tipo C

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00672	Cumple
cortante minimo(Ton)	451	451	Cumple

TABLA 7.3.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X50	viga	324	1024,8	330192,00	132,08
C40X50	Columna	104	312	156000,00	62,40
C40X50-1	columna	104	312	156000,00	62,40
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	36738	-
				total	256,88

TABLA 7.3.3 materiales (JJNH)

La edificación de vivienda **tipo C**, cumplió con todos los requerimientos de las normas.

VII.4) Tipo de Diseño D

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
D	30x35	30x35

TABLA 7.4.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantía(%)	barras
4	1,23	10Ø1/2"
3	1,23	10 Ø1/2"
2	2,29	12 Ø5/8"
1	2,29	12 Ø5/8"

TABLA 7.4.1 acero en columnas

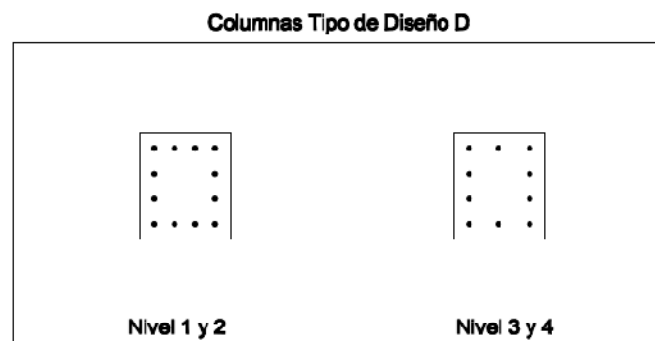


FIG. 7.5 sección columnas tipo D

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00704	Cumple
cortante mínimo(Ton)	238	238,1	Cumple

TABLA 7.4.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X35	viga	324	1024,8	241739,4	96,70
C30X35	Columna	104	312	81900	32,76
C30X35-1	columna	104	312	81900	32,76
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	18104,4864	-
				total	162,22

TABLA 7.4.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo D**, cumplió con todos los requerimientos de las normas. No se tuvo que corregir el corte.

VII.5) Tipo de Diseño E

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
E	35x40	30x40

TABLA 7.5.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantia(%)	barras
4	1,23	12Ø1/2"
3	1,23	12 Ø1/2"
2	2,43	12 Ø3/4"
1	2,43	12 Ø3/4"

TABLA 7.5.1 acero en columnas

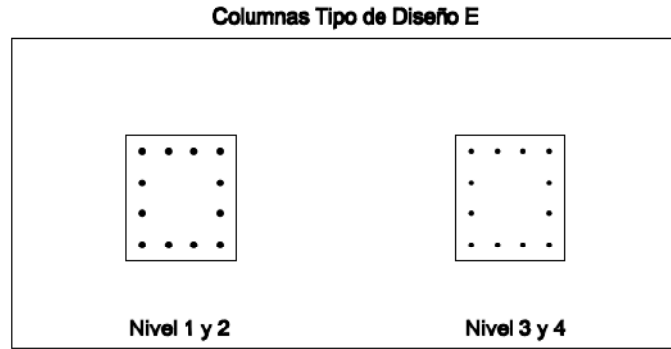


FIG. 7.6 sección columnas tipo E

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentido. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00704	Cumple
cortante minimo(Ton)	235,83	236	Cumple

TABLA 7.5.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	Nº piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X40	viga	324	1024,8	271533,6	108,61
C35X40	Columna	104	312	109200	43,68
C35X40-1	columna	104	312	109200	43,68
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	25099,4016	-
				total	195,97

TABLA 7.5.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo E**, cumplió con todos los requerimientos de las normas.

VII.6) Tipo de Diseño F

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
F	35x40	30x40

TABLA 7.6.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantía(%)	barras
4	1,23	12Ø1/2"
3	1,23	12 Ø1/2"
2	2,43	12 Ø3/4"
1	2,43	12 Ø3/4"

TABLA 7.6.1acero en columnas

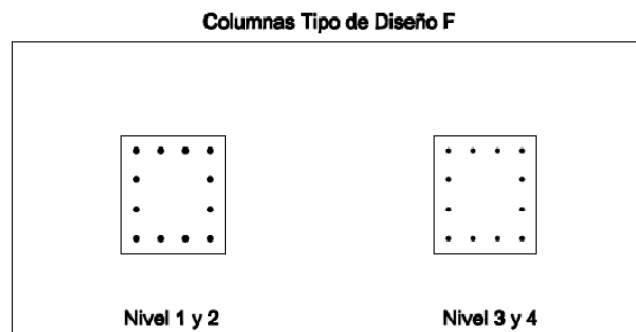


FIG. 7.7 sección columnas tipo F

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00704	Cumple
cortante minimo(Ton)	238	238	Cumple

TABLA 7.6.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X40	viga	324	1024,8	271533,6	108,61
C35X40	Columna	104	312	109200	43,68
C35X40-1	columna	104	312	109200	43,68
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	25099,4016	-
				total	195,97

TABLA 7.6.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo F**, cumplió con todos los requerimientos de las normas.

VII.7) Tipo de Diseño G

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
G	30x30	25x30

TABLA 7.7.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantia(%)	barras
4	1,2	4 ϕ 1/2"+8 ϕ 7/8"
3	1,2	4 ϕ 1/2"+8 ϕ 7/8"
2	1,72	12 ϕ 1/2"
1	1,72	12 ϕ 1/2"

TABLA 7.7.1 acero en columnas

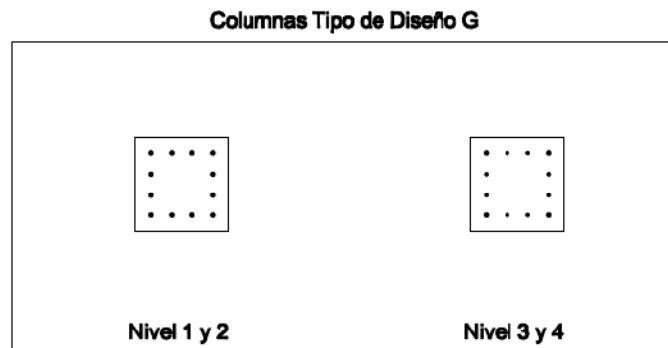


FIG. 7.8 sección columnas tipo G

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	95%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,00544	Cumple
cortante minimo(Ton)	69,31	69,32	Cumple

TABLA 7.7.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V25X30	viga	324	1024,8	174321	69,73
C30X30	Columna	104	312	70200	28,08
C30X30-1	columna	104	312	70200	28,08
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	12872,9952	-
				total	125,89

TABLA 7.7.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo G**, cumplió con todos los requerimientos de las normas.

VII.8) Tipo de Diseño H

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
H	30x35	30x35

TABLA 7.8.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantia(%)	barras
4	1,23	10Ø1/2"
3	1,23	10Ø1/2"
2	2,29	12Ø5/8"
1	2,29	12Ø5/8"

TABLA 7.8.1 acero en columnas

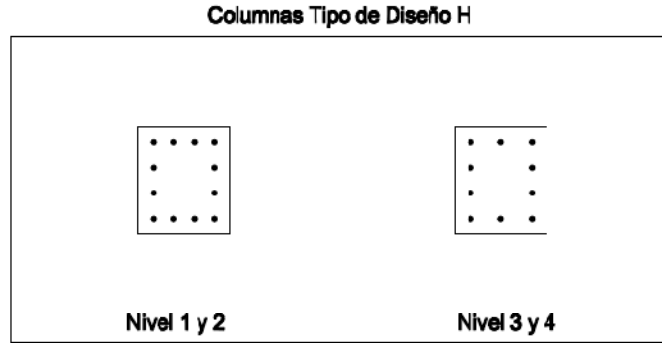


FIG. 7.9 sección columnas tipo H

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,0064	Cumple
cortante minimo(Ton)	132,92	132,94	Cumple

TABLA 7.8.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	Nº piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X35	viga	324	1024,8	241739,4	96,70
C30X35	Columna	104	312	81900	32,76
C30X35-1	columna	104	312	81900	32,76
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	18104,4864	-
				total	162,22

TABLA 7.8.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo H**, cumplió con todos los requerimientos de las normas.

VII.9) Tipo de Diseño I

- Dimensiones elementos

Tipo de Diseño	columnas (cm)	vigas (cm)
I	30x35	30x35

TABLA 7.9.0 dimensiones elementos

- Acero columnas

nivel	acero columnas	
	cuantía(%)	barras
4	1,23	10Ø1/2"
3	1,23	10Ø1/2"
2	2,67	14Ø5/8"
1	2,67	14Ø5/8"

TABLA 7.9.1 acero en columnas

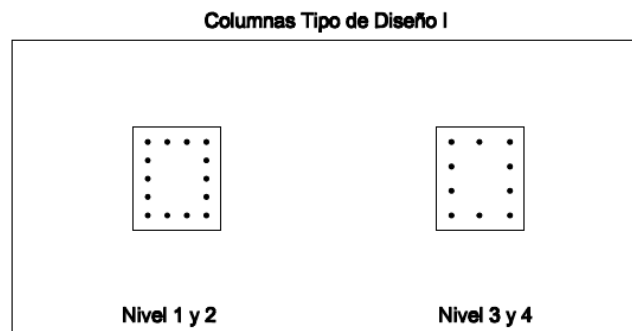


FIG. 7.10 sección columnas tipo I

- Acero vigas

Para la demanda de acero longitudinal en las vigas se podrá trabajar con 9 de los 16 pórticos gracias a la simetría que tiene la edificación en ambos sentidos. Para ver la demanda de acero ir al Apéndice XI.1

- Verificación de propiedades dinámicas y respuesta sísmica

propiedad	norma	edificacion	
masa participativa	90%	100%	Cumple
deriva max	0,012	0,0064	Cumple
cortante minimo(Ton)	134,19	134,2	Cumple

TABLA 7.9.2 propiedades dinámicas

- Materiales

Seccion	tipo de elemento	N° piezas	longitud(m)	peso(Kg)	volumen (m ³)
V30X35	viga	324	1024,8	241739,4	96,70
C30X35	Columna	104	312	81900	32,76
C30X35-1	columna	104	312	81900	32,76
acero refuerzo	ref. longitudinal	-	-	20058,948	-
				total	162,22

TABLA 7.9.3 materiales

La edificación de vivienda **tipo I**, cumplió con todos los requerimientos de las normas.

VIII) ANÁLISIS Y COMPARACION DE LAS EDIFICACIONES

En este punto se compararan los resultados obtenidos en el análisis y diseño de las edificaciones, para de esta manera, ver cómo influyen los cambios de las aceleraciones del terreno y el tipo de suelo, sobre un mismo diseño arquitectónico. Para esto se trabaja con propiedades dinámicas (períodos de vibración, deriva máxima, cortante en ambas direcciones y peso para el análisis sísmico), cantidades de materiales que varían (concreto y acero de refuerzo) y variación de costo de las edificaciones.

VIII.1) *Propiedades dinámicas y respuesta sísmica*

- Periodos de vibración

Los periodos de vibración que se estudian, son los tres (3) primeros para cada edificación. Cabe recordar, que todas las estructuras alcanzaron el 100% de masa participativa con los 12 modos de vibración, y en los tres (3) primeros, superaron el 85%, faltando solo 10% para alcanzar el requerido por la Norma.

Periodos de vibracion de las edificaciones									
	tipo edificacion								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
T1(y)	0,3896	0,3882	0,3896	0,6455	0,5195	0,5195	0,782	0,6455	0,6455
T2(x)	0,3811	0,3811	0,3811	0,6332	0,5101	0,5101	0,7715	0,6332	0,6332
T3(rot)	0,3483	0,3472	0,3483	0,5744	0,4644	0,4644	0,6995	0,5744	0,5744

TABLA 8.0 periodos de vibración

Se puede apreciar en la Tabla 8.0 que los períodos aumentan a medida que disminuyen las dimensiones de las secciones, entendiéndose por esto, que las estructuras más rígidas, están en las zonas con mayor aceleración del terreno, mientras que las más flexibles, están en las zonas con menor aceleración del terreno. Esto ocurre, porque la definición de las secciones estuvo controlada por el diseño más que por las limitaciones dinámicas de la estructura, ya que al ser una edificación de baja altura y con simetría en ambas direcciones, los

desplazamientos eran bajos. Además, que la configuración de la dirección de las columnas, utilizada para disminuir el riesgo torsional, mejora el comportamiento dinámico. Como particularidad, los periodos T1 y T3 de la Edificación Tipo B, son distintos a los de los Tipos A y C, porque se tuvo que aumentar la altura de cuatro vigas como se señaló en el **Punto VII.2**. Esta circunstancia, genera la diferencia señalada.

- Pesos sísmicos de las edificaciones

pesos del edificio para el analisis sismico									
	tipo edificacion								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
peso (Ton)	1703,94	1703,94	1703,94	1440,45	1533,48	1533,48	1340,19	1440,45	1440,45

TABLA 8.1 pesos sísmicos

Se aprecia en la Tabla 8.1, que el peso de la edificación varía acorde a las secciones que se utilizaron para cada uno de los diseños. En los ubicados en zonas de amenaza alta, las dimensiones no variaron, y en consecuencia, los pesos tampoco. En las zonas de amenaza media y baja, los diseños de tipo de suelo S1, tuvieron dimensiones menores, en comparación con los de tipo de suelos S2 y S3, respectivamente. Esto ocurre, porque el máximo período en el intervalo, donde los espectros normalizados tienen un valor constante T^* , los valores son menores para los S1, y al determinar la aceleración del terreno para el periodo fundamental de las edificaciones, este disminuye, lo que permite trabajar con dimensiones menores.

- Cortantes y derivas

Cortantes y Derivas totales de las edificaciones									
	tipo edificacion								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
deriva	0,00672	0,00768	0,00672	0,00608	0,00704	0,00704	0,00544	0,00768	0,0064
Vx	436,22	497,41	436,22	130,5	235,53	237,84	70,24	132,8	133,67
Vy	436,75	497,67	436,75	128,13	235,66	237,98	69,32	132,94	133,82
Vx/W	0,25601	0,29192	0,25601	0,0906	0,15359	0,1551	0,05241	0,09219	0,0928
Vy/W	0,25632	0,29207	0,25632	0,08895	0,15368	0,15519	0,05172	0,09229	0,0929

TABLA 8.2 cortantes y derivas

Las derivas de las edificaciones que se observan en la Tabla 8.2, están muy por debajo del límite máximo de 0,012 que establece la Norma. Esto se debe, a lo mencionado en el punto anterior: la definición de las dimensiones estuvo controlada por el diseño, lo que genera estructuras suficientemente rígidas, para que los desplazamientos no sean un problema. En lo referente a los cortantes, que también aparecen en la tabla antes mencionada, se tuvo que corregir el mismo en todas las edificaciones, menos en las Edificaciones **Tipos A y D**. Los cortantes en ambas direcciones, son casi iguales por la simetría de la estructura, en cuanto a la rigidez. Esto se logra, gracias a la simetría geométrica en ambos sentidos, separando el diseño arquitectónico en dos estructuras (vivienda y escalera), y a la orientación de las columnas en planta.

La diferencia en los cortantes, es de suma importancia para este trabajo de grado, toda vez que para un mismo diseño, puede variar de **69 ton. a 497 ton.** (más de 700%), según la ubicación de la edificación. La relación ente el cortante y el peso, indica claramente que las estructuras de las zonas de amenaza alta son más resistentes que las que están ubicadas en zonas de amenaza baja, al observar que el Tipo de Diseño B, requiere del 25% de su peso para comenzar a deformarse inelásticamente, mientras que el Tipo de Diseño G ocurre lo mismo, con tan solo el 5% de su peso.

En la fig 8.0 se presenta una idealización elástica perfectamente plástica, de acuerdo a las hipótesis de las Norma simorresistente, de la relación entre el cortante basal y la deriva máxima. Se muestra solo para los Tipo de Diseño (TD) B y G, que corresponden a casos de mayor y menor amenaza, respectivamente. Se aprecia que el TD B, es aproximadamente cuatro (4) veces mas rígido que el TD G, y también es aproximadamente siete (7) veces más resistente. Sin embargo la optimización del diseño, conduce a que ambos tengan derivas máximas similares.

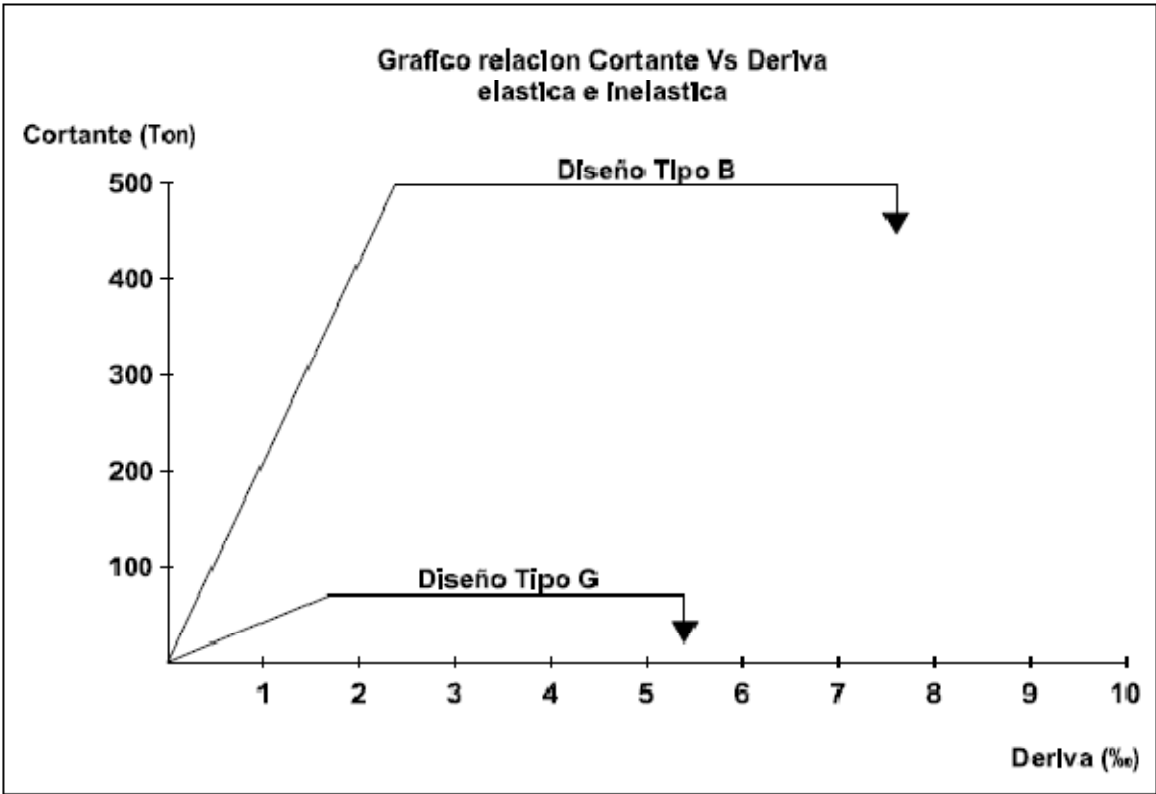


FIG. 8. 0 Grafico Cortante basal y las derivas de las edificaciones

VIII.2) Materiales y costos

En lo referente a los recursos, se ve en la tabla 8.3, como hay diferencias significativas de cantidad en los materiales computados (Concreto de vigas y columnas y acero de refuerzo longitudinal de la columna), que se traduce, en variación de costos de igual magnitud, y aún más, al tratarse de edificaciones de carácter repetitivo.

tipo edificacion	concreto (m ³)	acero de ref. en columnas (Kg)
A	256,88	33.994,90
B	257,78	42.322,18
C	256,88	36.738,00
D	162,22	18.104,49
E	195,97	25.099,40
F	195,97	25.099,40
G	125,89	12.873,00
H	162,22	18.104,49
I	162,22	20.058,95

TABLA 8.3 materiales

En el caso más extremo, al comparar los Tipos de Diseño G y B la variación de concreto es de 104%, y del acero de refuerzo longitudinal de la columna, es de 228%. Al traducirlo a costos la tabla 8.4 muestra lo siguiente:

tipo edificacion	concreto (m ³)	acero de ref. en columnas (Kg)	costo unitario Concreto BsF/m ³	costo unitario acero BsF/Kg	costo Concreto BsF	costo acero BsF	costo total estructura (BsF)
A	256,88	33.994,90	1.000,00	9,00	256.876,80	305.954,06	562.830,86
B	257,78	42.322,18	1.000,00	9,00	257.776,80	380.899,58	638.676,38
C	256,88	36.738,00	1.000,00	9,00	256.876,80	330.642,00	587.518,80
D	162,22	18.104,49	1.000,00	9,00	162.215,76	162.940,38	325.156,14
E	195,97	25.099,40	1.000,00	9,00	195.973,44	225.894,61	421.868,05
F	195,97	25.099,40	1.000,00	9,00	195.973,44	225.894,61	421.868,05
G	125,89	12.873,00	1.000,00	9,00	125.888,40	115.856,96	241.745,36
H	162,22	18.104,49	1.000,00	9,00	162.215,76	162.940,38	325.156,14
I	162,22	20.058,95	1.000,00	9,00	162.215,76	180.530,53	342.746,29

TABLA 8.4 costos

Como era de esperarse, al igual que en la cantidad de los materiales, los costos varían casi directamente proporcional, y se aprecia, en el caso extremo al comparar los Tipos de Diseño G y B, que la diferencia es de 164%. Cabe destacar, que los precios unitarios utilizados, se corresponden con la lista de costos referenciales (enero 2009) del Ministerio del Poder Popular para la Infraestructura.

IX) DETALLES SISMORRESISTENTES

La **ingeniería de detalle** es uno de los aspectos más importantes en el diseño sismorresistente y debe cumplir con los requerimientos de la Norma Covenin 1753:2006 cap. 18. El detallado de la viga y la columna, debe cumplir con los requisitos de la Norma (puntos 18.3.5 y 18.4.6), recordando que el diseño a corte se hace por capacidad en cada uno de los elementos estructurales, y se verifica con el refuerzo transversal por confinamiento que se muestra en la fig. 9.1 y 9.4, trabajando con el más desfavorable de los valores obtenidos.

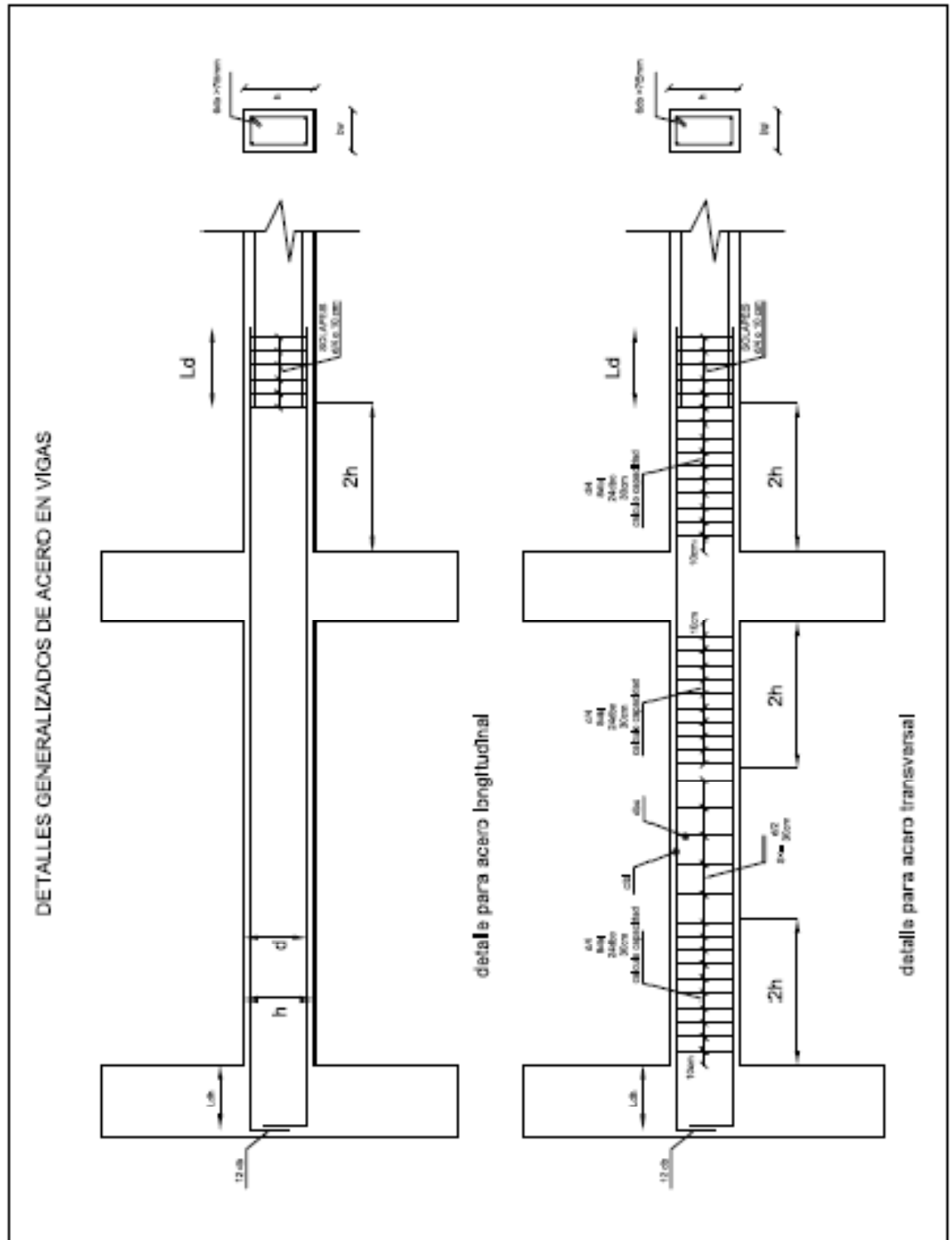


FIG. 9.1 detalle de acero en vigas

En el análisis de las estructuras no se tomo en cuenta la rigidez que aportan las paredes ya que estas pueden generar solicitaciones por corte en las columnas para lo cual ellas no fueron diseñadas, como se muestra en la fig. 9.1 por lo que es necesario separar las paredes de las columnas 2,5 cm con una banda de goma como se muestra en la fig. 9.2



FIG. 9.2 Falla a corte en columnas por paredes adosadas (Seismic Conceptual Design of Buildings. Hugo Bachmann)

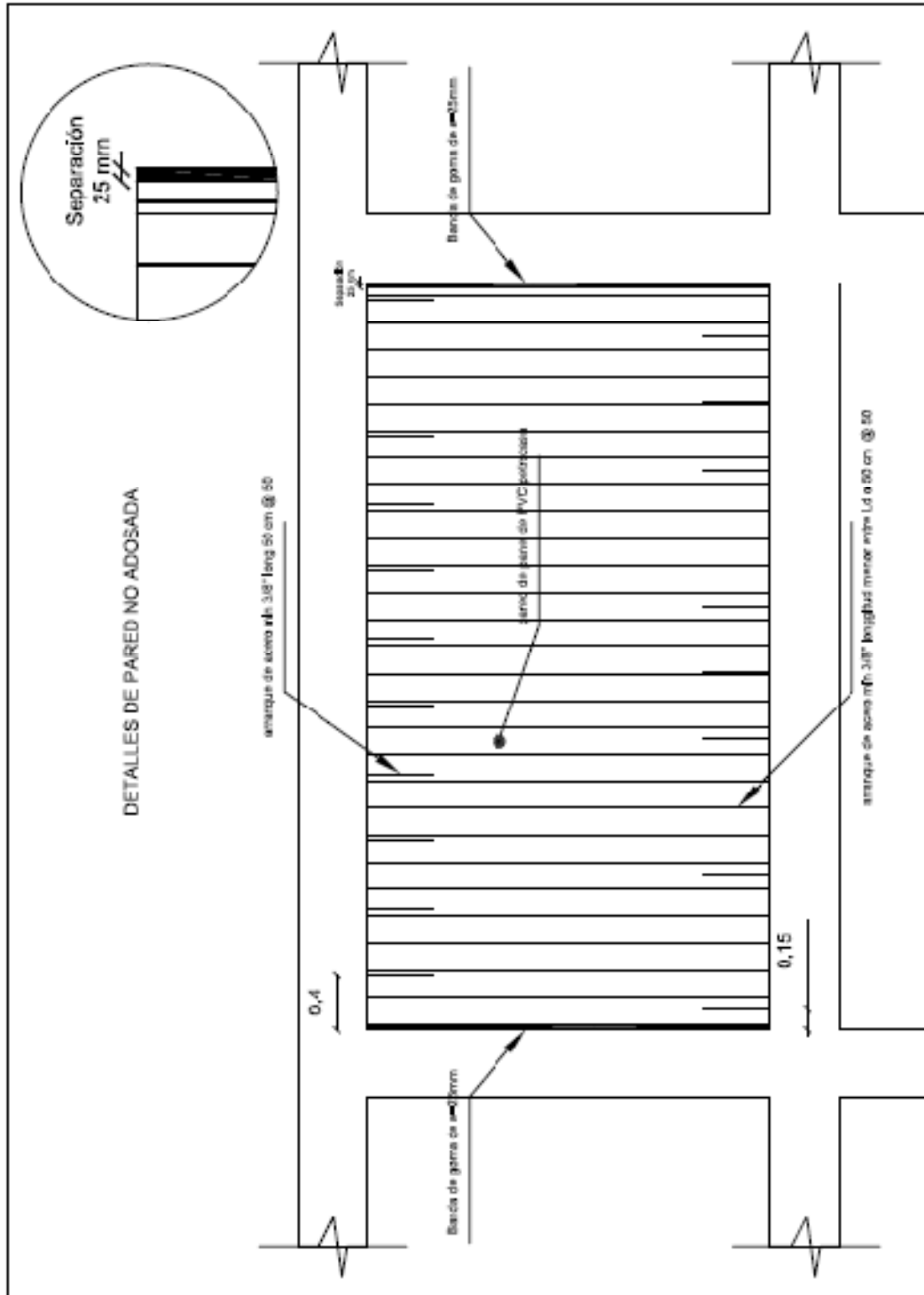


FIG. 9.2 detalle separación de paredes de las columnas

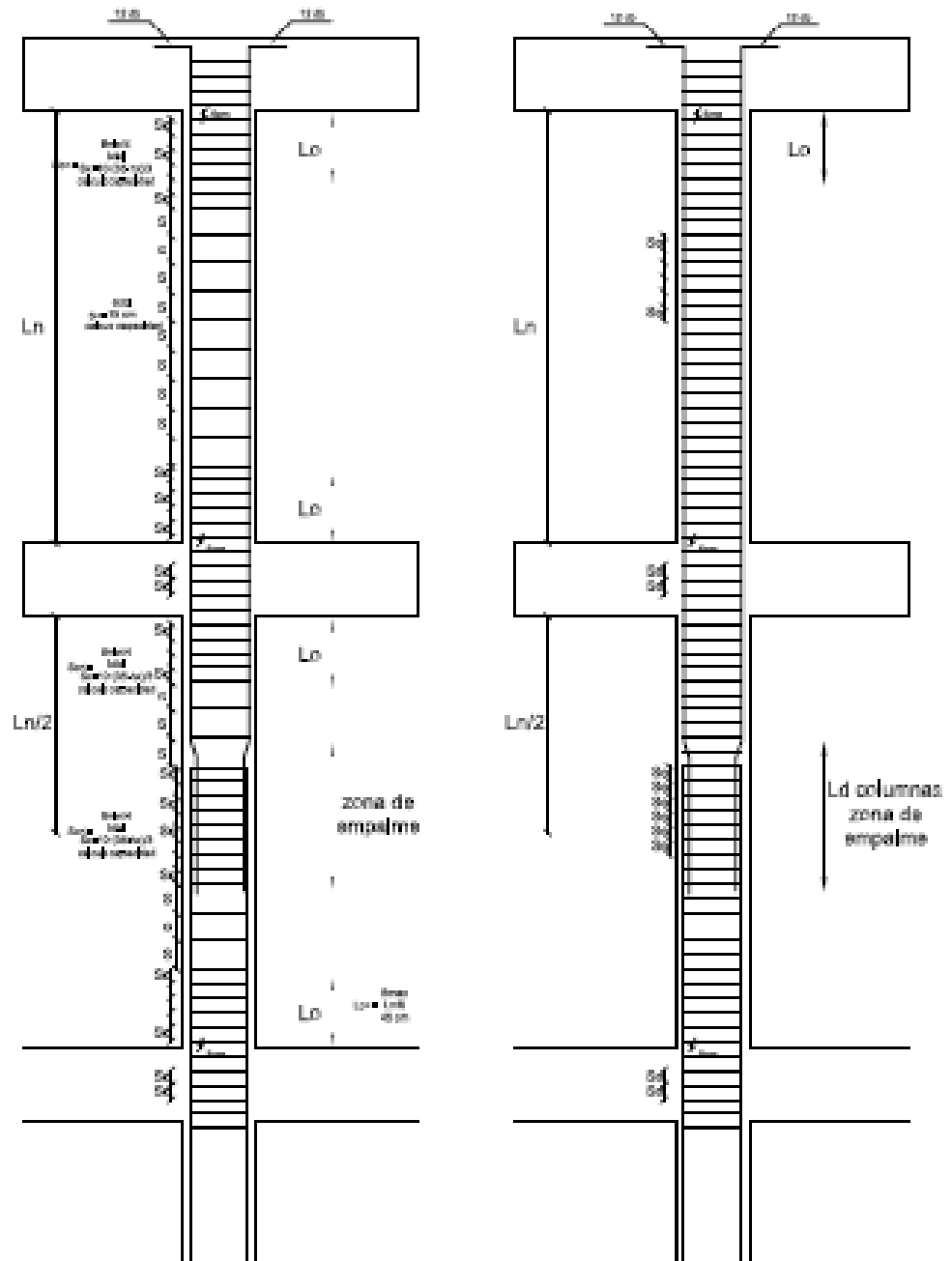
Al realizar esta separación de las paredes se deben anclar con arranques de cabillas que salgan de las vigas como también se muestra en la fig. 9.2 para evitar su volamiento a la hora de un sismo como se muestra en la fig. 9.3.



FIG. 9.3. Desprendimiento de paredes (Seismic Conceptual Design of Buildings. Hugo Bachmann)

En vista que en el medio de la construcción no es usual separar las paredes y dado que probablemente se construyan miles de estos por su carácter repetitivo conviene garantizar el confinamiento del concreto en toda la columna como se muestra en la fig.9.4.

DETALLES GENERALIZADOS DE ACERO EN COLUMNAS



detalle de acero con pared no adosada

detalle de acero con pared adosada

FIG. 9.4. Detalle de acero en columnas

X) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

X.1) Conclusiones

- a) El presente trabajo especial de grado, se propuso y desarrolló una solución estandarizada de diseño conceptual sismorresistente e ingeniería básica para la construcción de un edificio de cuatro (4) niveles, de uso residencial, en cualquier parte del país, tomando como base la arquitectura de un edificio desarrollada por la empresa estatal PETROCASA, S.A. Este edificio es de carácter repetitivo, y podrá ser construido muchas veces.

- b) Se desarrollaron nueve (9) Tipos de Diseño, los cuales cumplen con estas tres condiciones: i) **ingeniería de alta calidad**, que contemple los requerimientos sismorresistentes de las Normas venezolanas; ii) una **metodología de diseño tipificada**, que permita acelerar la realización de los proyectos estructurales, y; iii) la **optimización máxima de los recursos**, sin amenazar la calidad del diseño sismorresistente y su factibilidad constructiva.

Los nueve (9) Tipos de diseño se definieron a partir de agrupar las siete (7) zonas sísmicas del país, y los tres tipos de suelo posible de fundación. Se generó la información necesaria para realizar un catálogo de las edificaciones estudiadas, el cual que se entregara a la empresa PETROCASA. S.A., y así se pueda, fácil y rápidamente, culminar la ingeniería de detalle de estas edificaciones para empezar su ejecución.

- c) Como criterio de diseño para estas edificaciones repetitivas, se adopto:
 - i) la misma sección de viga y columna, para todas las vigas y columnas, de un edificio específico
 - ii) alcanzar unas cuantías de acero lo más cercanas a la mínima normativa, tanto en vigas como en columnas, con

el fin de fomentar el comportamiento dúctil de la estructura iii) utilizar barras de acero de pequeño diámetro, por ser los más comerciales iv) Para efectos del análisis sísmico, se considero que estos edificios son del Grupo A de la norma sismorresistente, tomando en consideración su carácter repetitivo. Así mismo, se adoptó un factor de reducción $R=4$, ya que las paredes pueden quedar adosadas a las columnas, y perjudicar el comportamiento de las mismas.

- d) Las dimensiones de columnas en las zonas de menor amenaza sísmica son de 30cm. x 30cm., aumentando hasta 50cm. x 40cm. en las zonas de mayor amenaza. Lo mismo ocurre con las vigas, que van desde 25cm. x 30cm. hasta 30cm. x 50cm., en las zonas de amenaza baja y baja, respectivamente.
- e) Las derivas máximas en los nueve Tipos de Diseño, están conformadas entre el 5,4‰ y 7,7‰, muy por debajo del límite permisible de 12‰ de la norma vigente. Las fuerzas cortantes en la base de los nueve (9) Tipos de Diseño, varían entre 0,05 W, en las zonas de menor amenaza sísmica hasta 0,25 W, en las zonas de mayor amenaza, siendo W el peso sísmico, demostrando, en consecuencia, que a medida que aumenta la amenaza, aumenta la rigidez y resistencia de los edificios. Los períodos fundamentales, varían desde 0,78 s hasta 0,38 s, en las zonas de amenaza alta y baja respectivamente.
- f) Se aprecia un aumento en el volumen de concreto de 104% y de 224% del acero de refuerzo longitudinal de la columna, cuando se pasa del Tipo de Diseño G al B. **Esto destaca lo inconveniente y lo costoso que sería diseñar para la peor condición en edificios repetitivos.**

- g) En lo referente a los costos, se observa un aumento de 164% al comparar el costo de los materiales del Tipo de Diseño G con el B, que se traduce en que el costo de la estructura computada por área de construcción, aumenta 286 BsF/m². Nuevamente se aprecia lo inconveniente de asumir la peor condición de diseño para construcciones repetitivas.
- h) El material utilizado para rellenar los paneles de PVC **puede cambiarse por uno más liviano** (como el concreto con agregado liviano) y podrían dejarse vacíos porque no cumplen ninguna función estructural y así se reducirían las solicitaciones a las cuales están sujetas los elementos estructurales porque se estaría disminuyendo la masa.
- i) El uso de programas computacionales (como **ETABS** y **EXCEL**), permite la maniobrabilidad del diseño, para así generar las soluciones óptimas, que se encuentren en el límite de su capacidad, sin poner en riesgo la calidad del resultado obtenido. **Cabe señalar la premisa, de que los conceptos deben tenerse totalmente claros, para el correcto uso de estas herramientas computacionales.**
- j) La visión de una **ingeniería estructural tipificada** tiene un potencial cuyo desarrollo, puede conllevar a una **ingeniería industrializada**, y así poder tener la capacidad de resolver, el problema sismorresistente en la **industrialización de la construcción**, en este caso particular de la vivienda, cuyo déficit es uno de los grandes problemas sociales de nuestro país.
- k) Dado que este **trabajo especial de grado** se enfoca en la superestructura, y con el propósito de colaborar con el diseño de las fundaciones de las estructuras estudiadas, se generan y se acompañan a la presente investigación, los modelos estructurales de las edificaciones realizados con el programa ETABS, con el que se pueden determinar fácilmente las reacciones para el cálculo de las fundaciones.

X.2) Recomendaciones

La **ingeniería de detalle** que se desarrolle a partir de la ingeniería básica realizada en este trabajo Especial de Grado, debe cumplir estrictamente con los requerimientos de la Norma Covenin 1753:2006 cap. 18, en particular:

- a) El detallado de la viga y la columna, debe cumplir con los requisitos de la Norma (puntos 18.3.5 y 18.4.6), recordando que el diseño a corte se hace por capacidad.
- b) Una vez que se realice el detallado de la viga, se debe verificar el criterio columna fuerte-viga débil, con el acero real colocado en planos (punto 18.4.3.1 de la Norma).
- c) Como al realizar el análisis, no se toman en cuenta la rigidez que aportan las paredes, se recomienda separarlas de las columnas. Si por facilidad constructiva esto no es posible, y se adosan las paredes a las columnas, se recomienda hacer el detallado de la columna con la separación mínima de las ligaduras en todo el armado, para garantizar el confinamiento a lo largo de la columna.
- d) Al trabajar con paneles de PVC como mampostería, se deben fijar al pórtico para que a la hora de un sismo, no se desprendan.
- e) Los paneles de PVC también se pueden **rellenar de otro material** más liviano que el mortero de cemento- arena que se utilizó en este Trabajo Especial de Grado, como podría ser un concreto con agregado liviano o hasta dejarse vacíos ya que no cumplen ninguna función estructural. Y de esa manera se reduciría la masa de la edificación y la cantidad de material a utilizar.

- f) El uso de encofrado colaborante con estructuras de concreto no es tan común en el país. Se debe utilizar una fijación de la losa a la estructura, para la cual se recomienda el detalle contenido en la fig 10.0, que se muestra en la siguiente página.

- g) Con respecto a las fundaciones, se recomienda realizar un diseño tipificado en el que se agrupen las variables más relevantes, y así contar con una metodología de diseño óptimo y rápido, parecida a la utilizada en este Trabajo Especial de Grado.

- h) Para contribuir al detallado de la estructura y el cálculo de las fundaciones, se entregará el modelo matemático de cada una de las edificaciones realizado con el programa de cálculo estructural ETABS, ya que esto facilitaría su óptima realización.

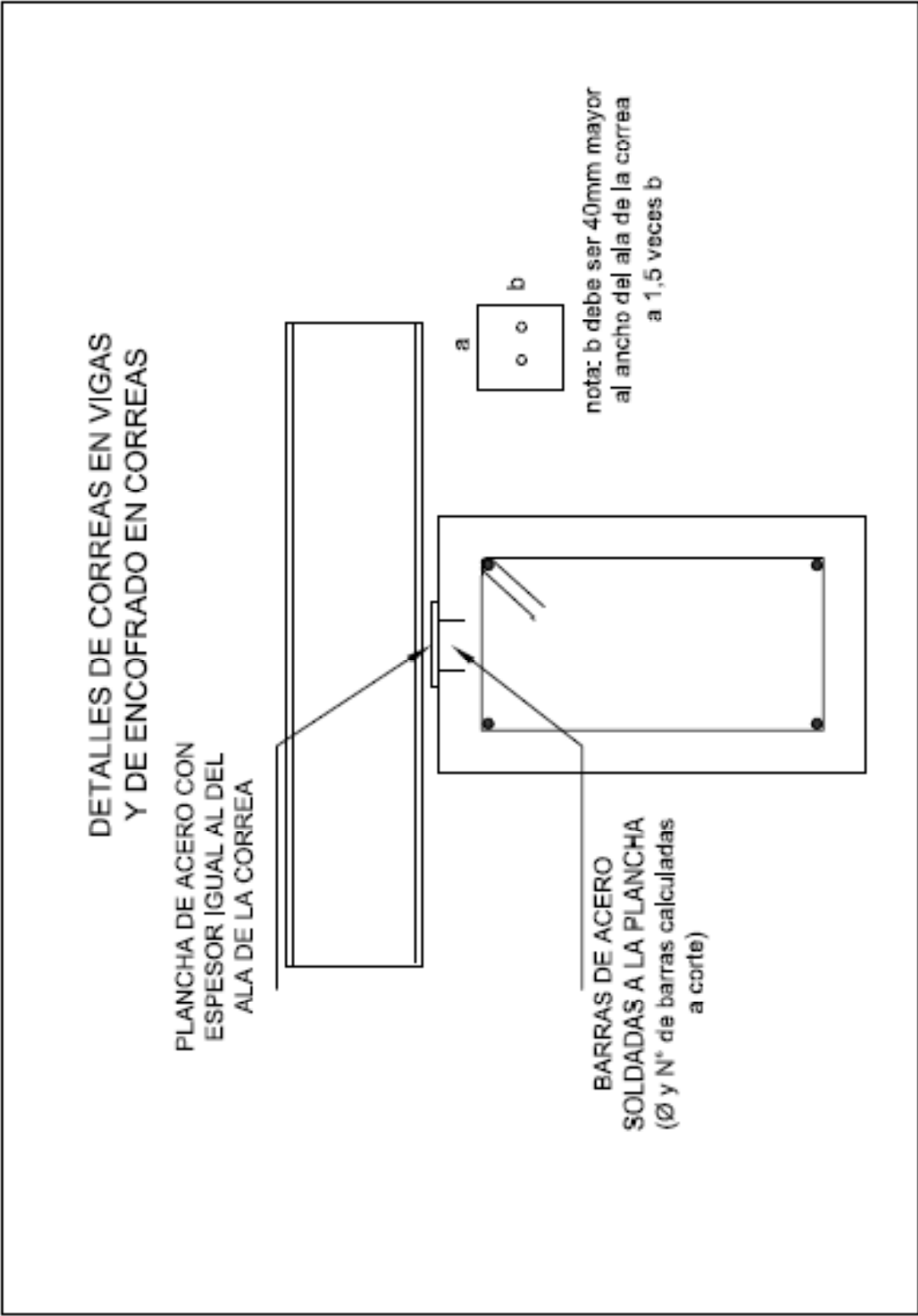


FIG. 10.0 Detalle de apoyo de correa de acero en viga de concreto

XI) REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Covenin 2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”. Norma Covenin 1753, Caracas, Venezuela
- Covenin 2006 “Edificaciones Sismorresistentes”. Norma Covenin 1756 Caracas, Venezuela
- Covenin 1998 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites”. Norma Covenin 1618 Caracas, Venezuela.
- Computes and Structure Programa de Cálculo Estructural para Edificaciones ETABS.
- García, L.E. (1998) Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Universidad de los Andes Facultad de Ingeniería. Bogotá, Colombia.
- Hugo B. (2002): Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities. Swiss Federal Office for Water and Geology-Swiss Agency for Development and Cooperation Biel 2002, 81 p
- IMME. El Terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997. Informe N°2 volumen 38. Del 14/01/2000 Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela
- Pagina web Instituto Nacional de Estadística. <http://www.ine.gob.ve/>
- Presidencia de la República de Venezuela. El Terremoto de Caracas del 29 de Julio de 1967. Informe de la comisión presidencial para el estudio del sismo, elaborado para ser presentado en la cuarta conferencia mundial de ingeniería sísmica que se realizo en Chile el 13 de enero de 1969.

XII) APENDICES

XII.1) *Demanda de acero en vigas*

Como se menciona en cada uno de los tipos de edificación solo serán necesarios 9 pórticos los cuales son V-A, V-B, V-C, V-D, V-E, V-4, V-5, V-6 y V-7 que se presentan a continuación. Para ayudar al manejo de esta información se muestra en la fig.12.1.0 la ubicación de estos pórticos.

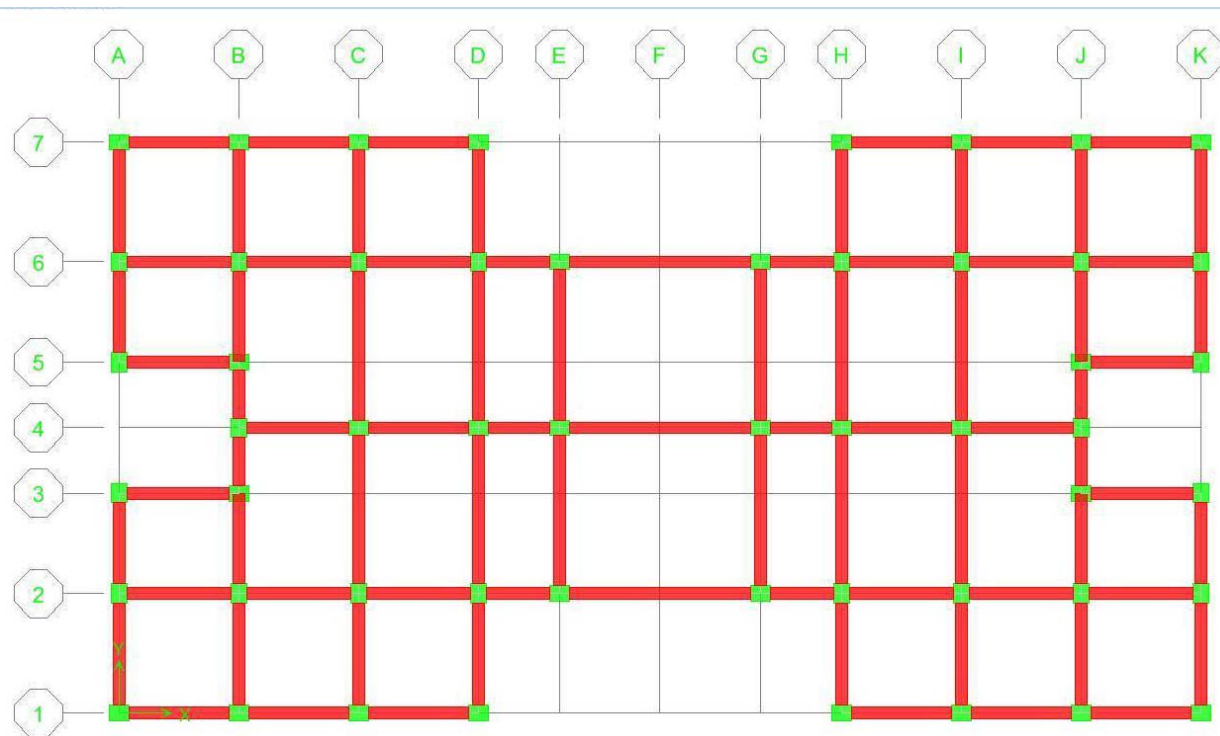


FIG. 12.1.0 Planta edificación ubicación de vigas

- Edificación viviente Tipo A

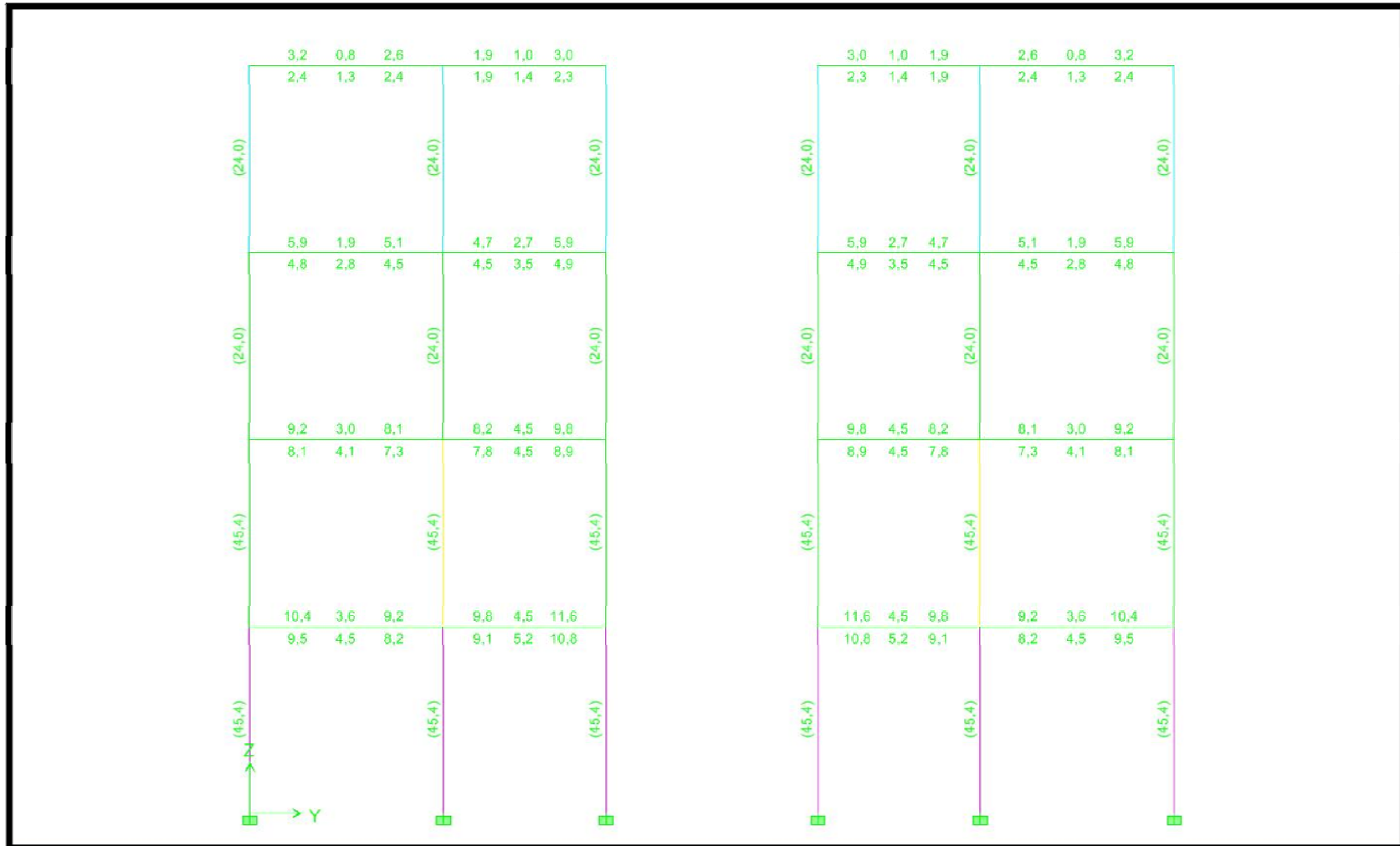


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

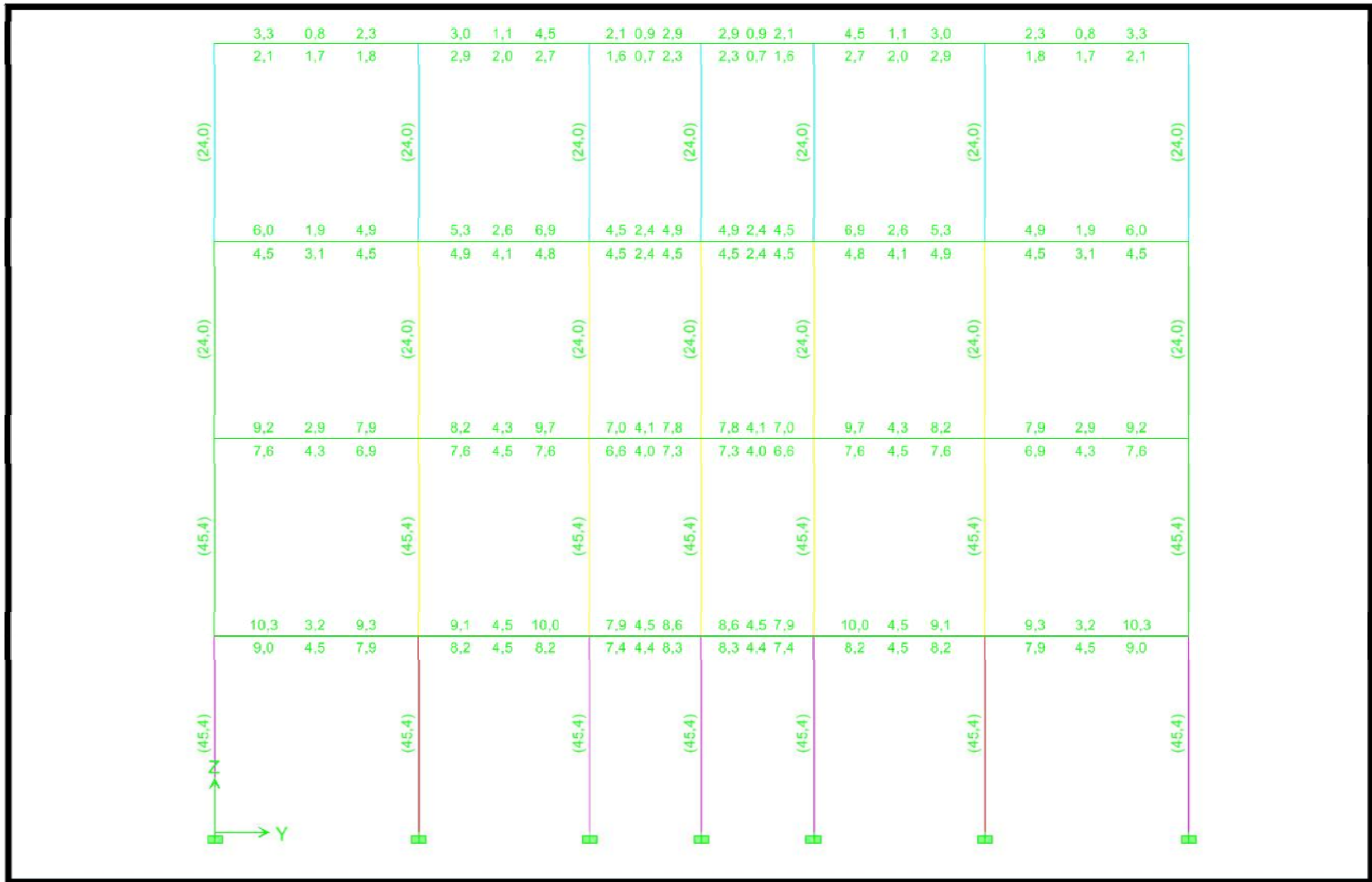


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

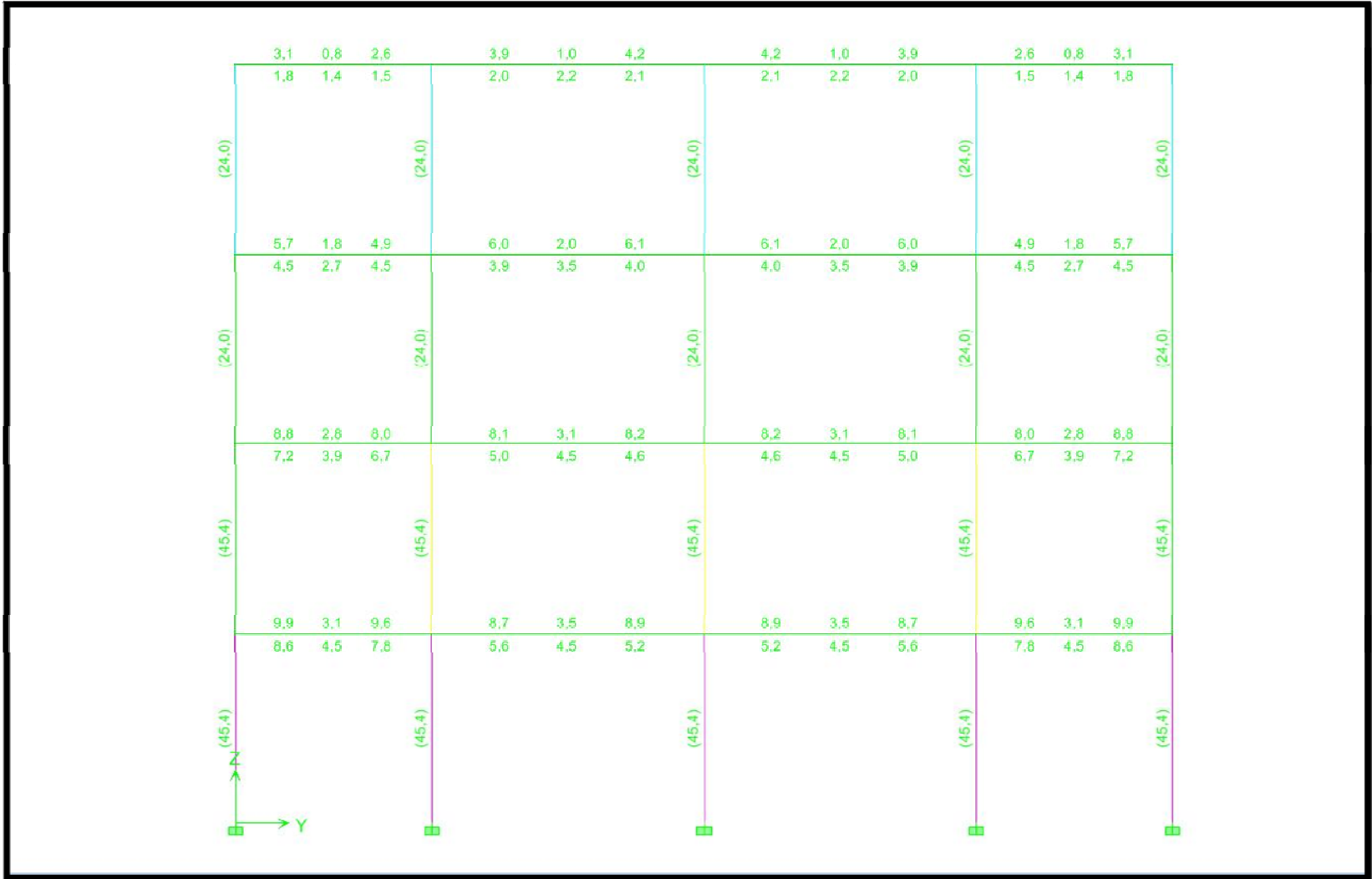


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

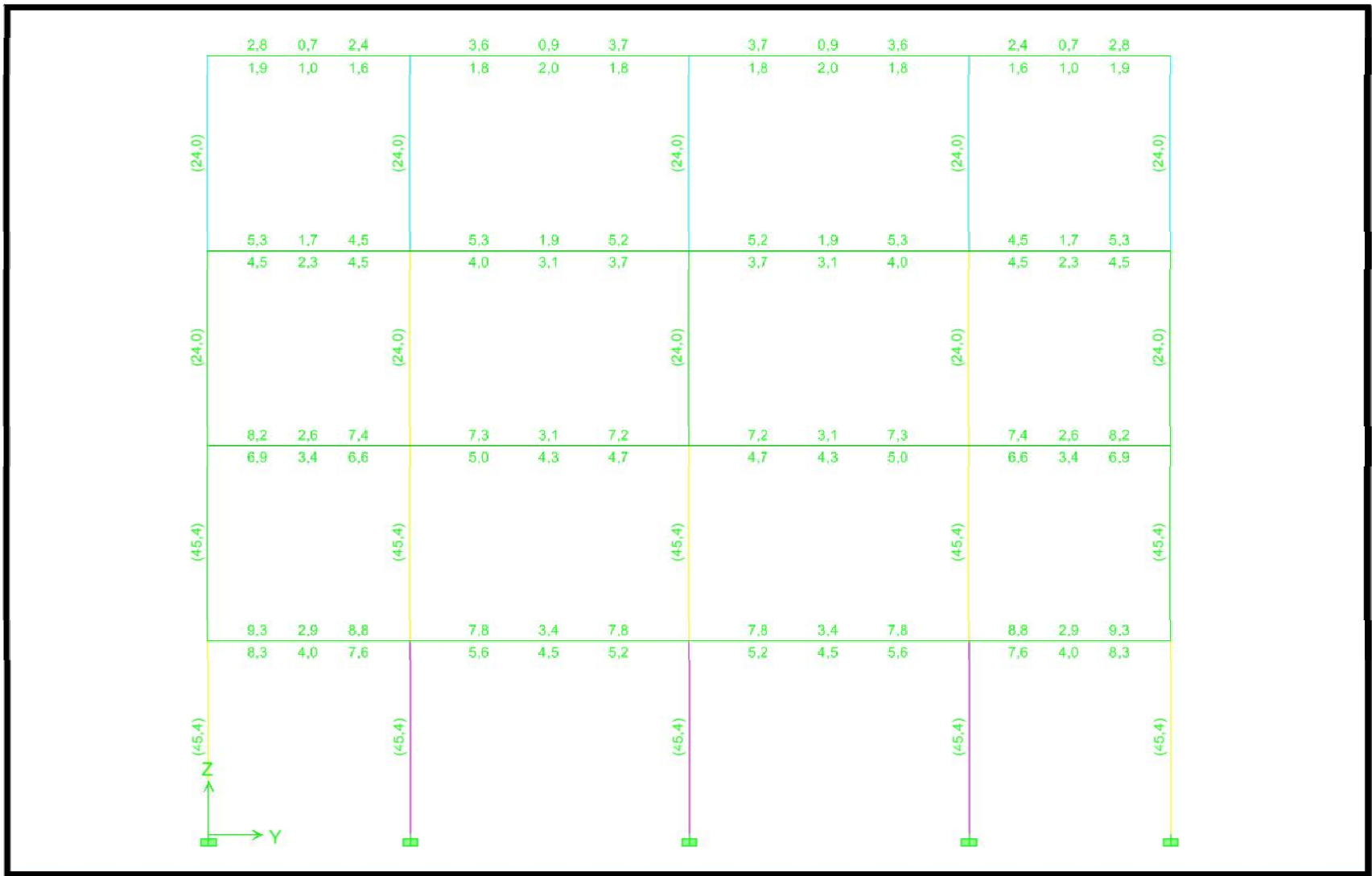


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

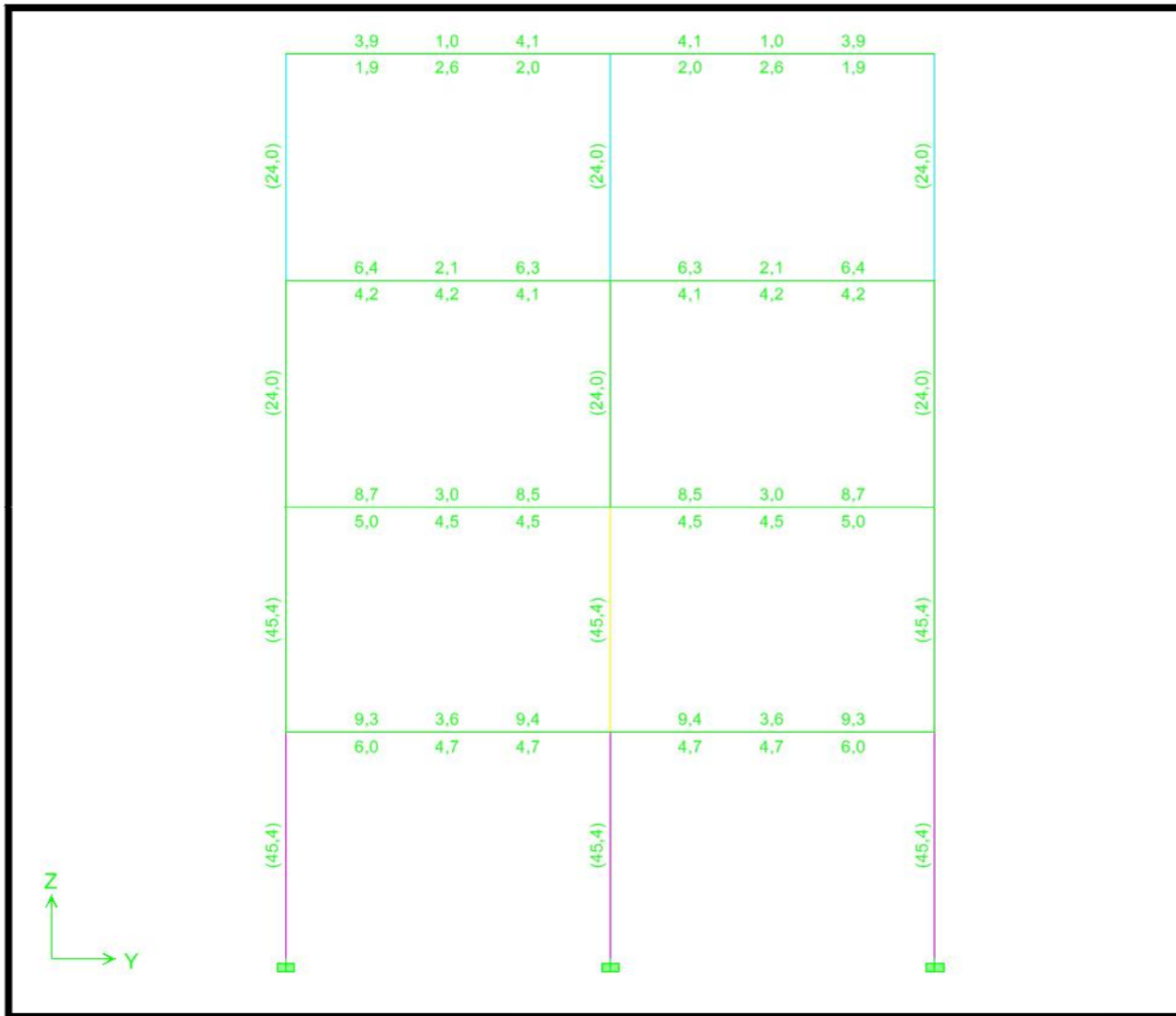


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

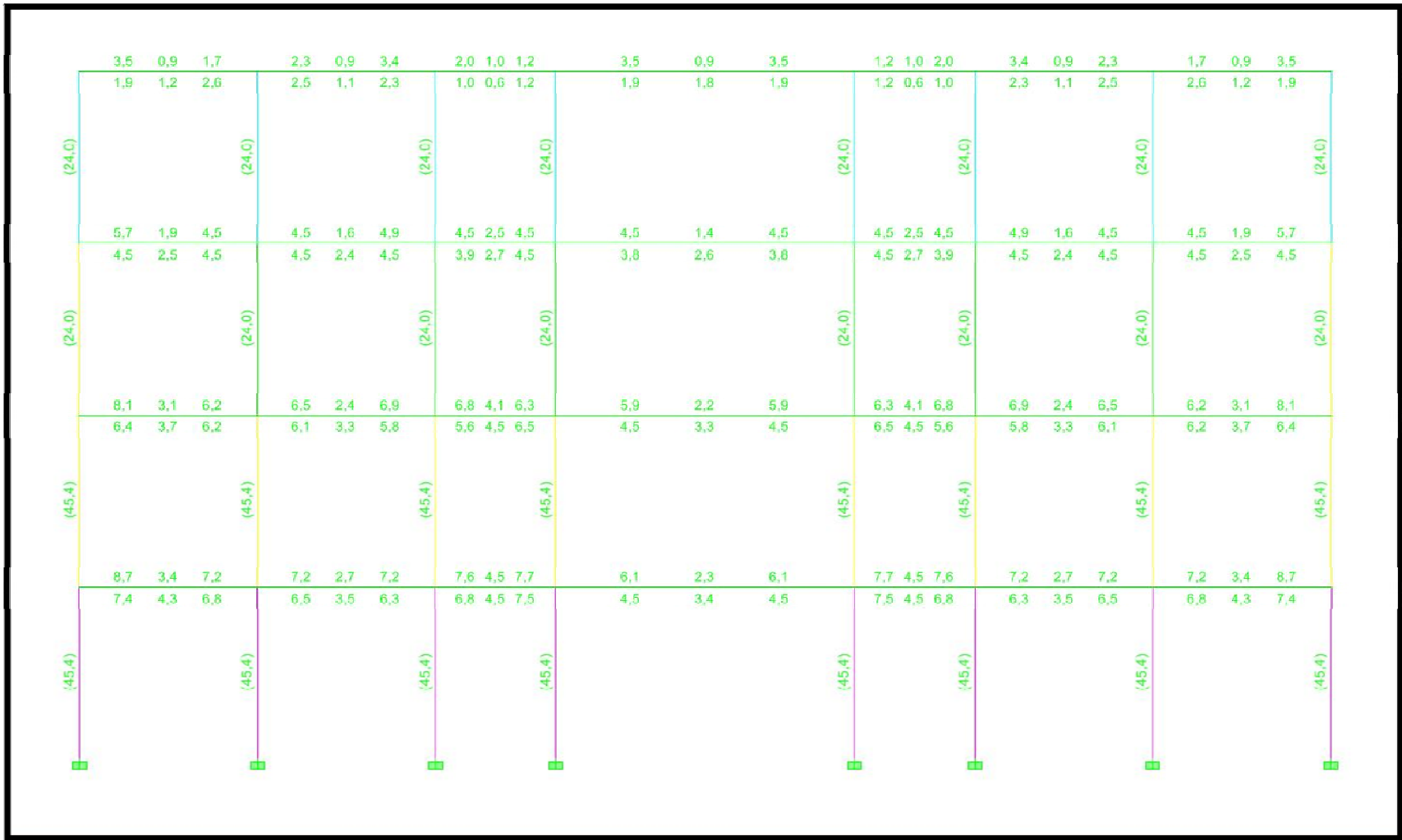


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

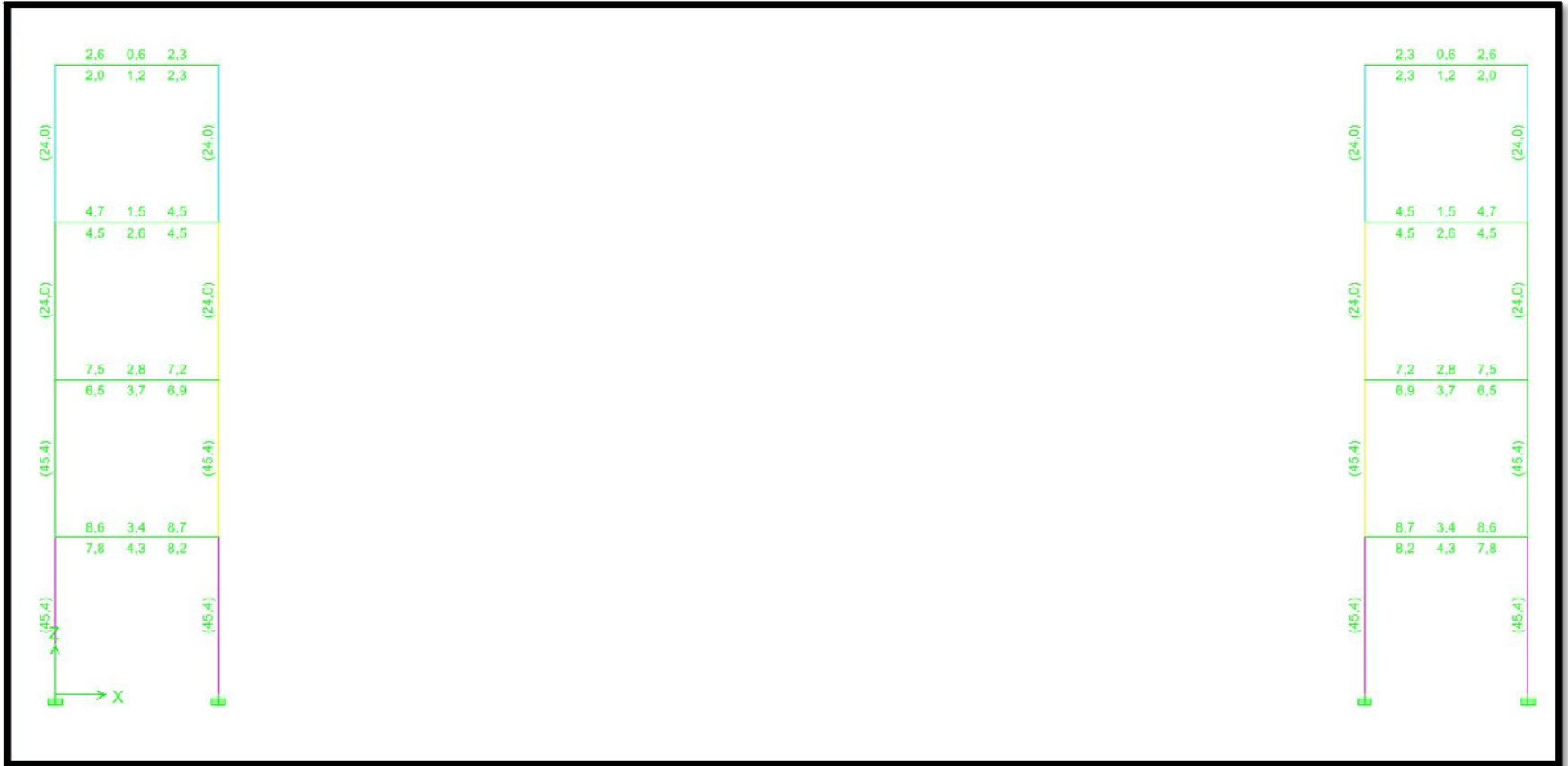


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

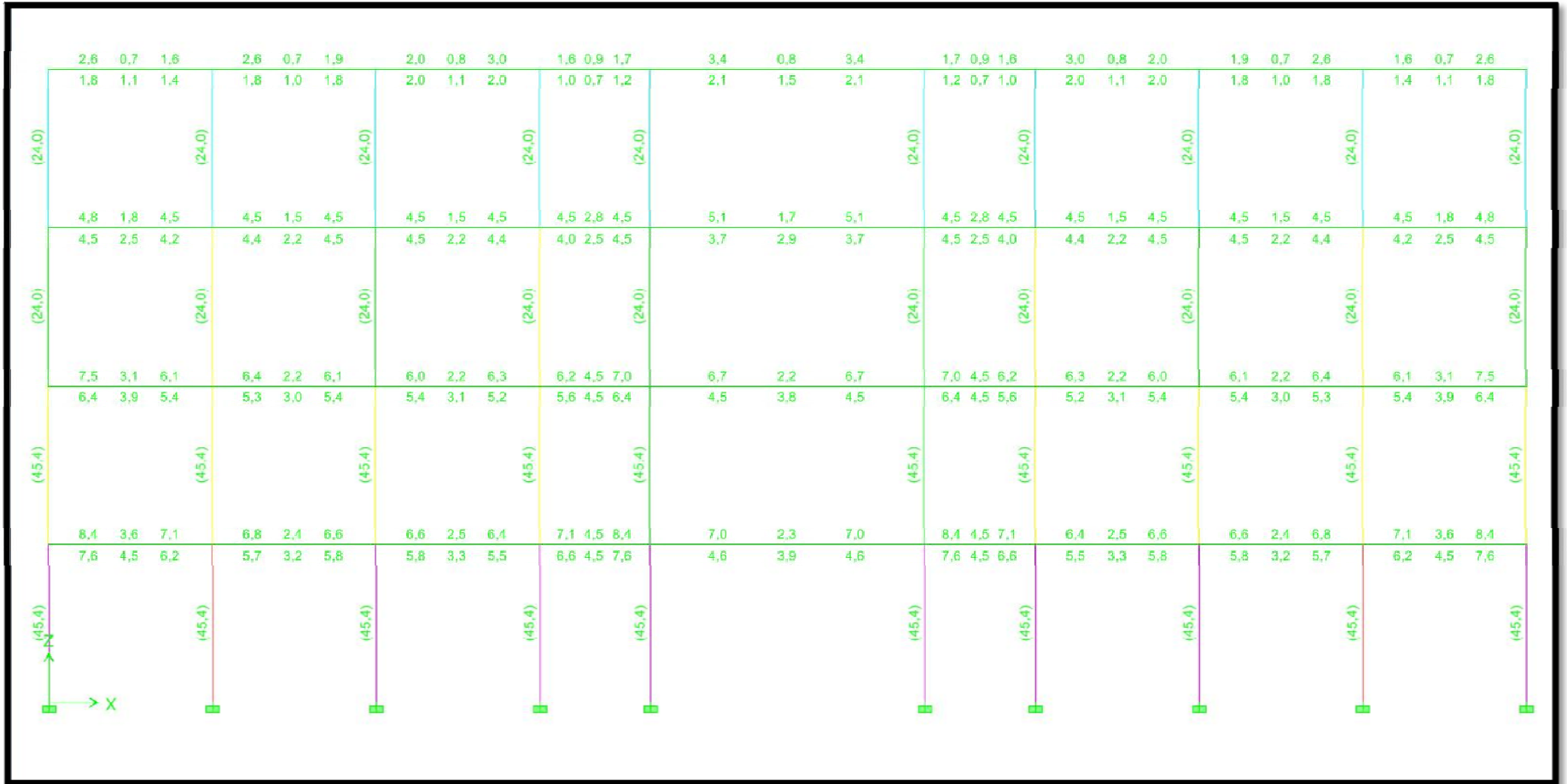


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-6 (JJNH)

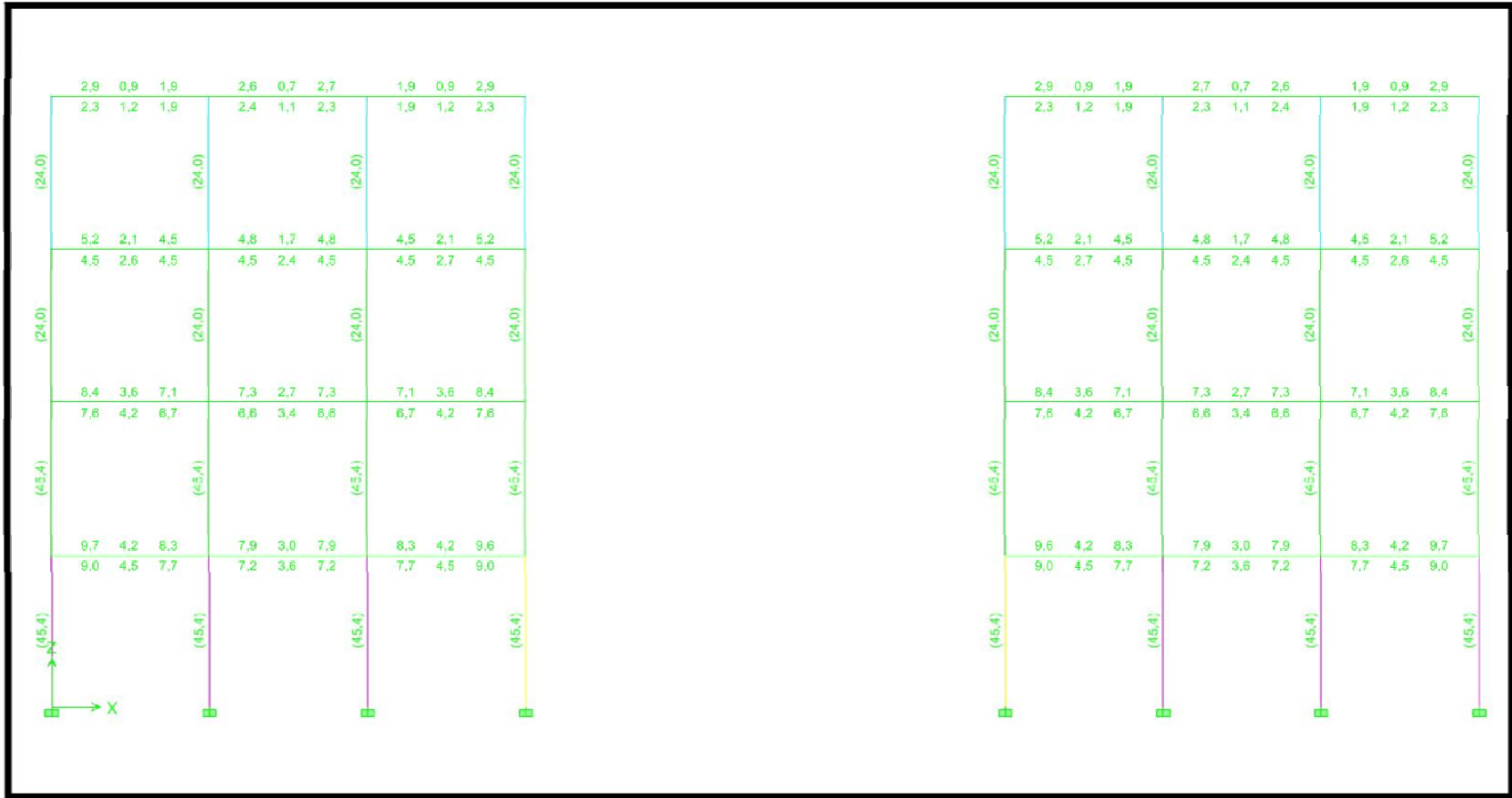


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación vivienda Tipo B

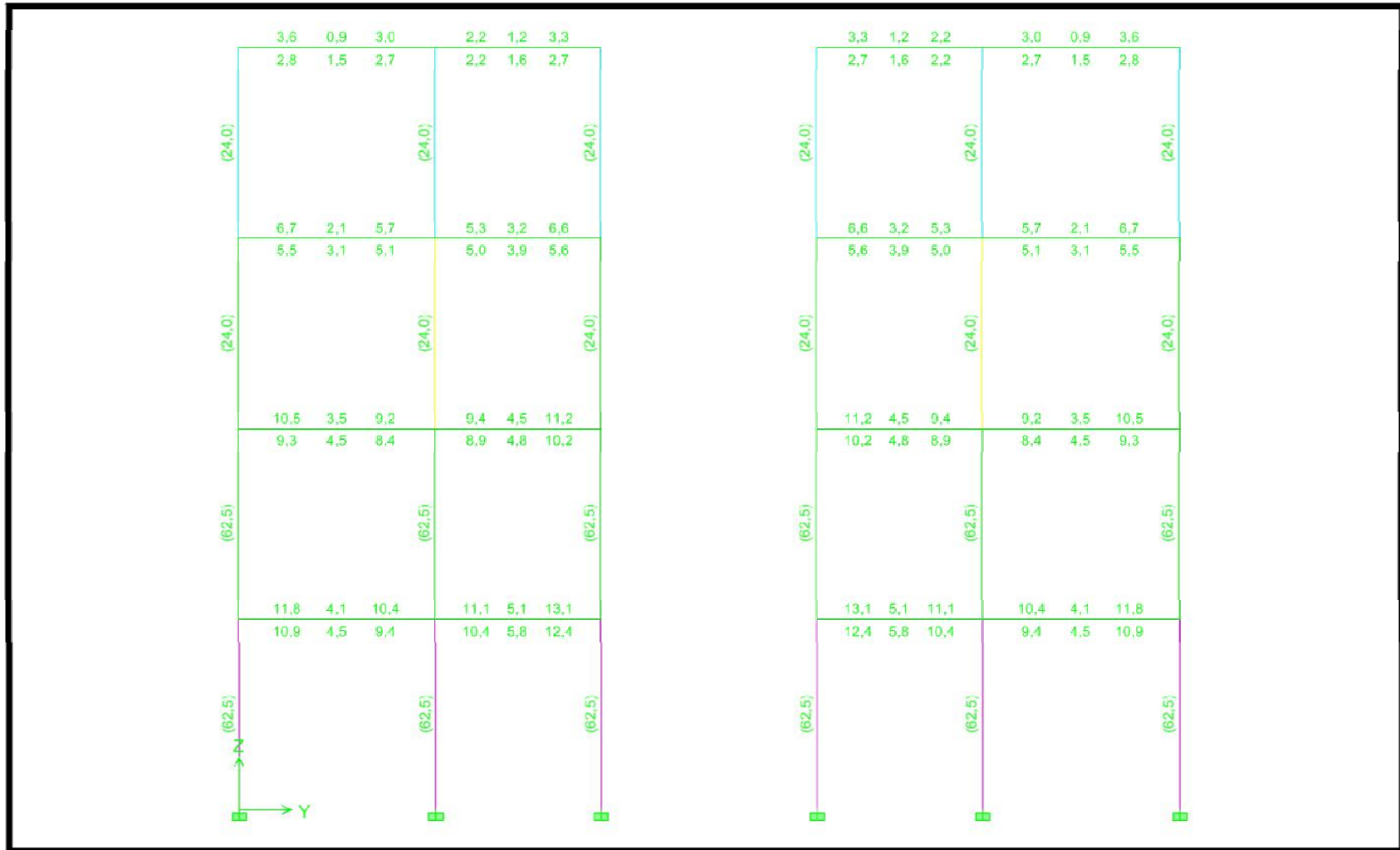


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

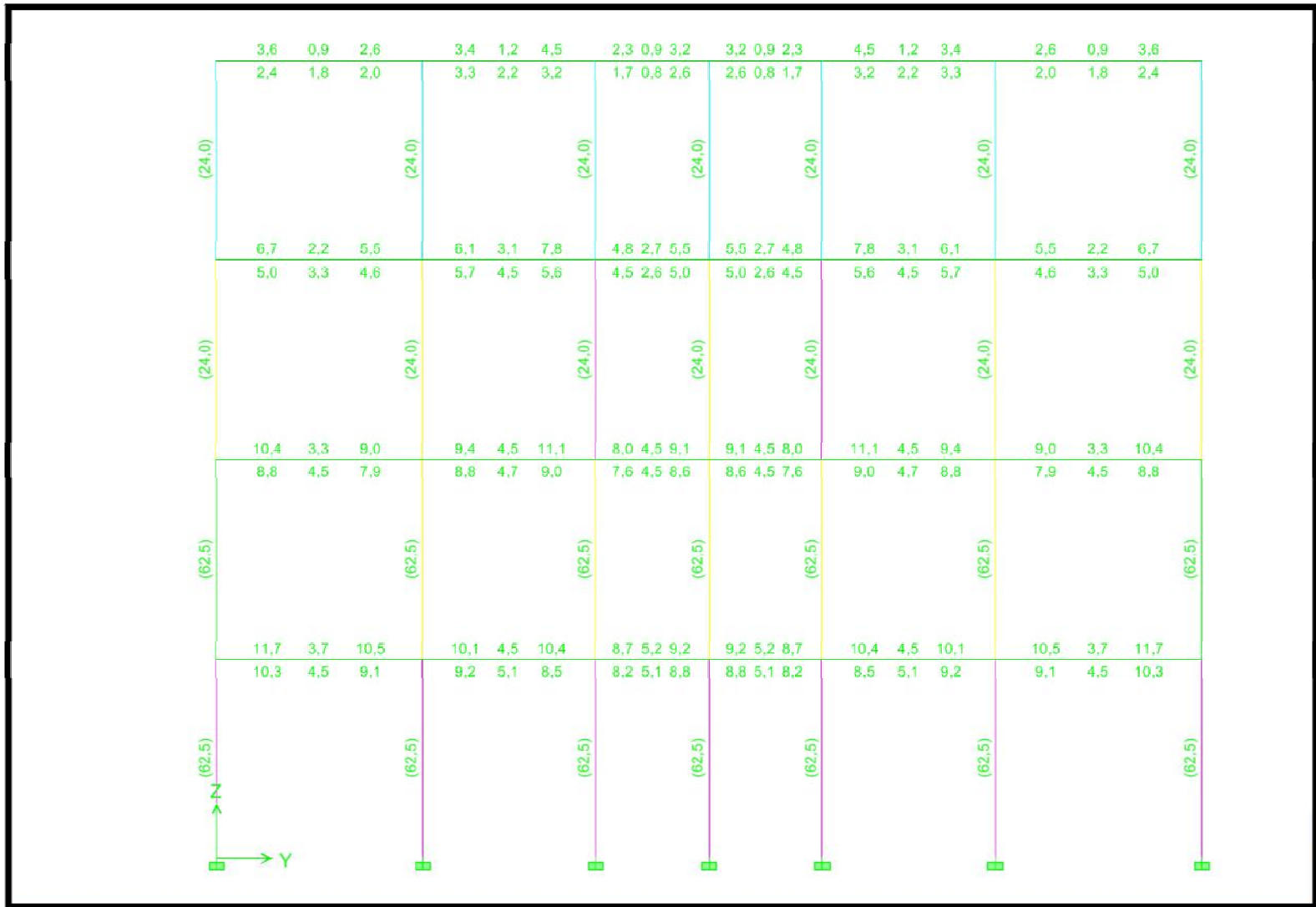


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

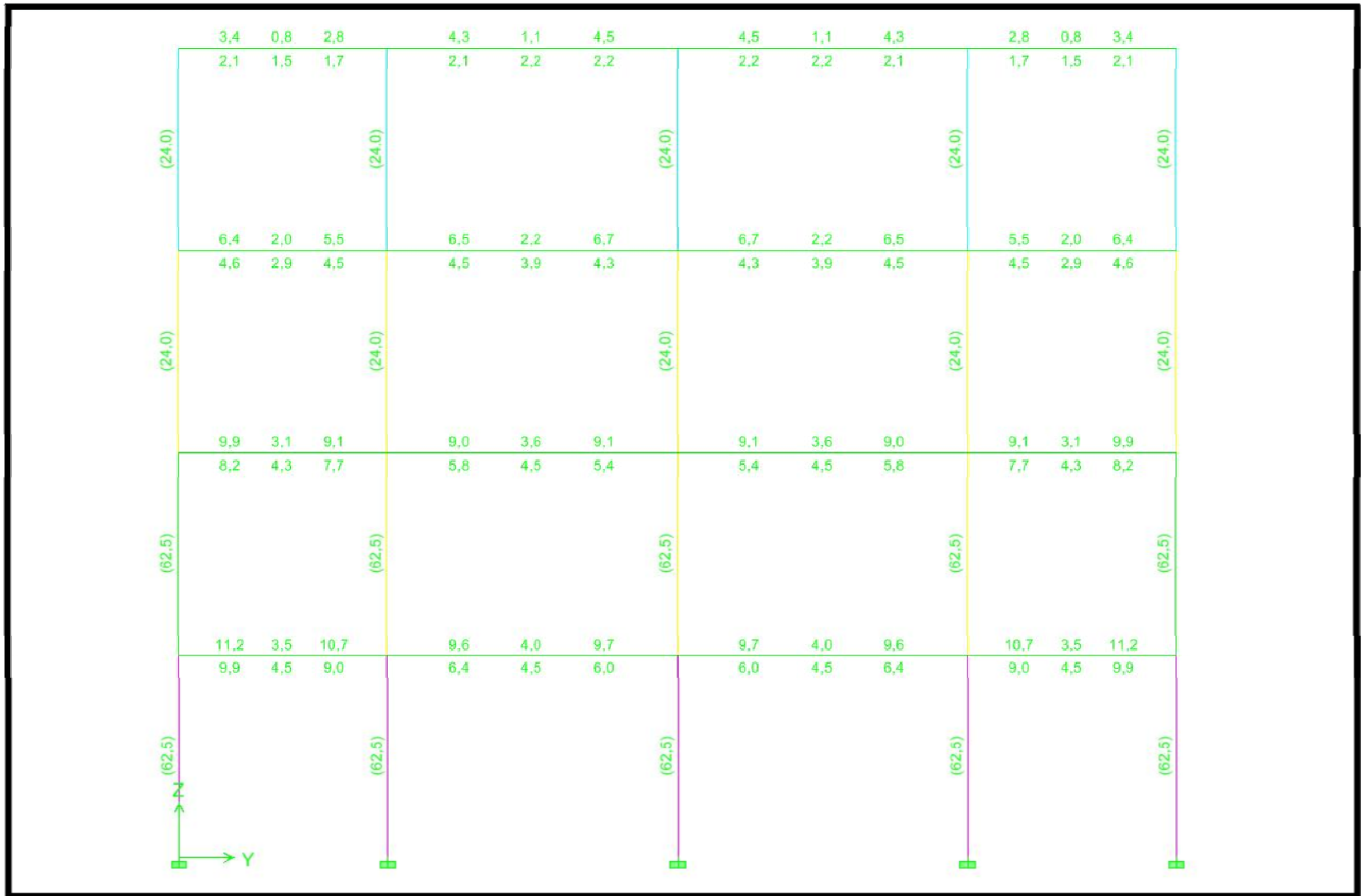


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

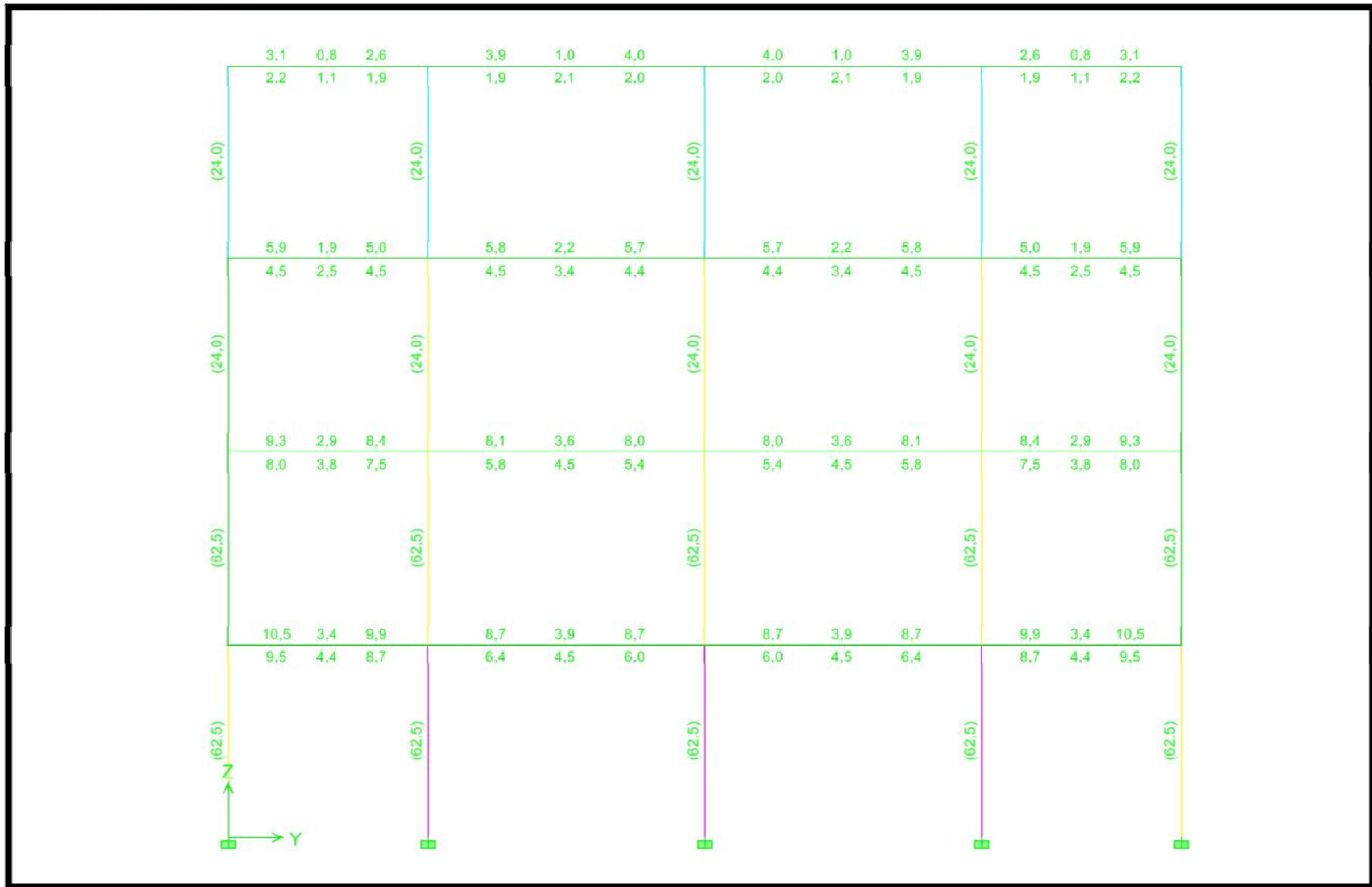


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

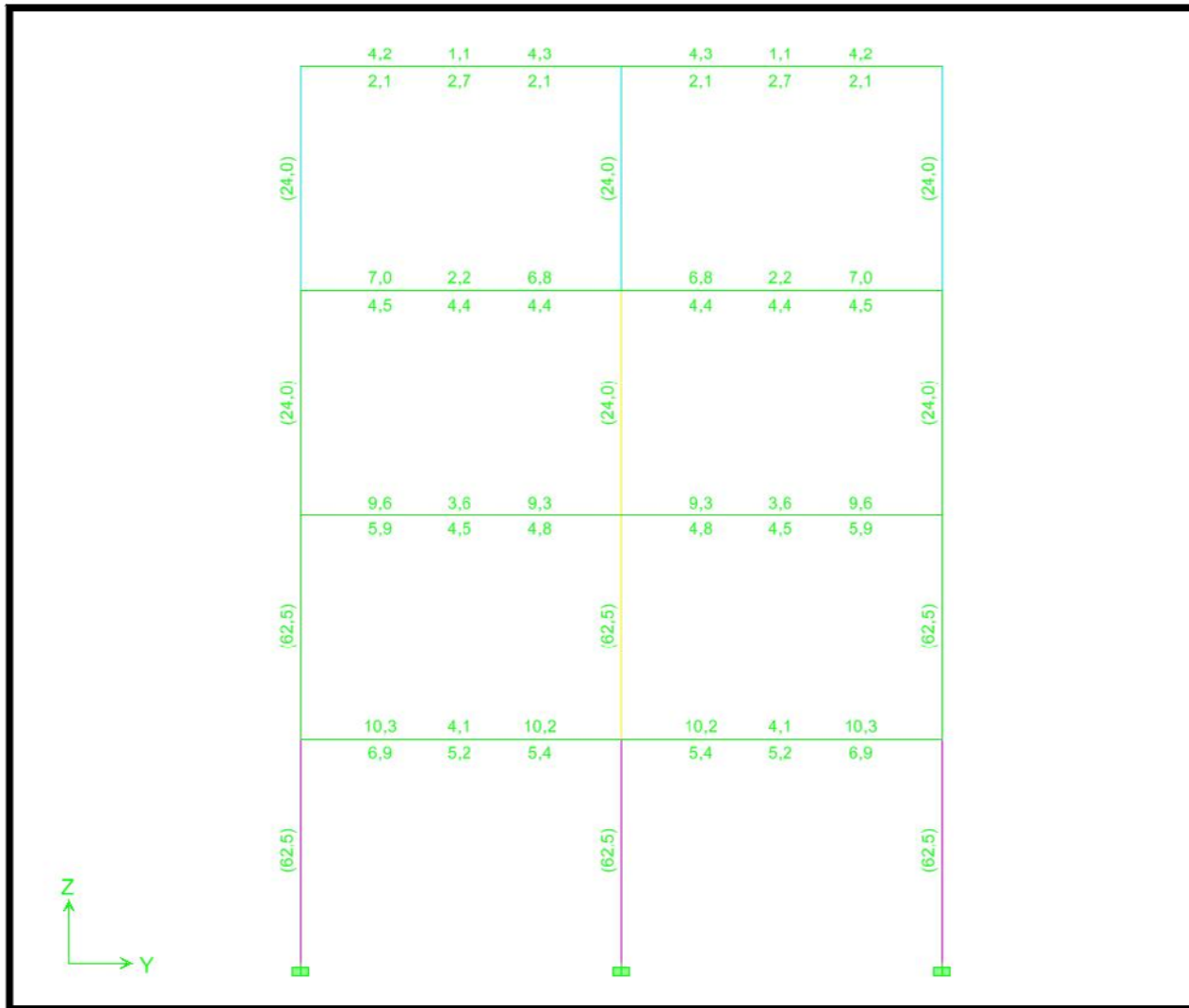


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

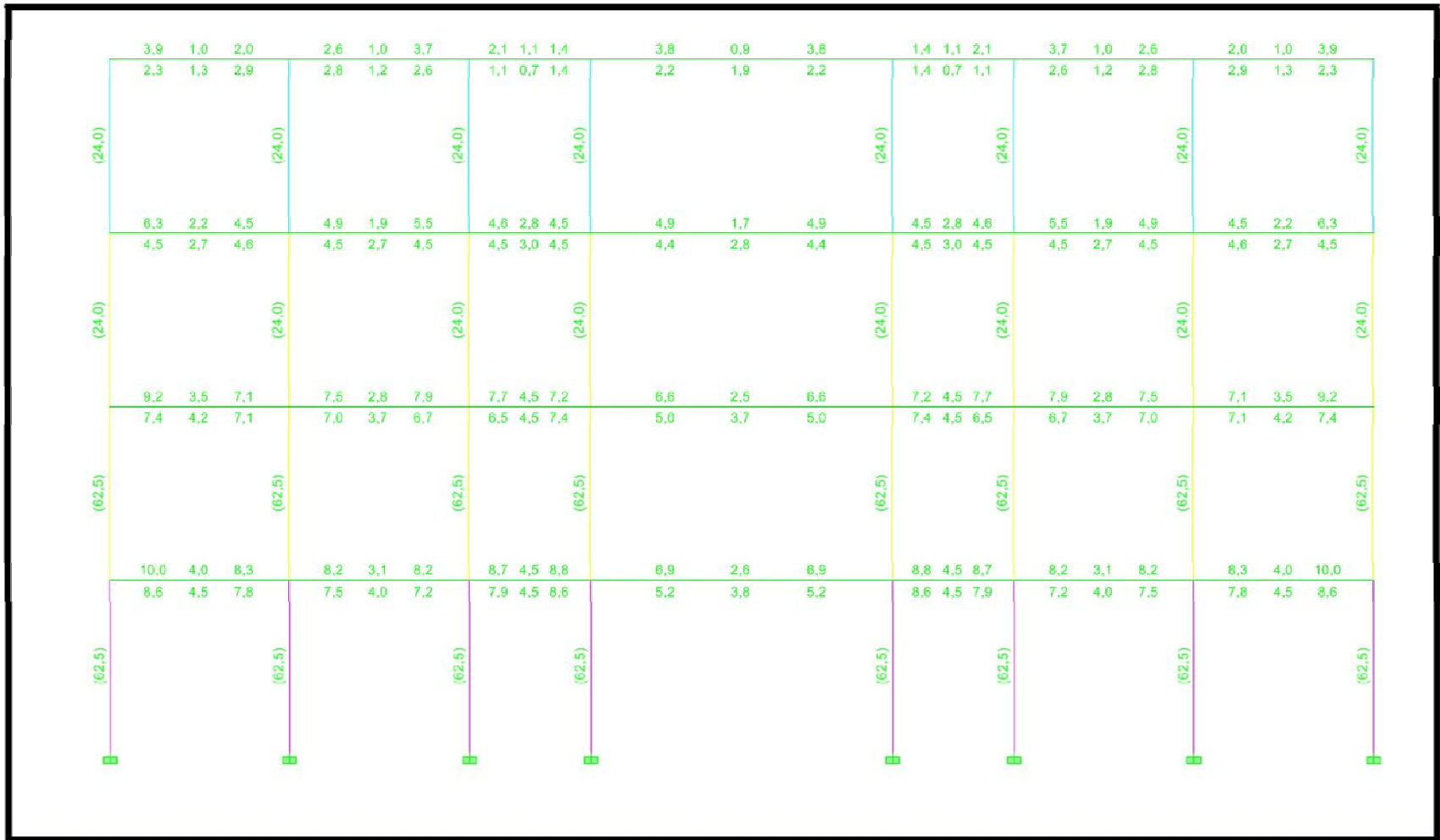


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

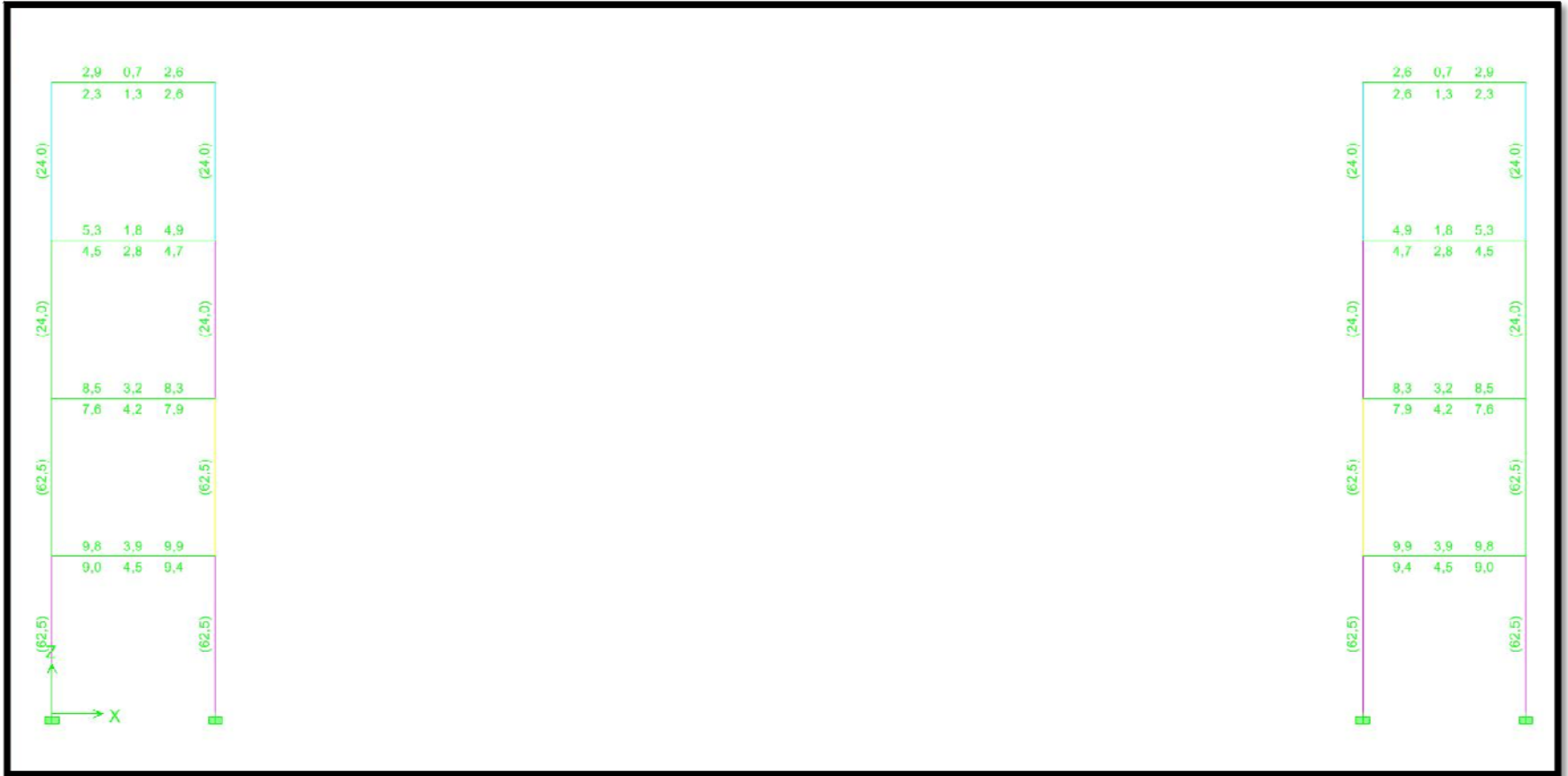


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

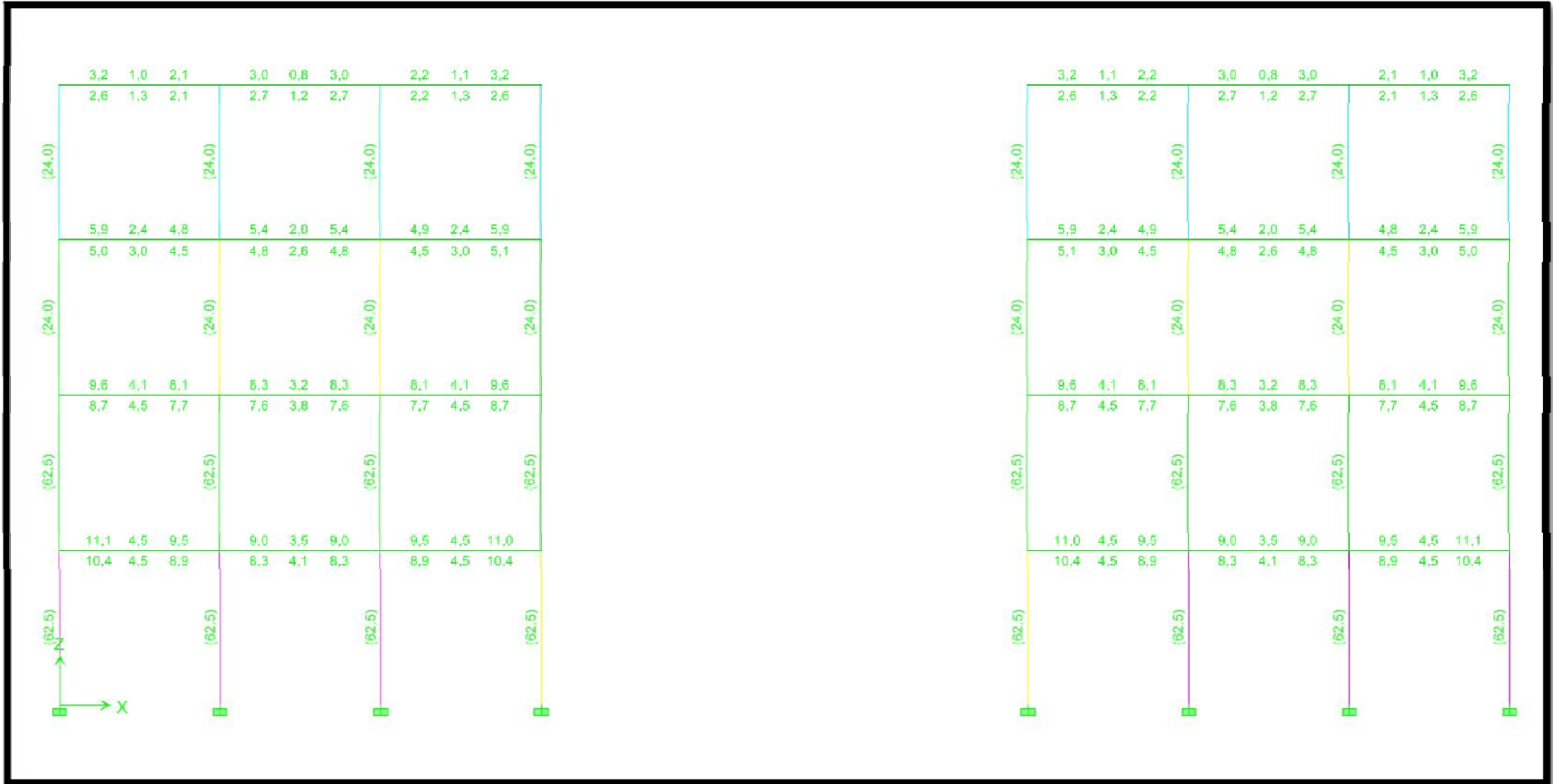


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo C

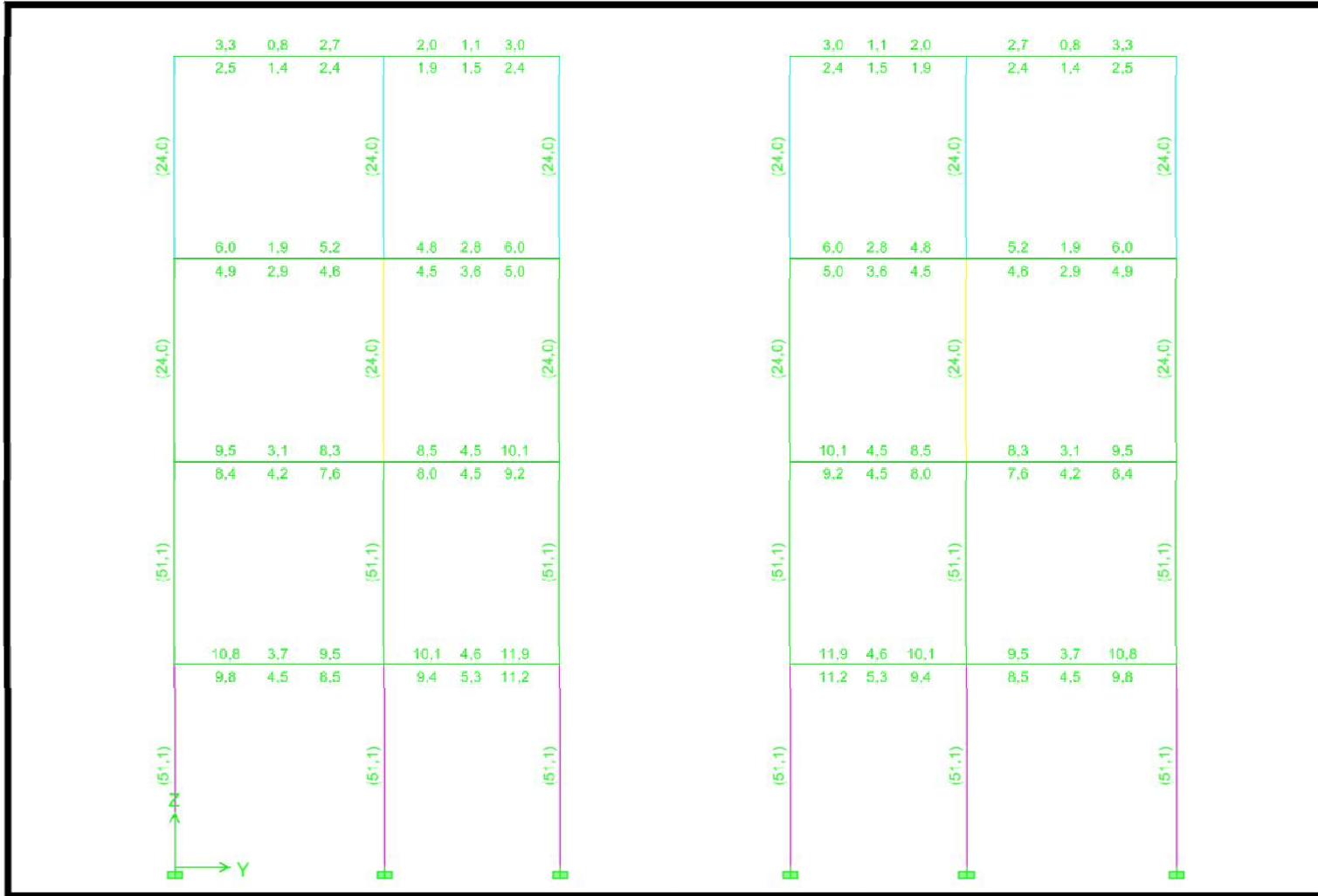


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

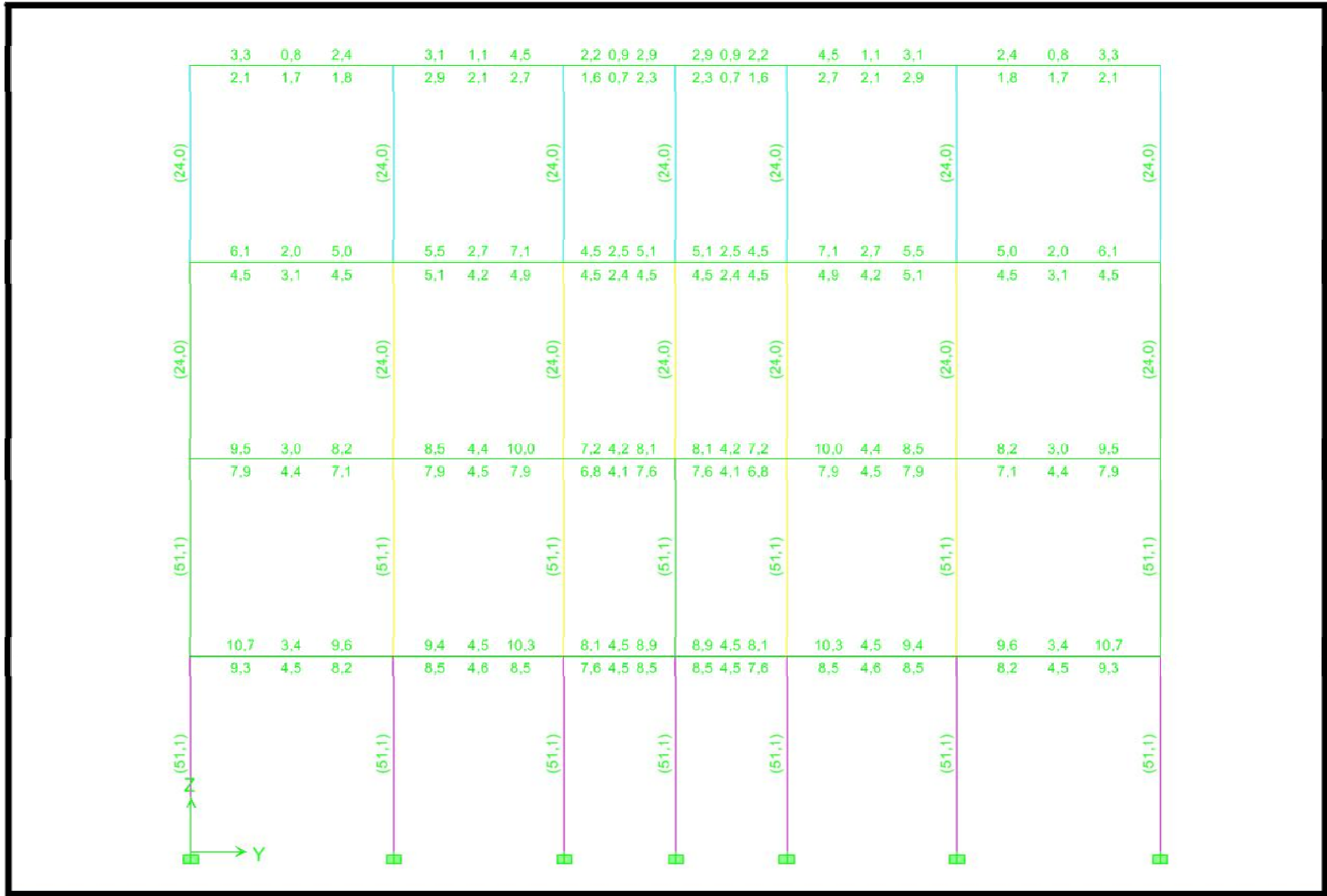


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

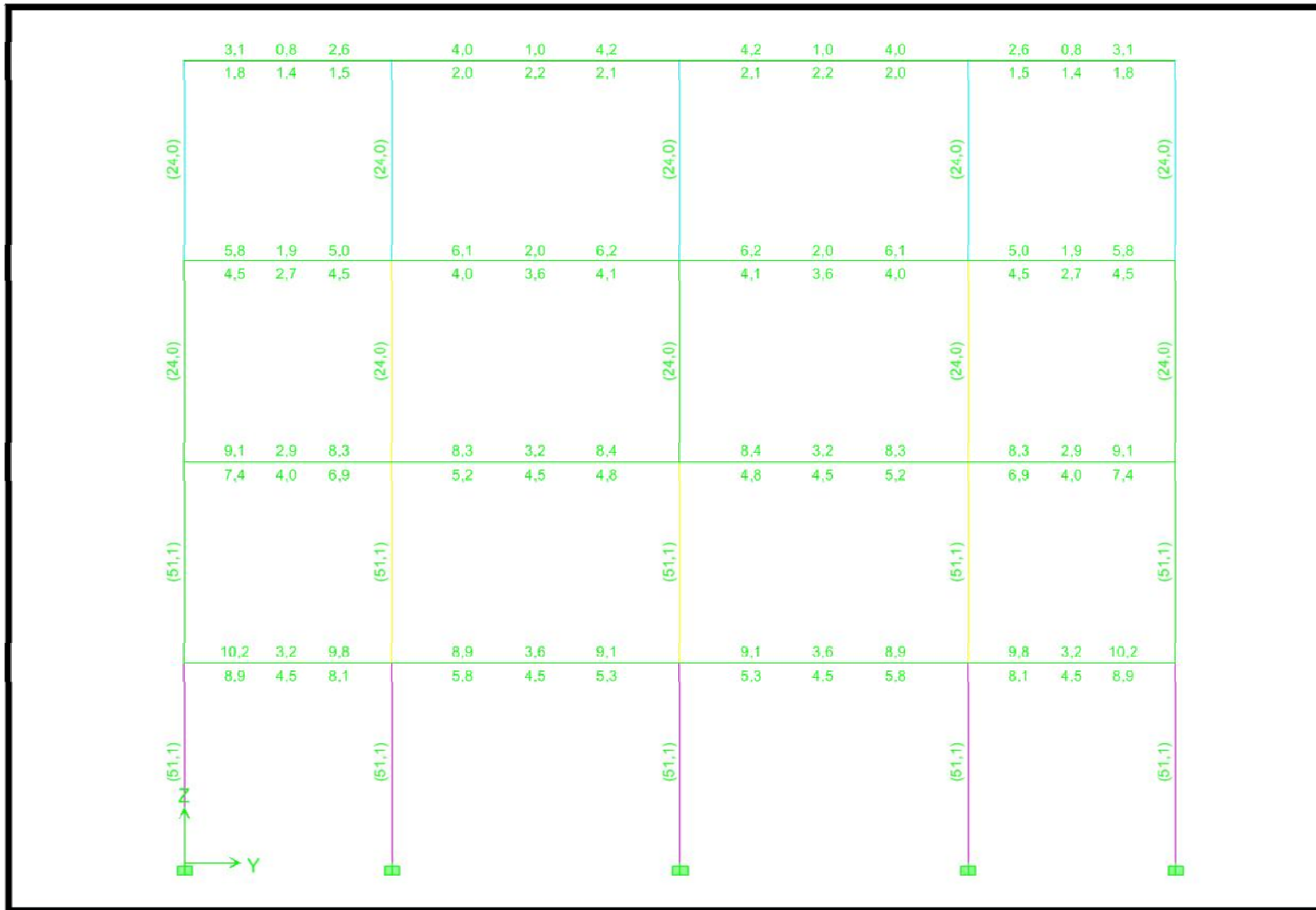


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

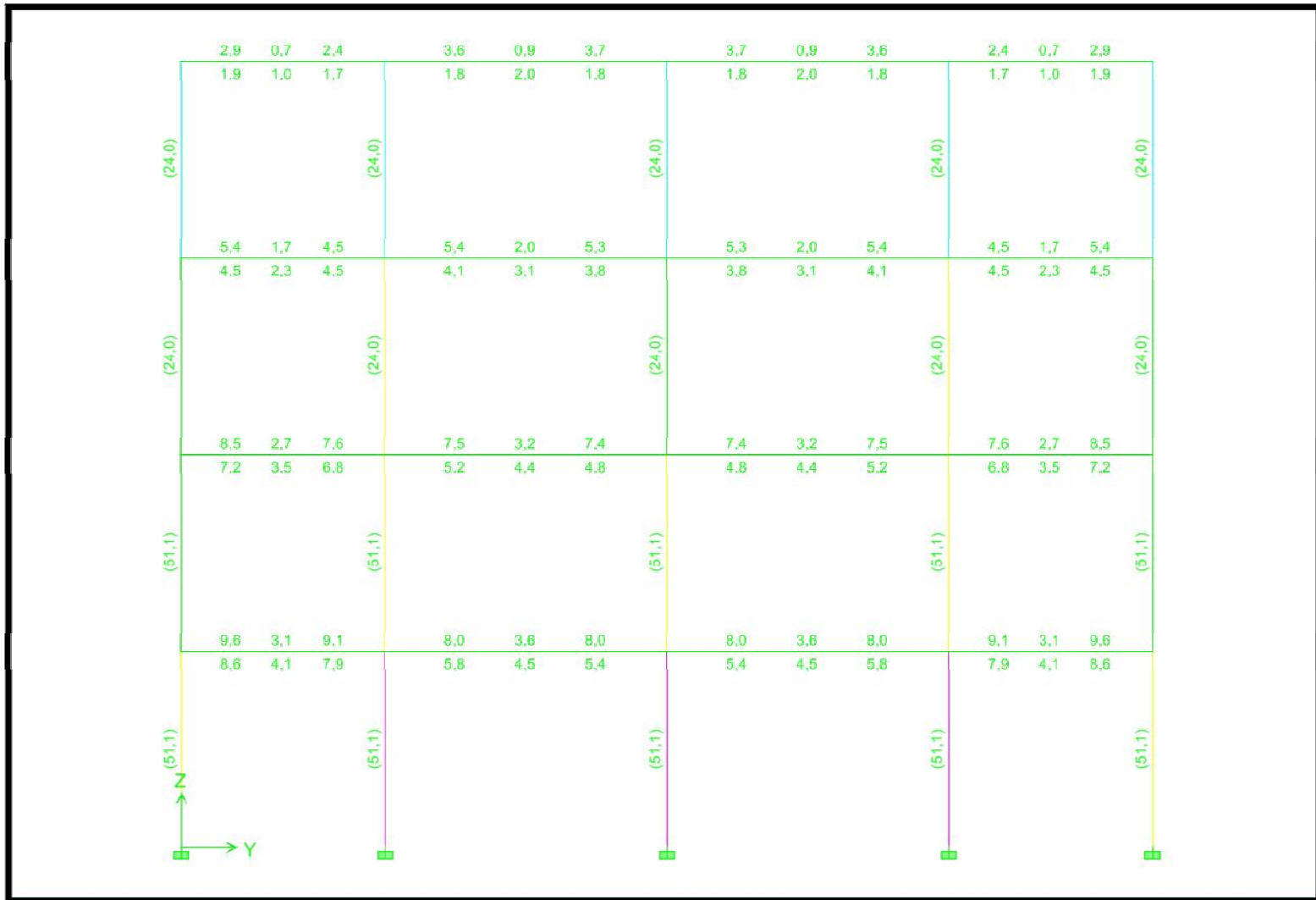


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

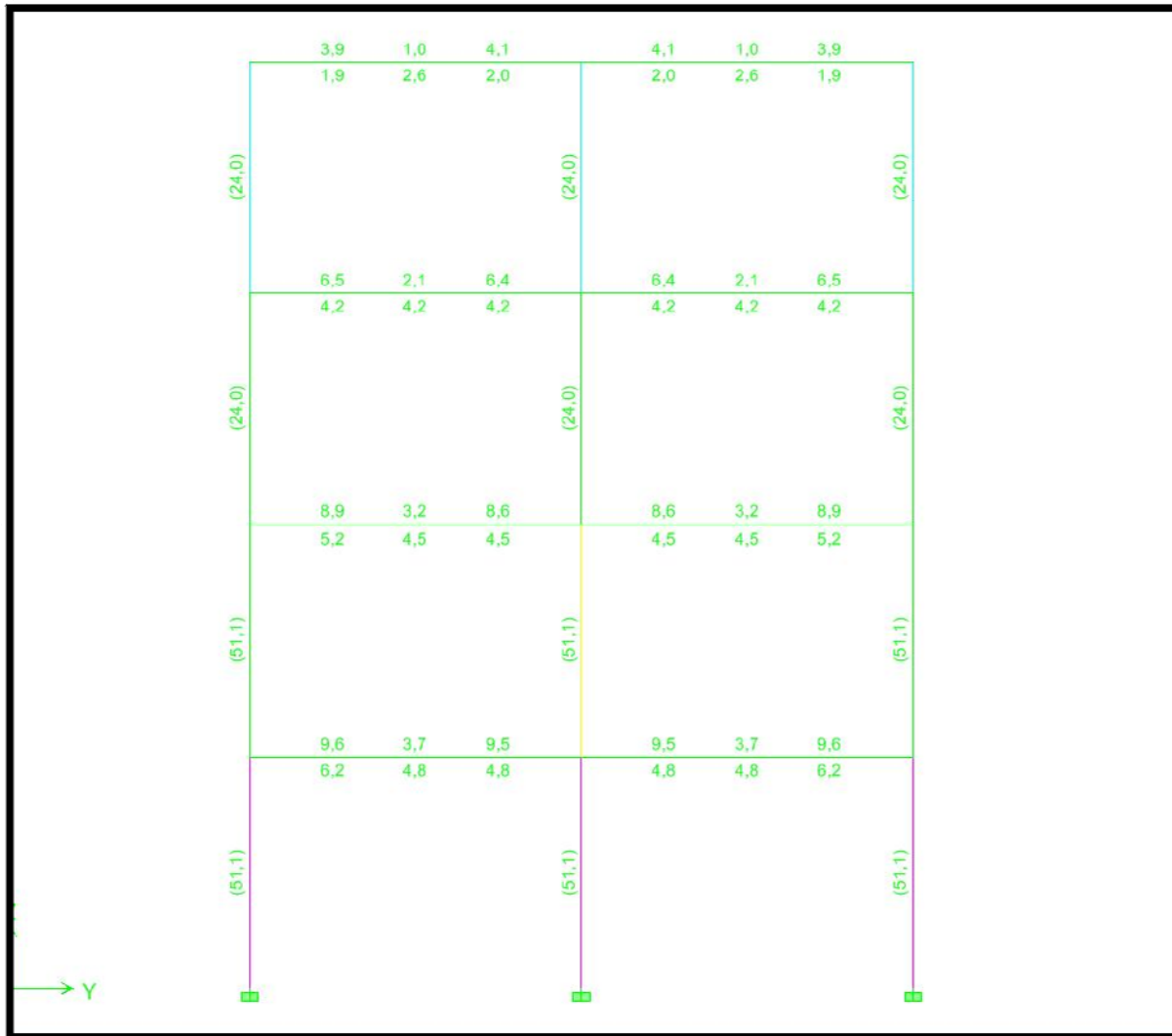


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

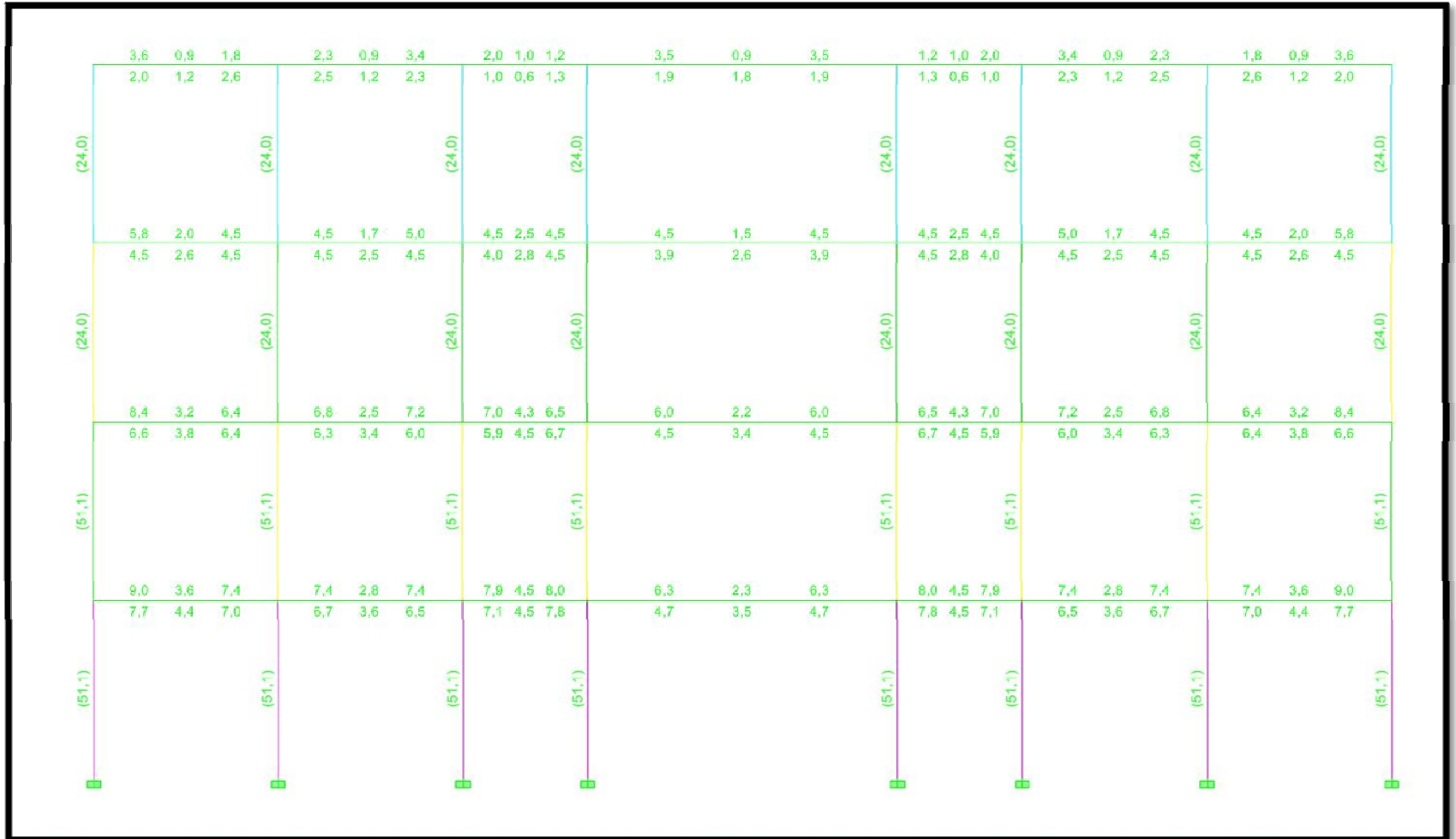


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

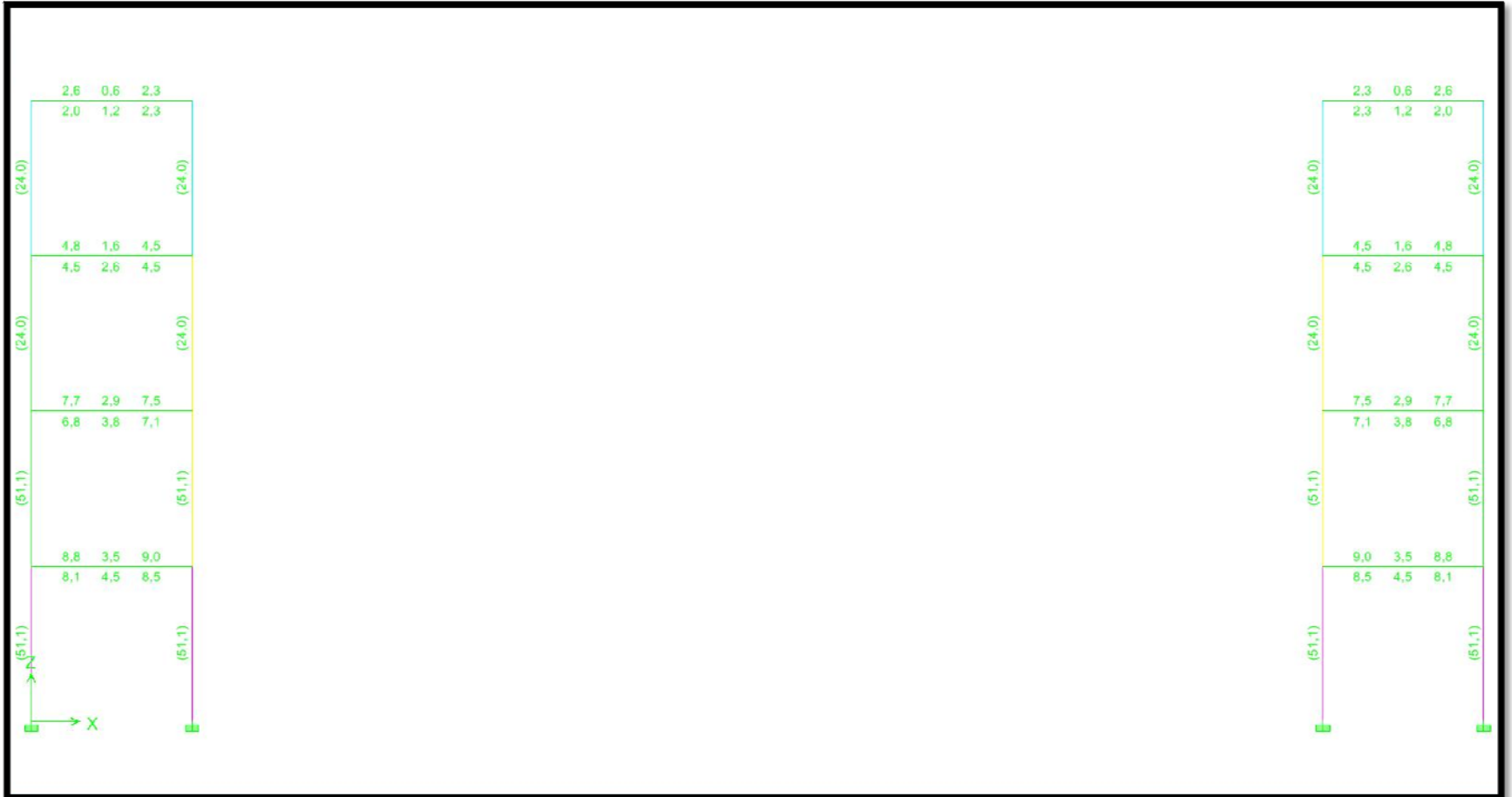


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

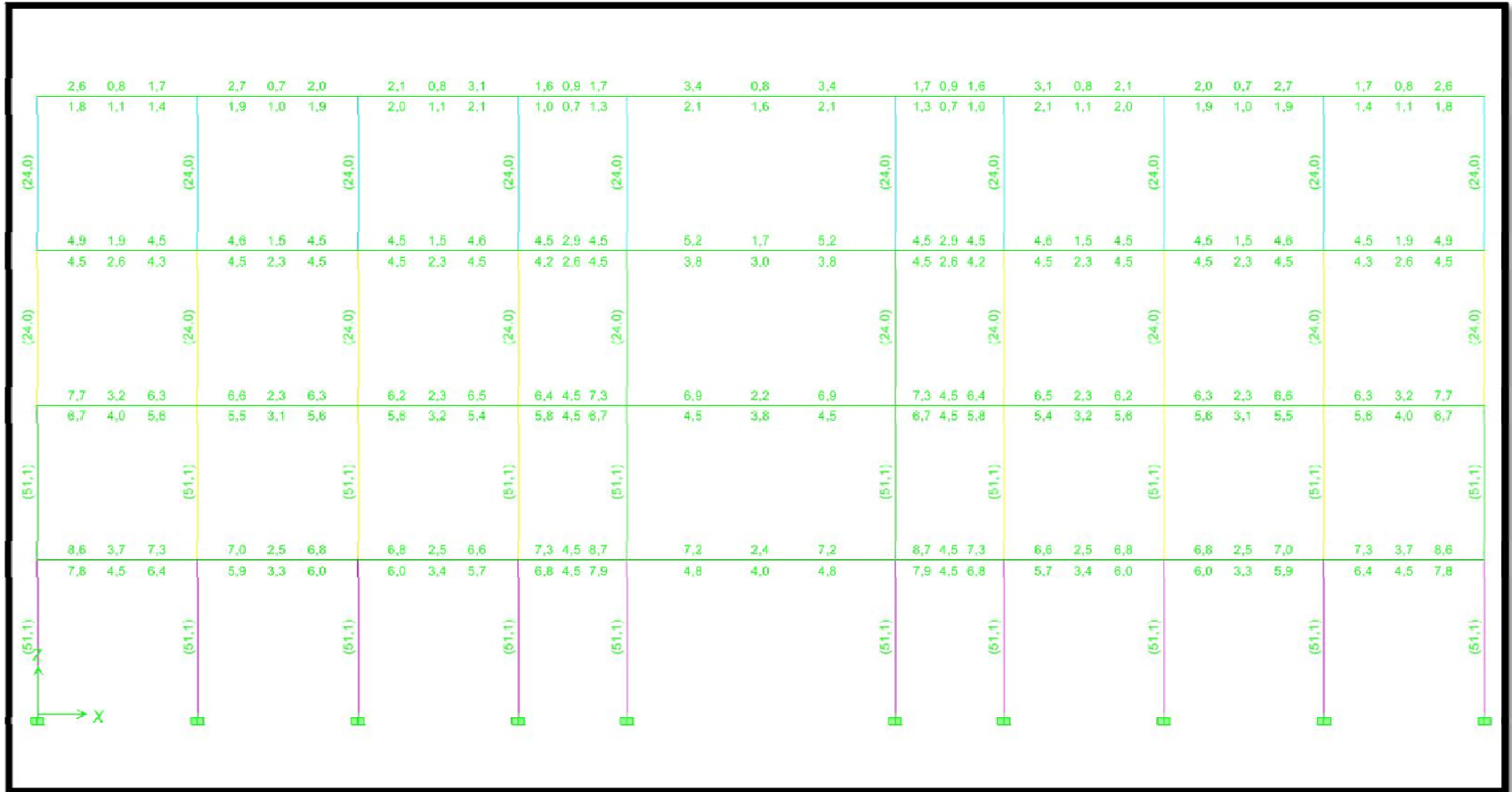


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-6 (JJNH)

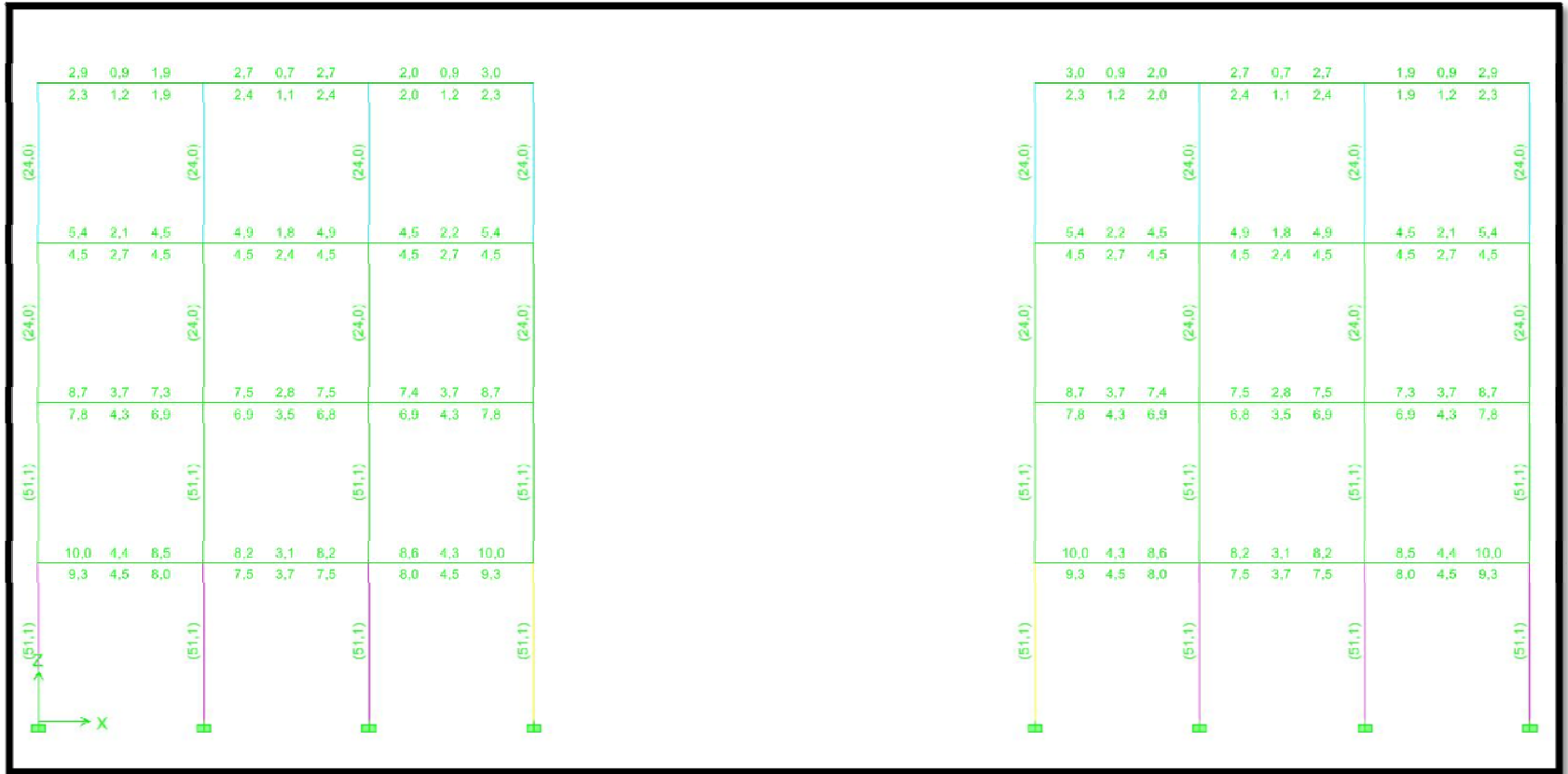


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo D

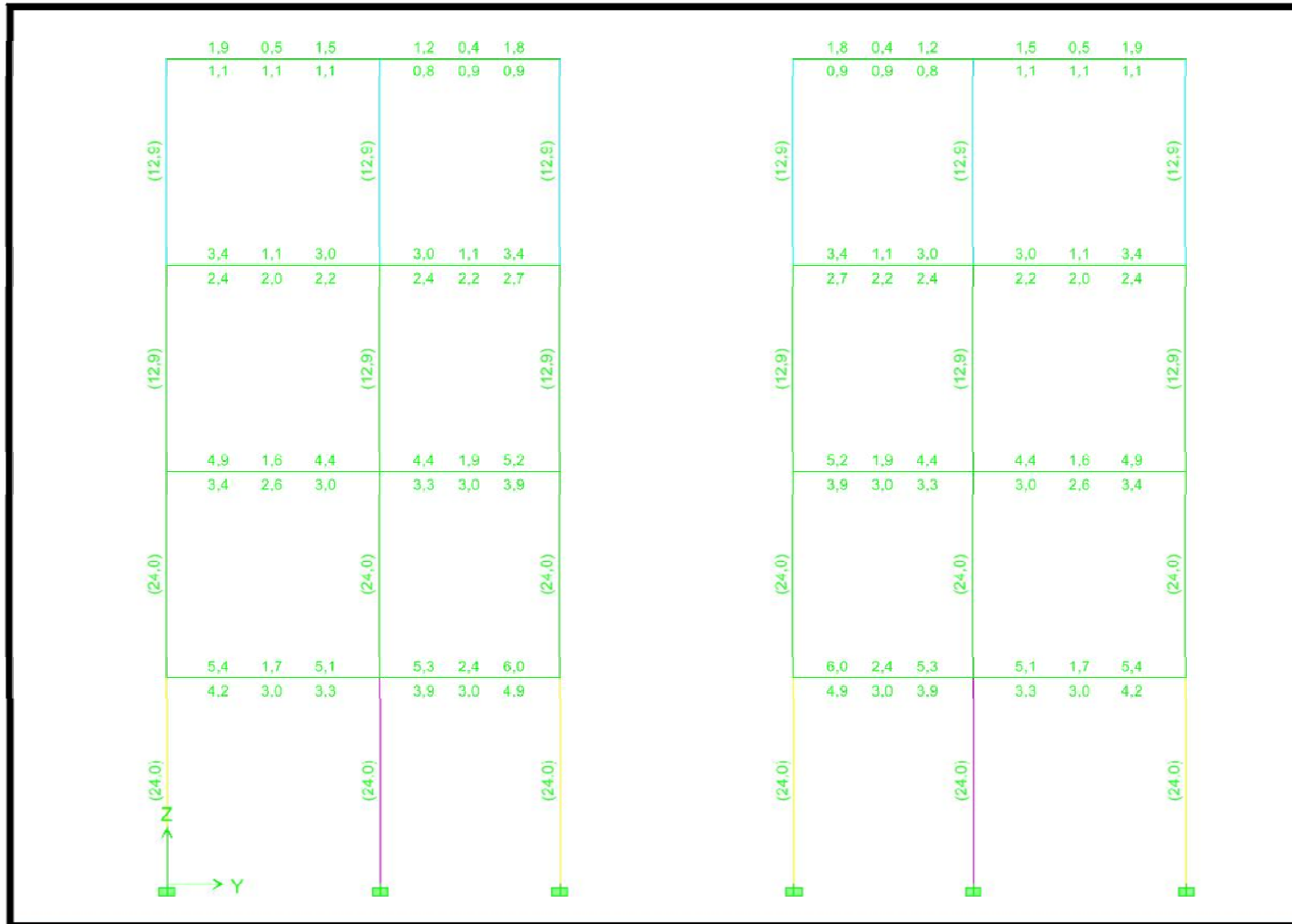


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

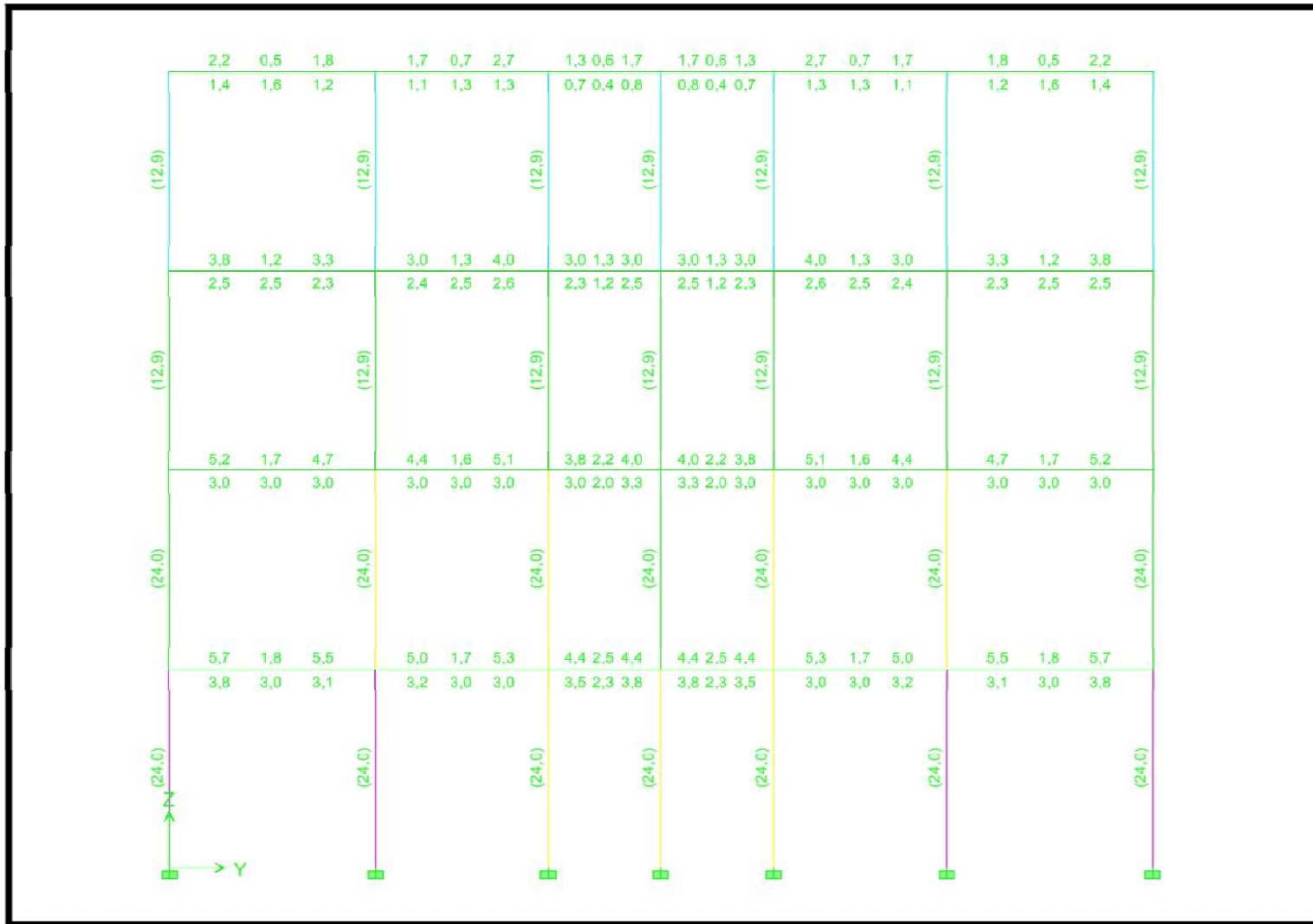


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

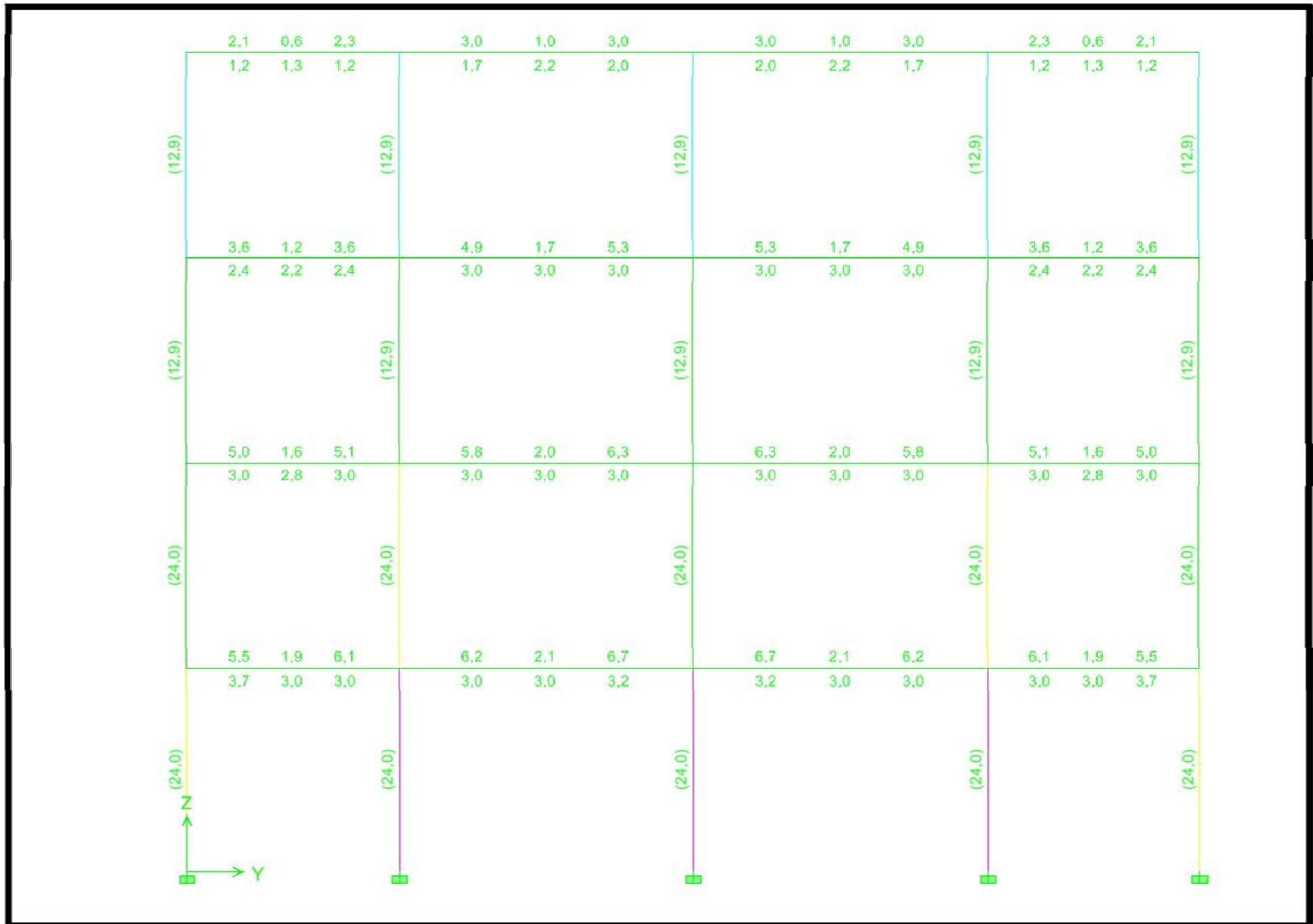


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

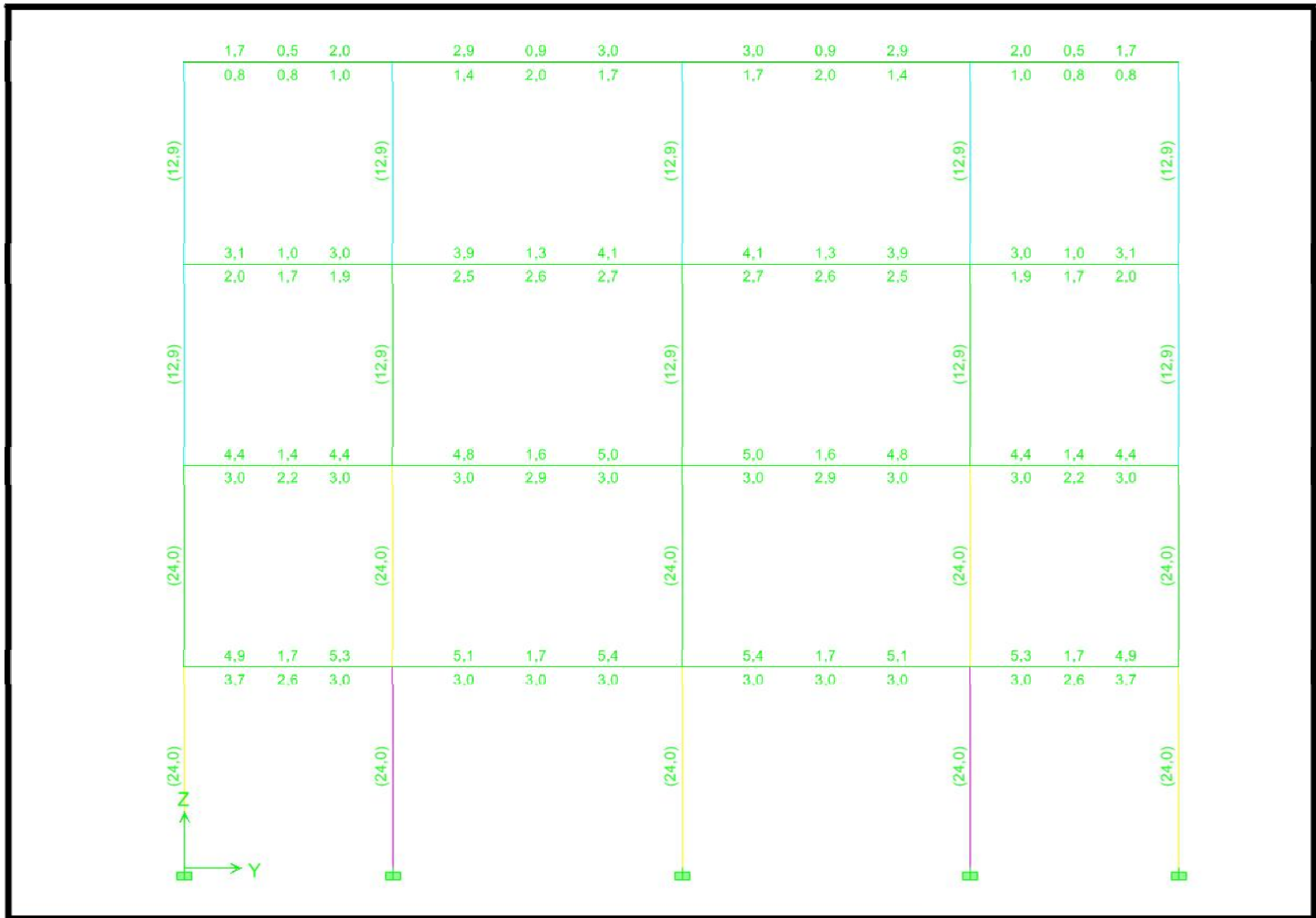


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

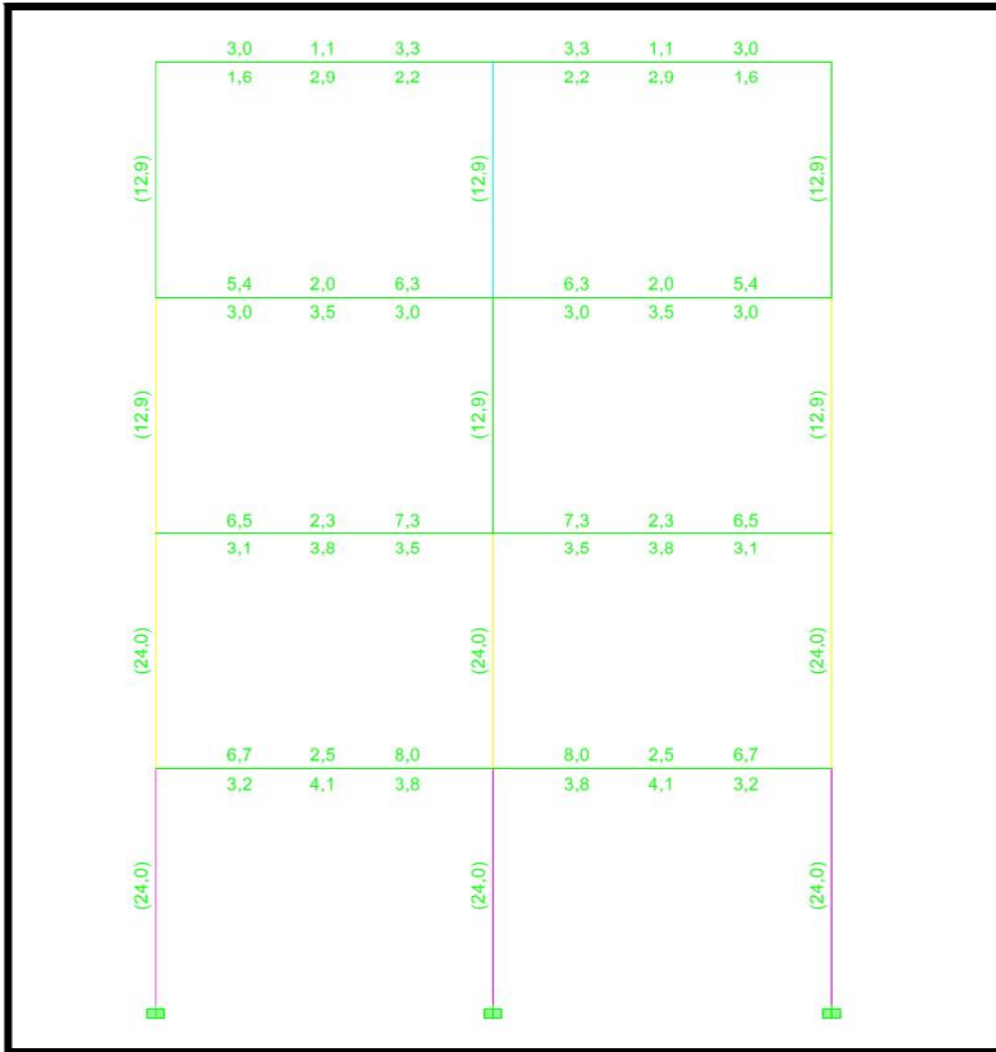


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

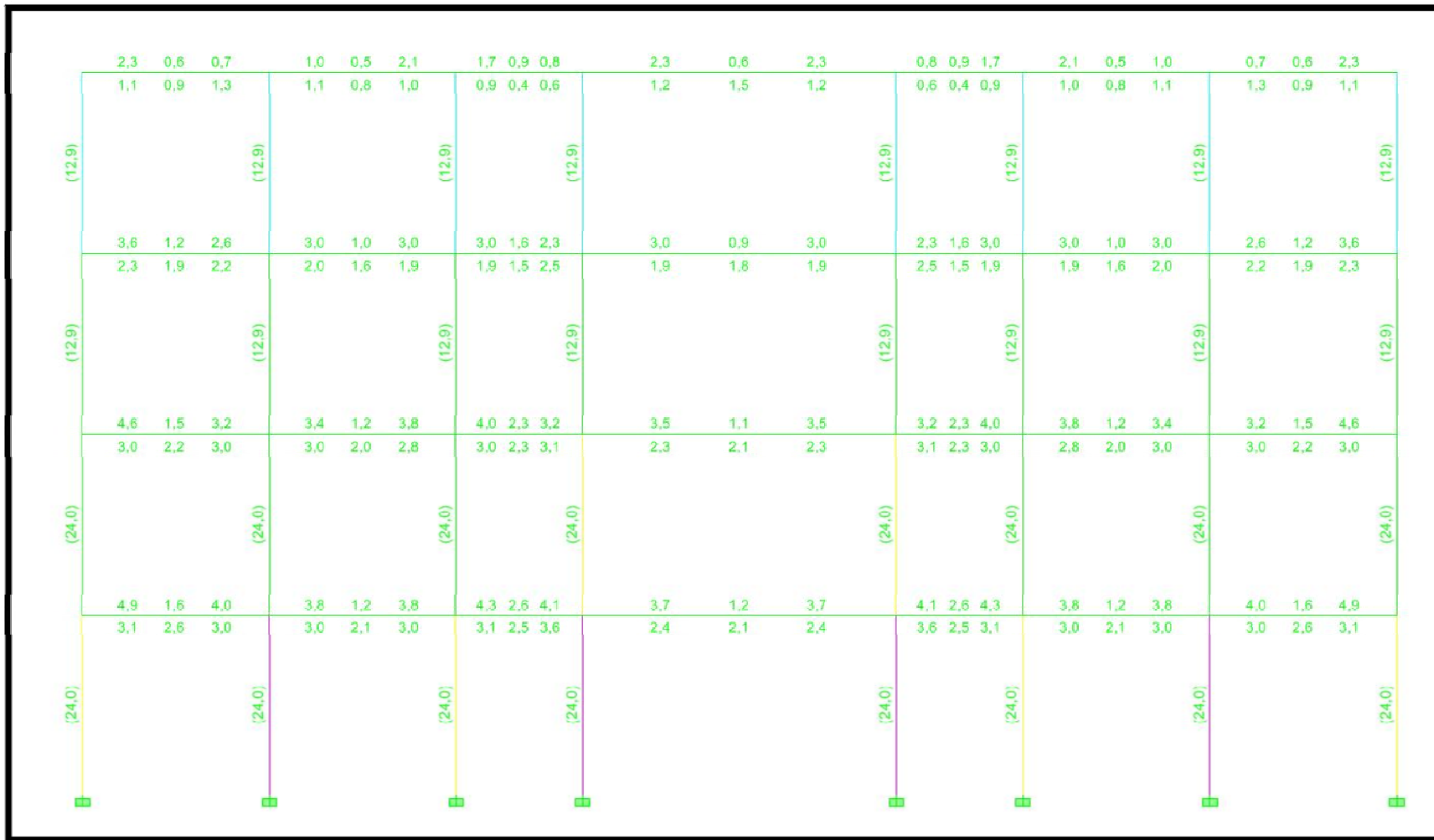


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

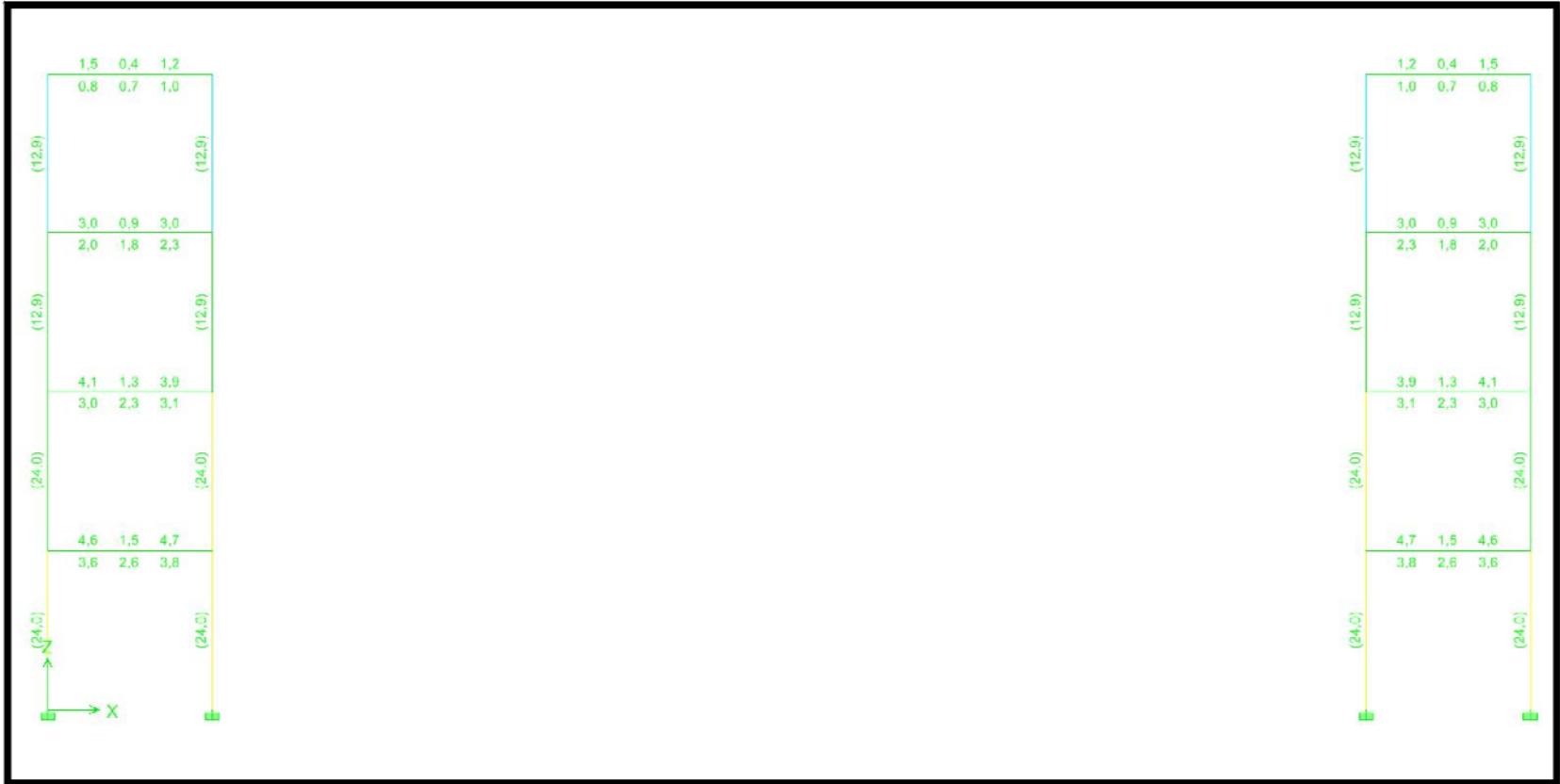


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

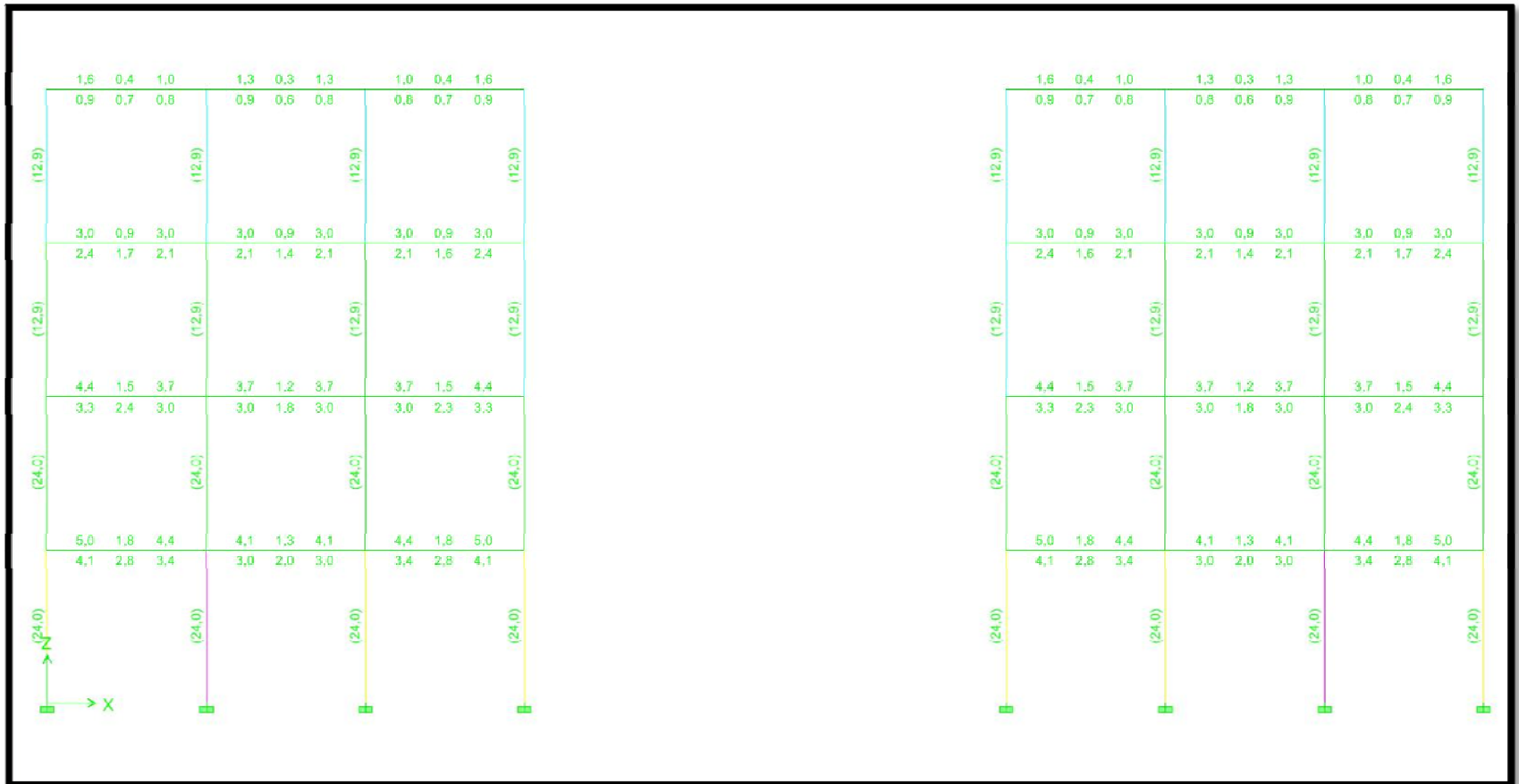


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo E

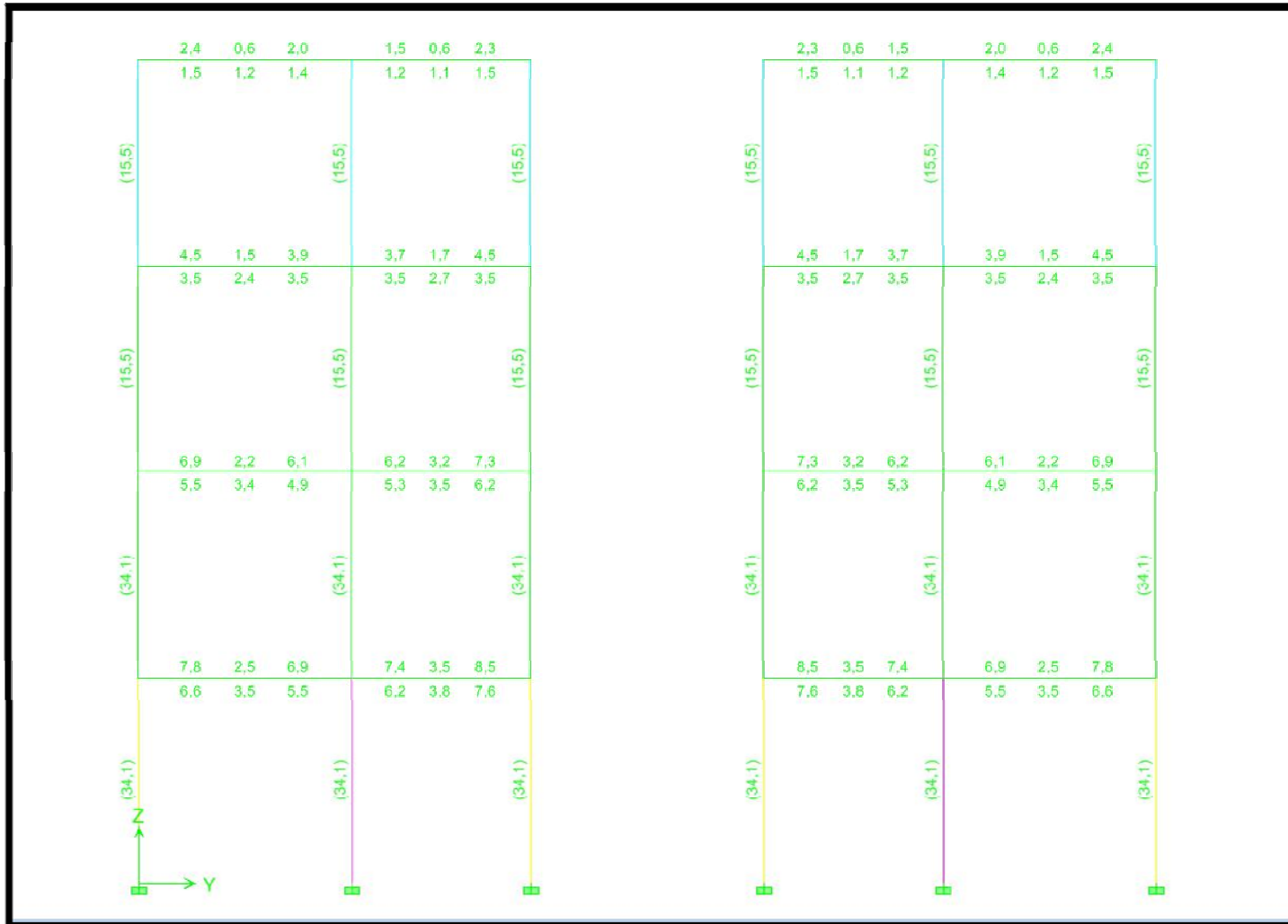


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A. (JJNH)

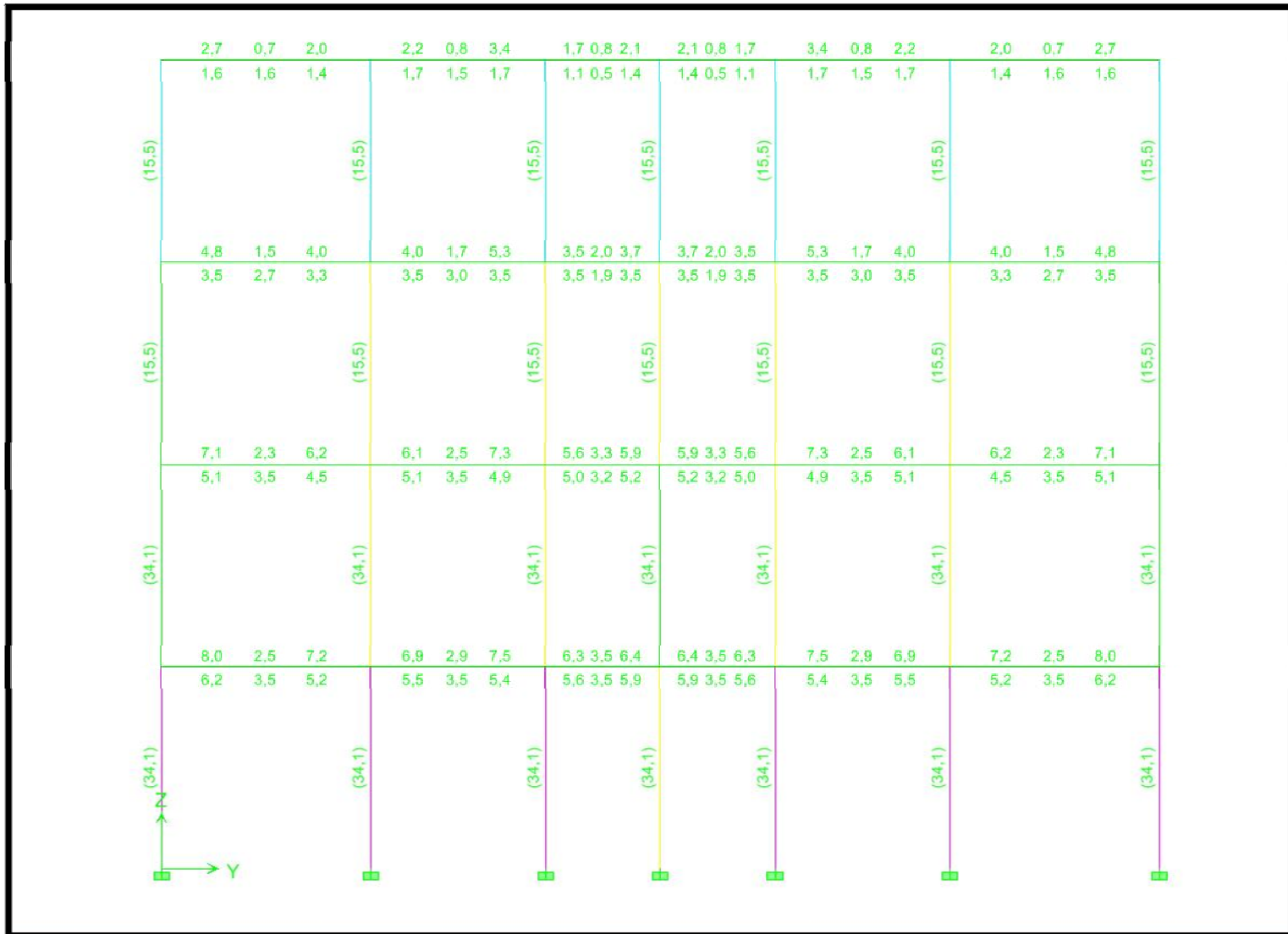


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

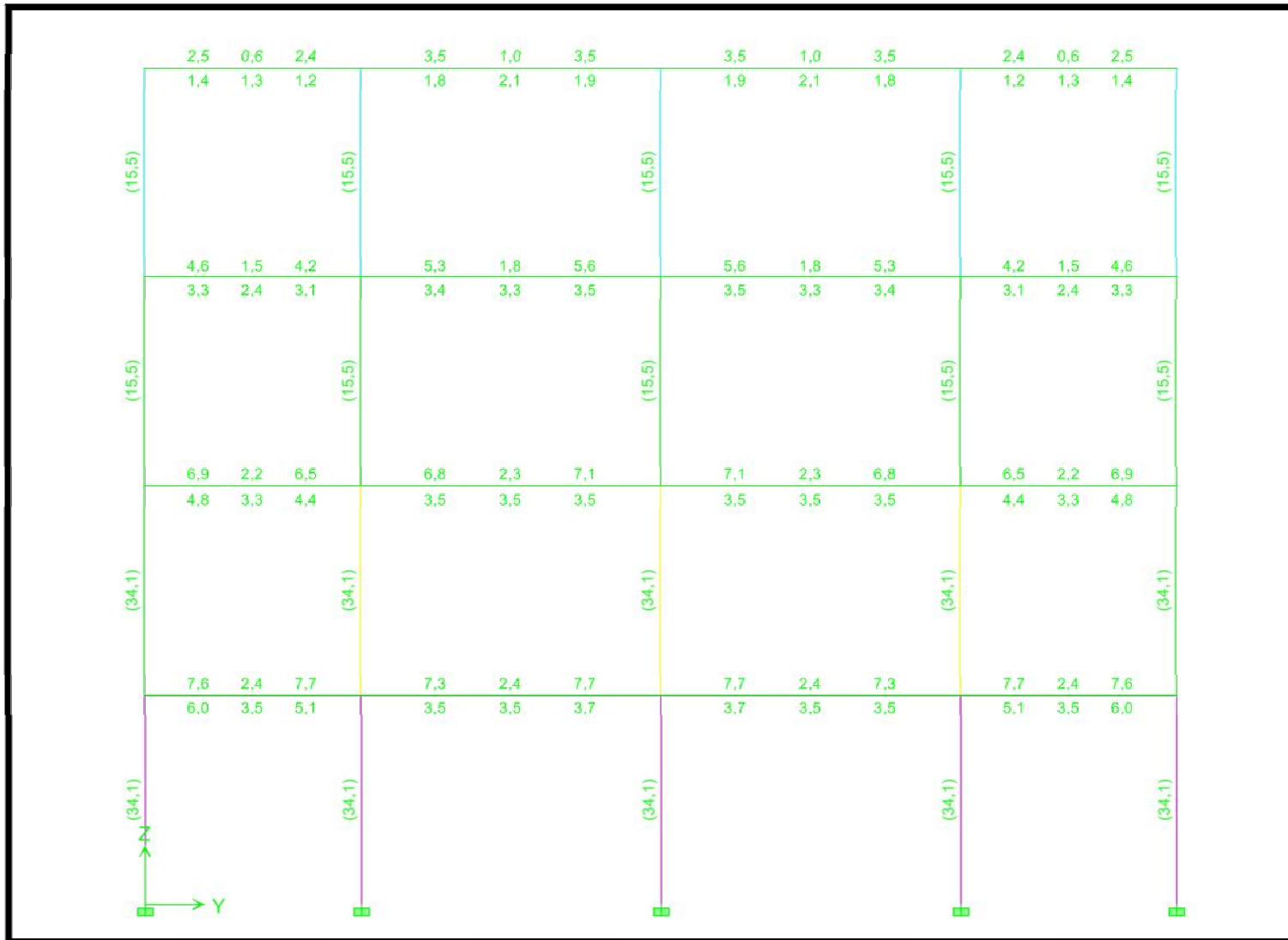


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

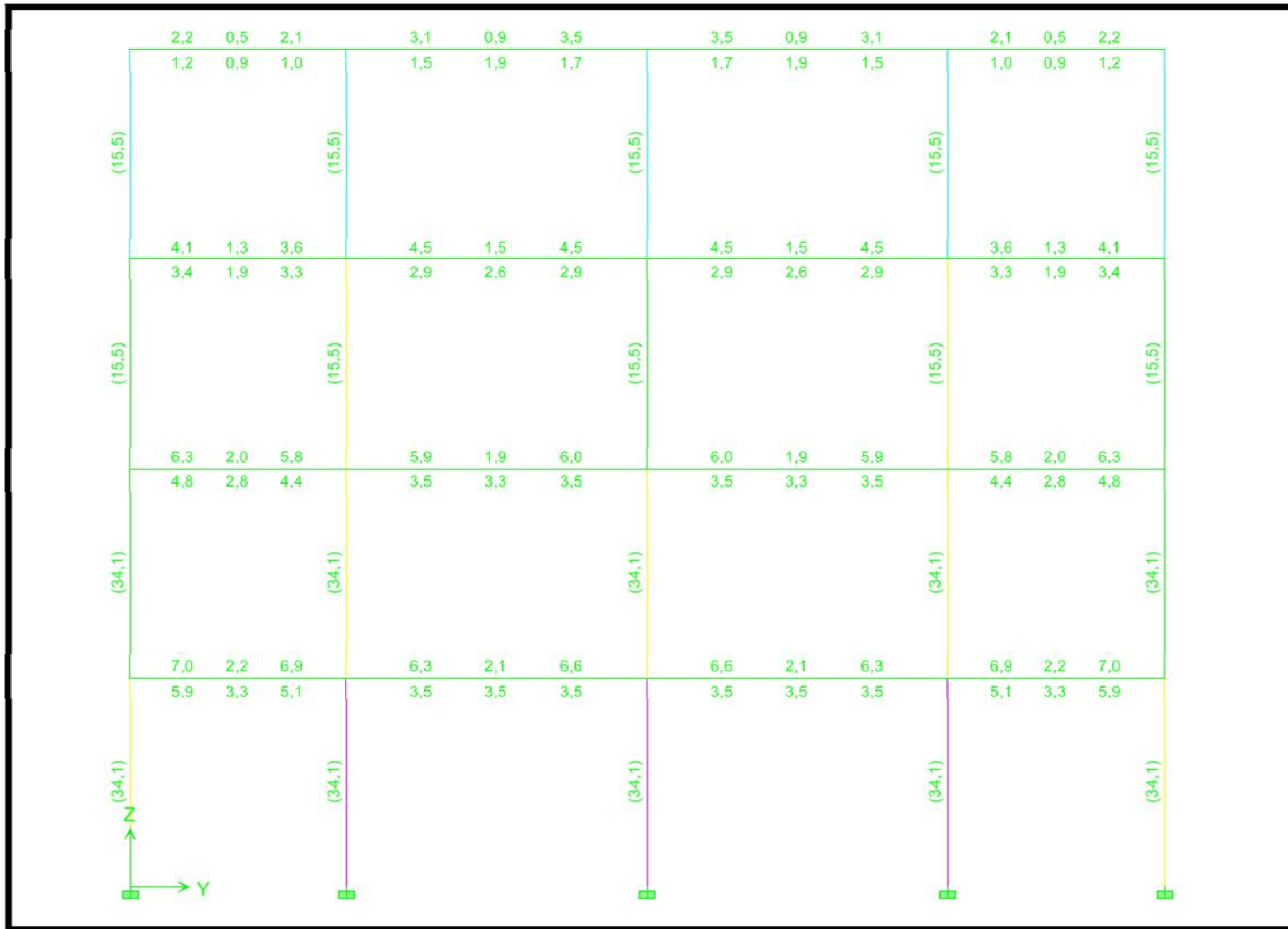


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

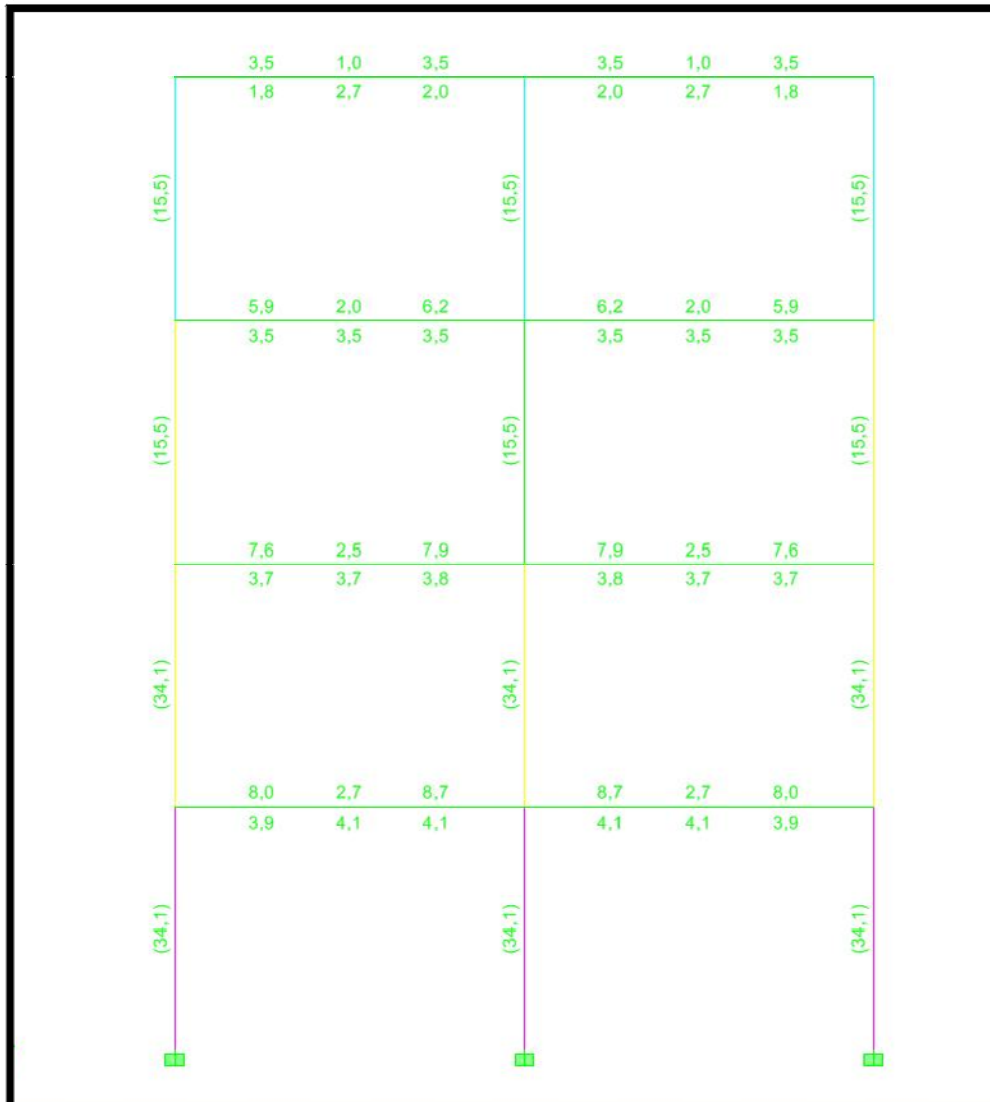


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

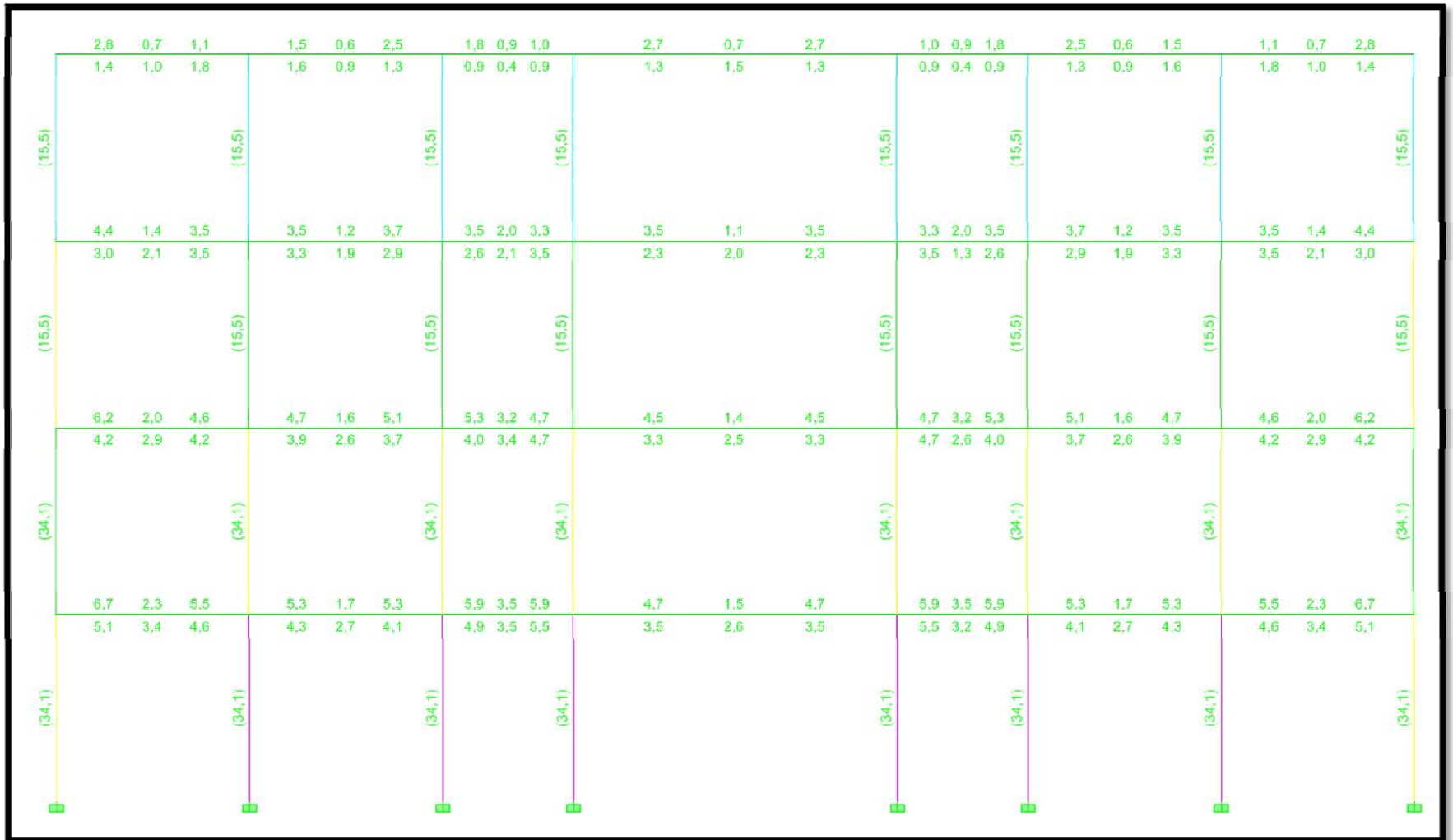


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)



Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

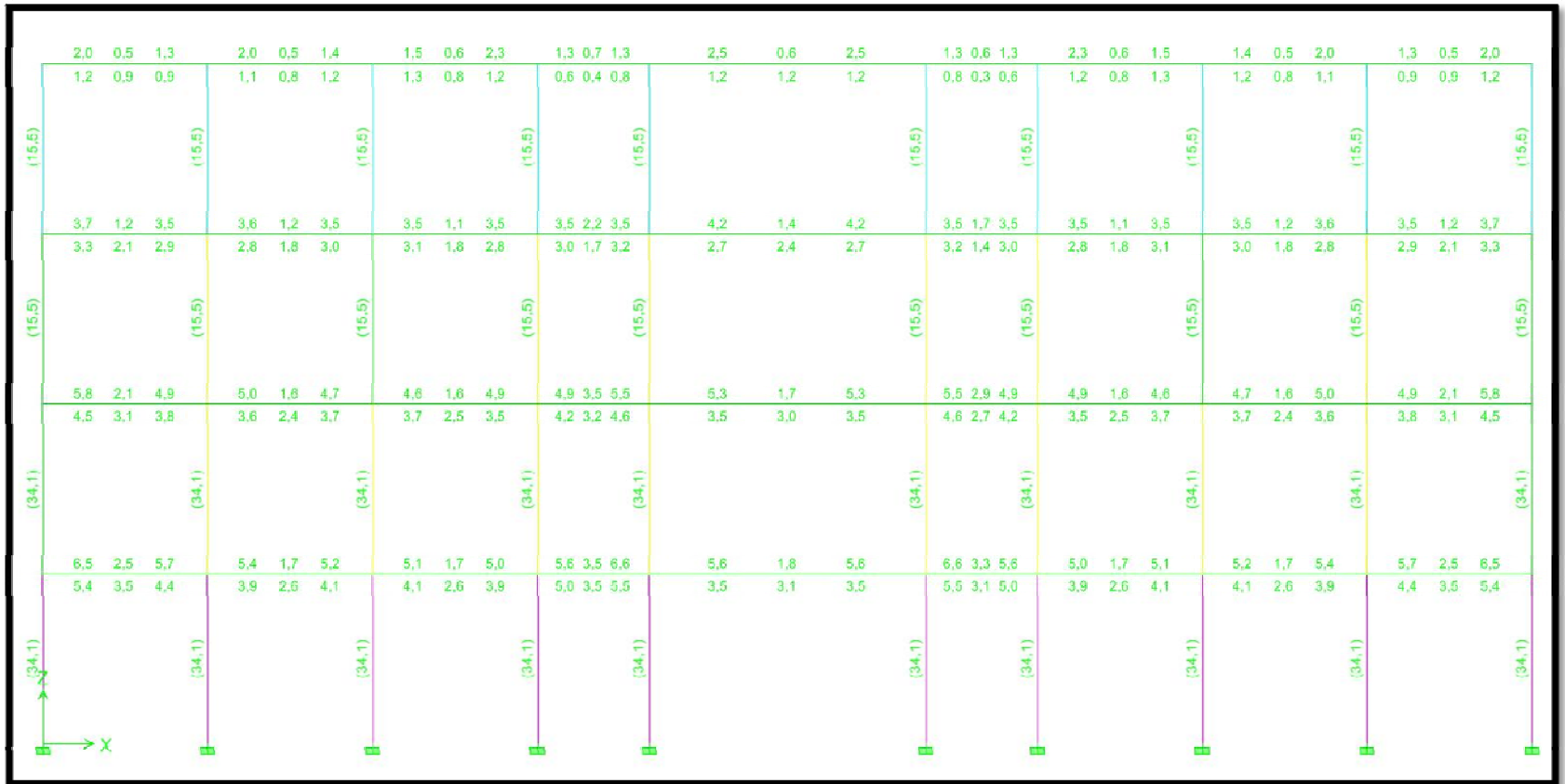


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-6 (JJNH)

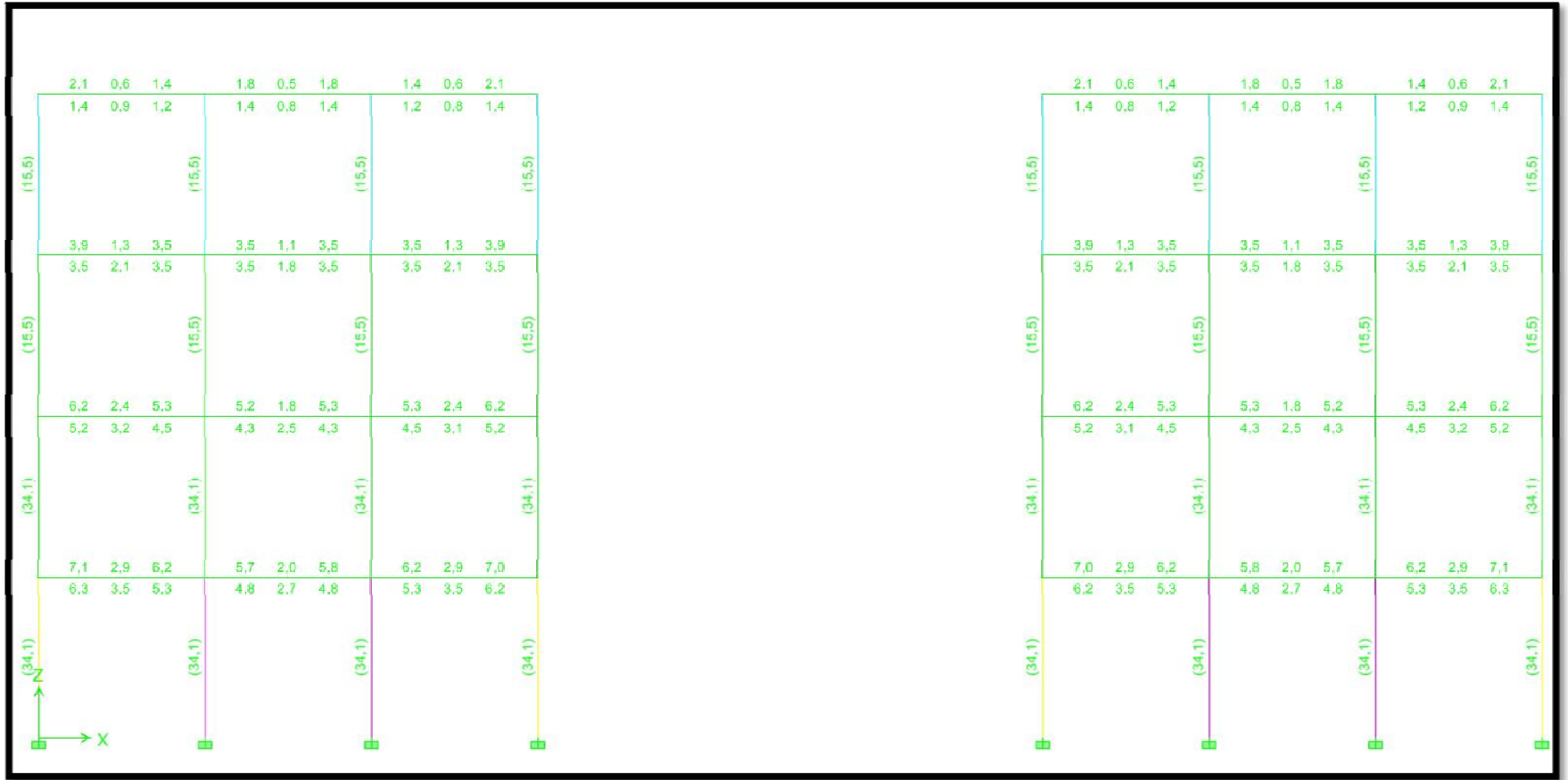


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo F

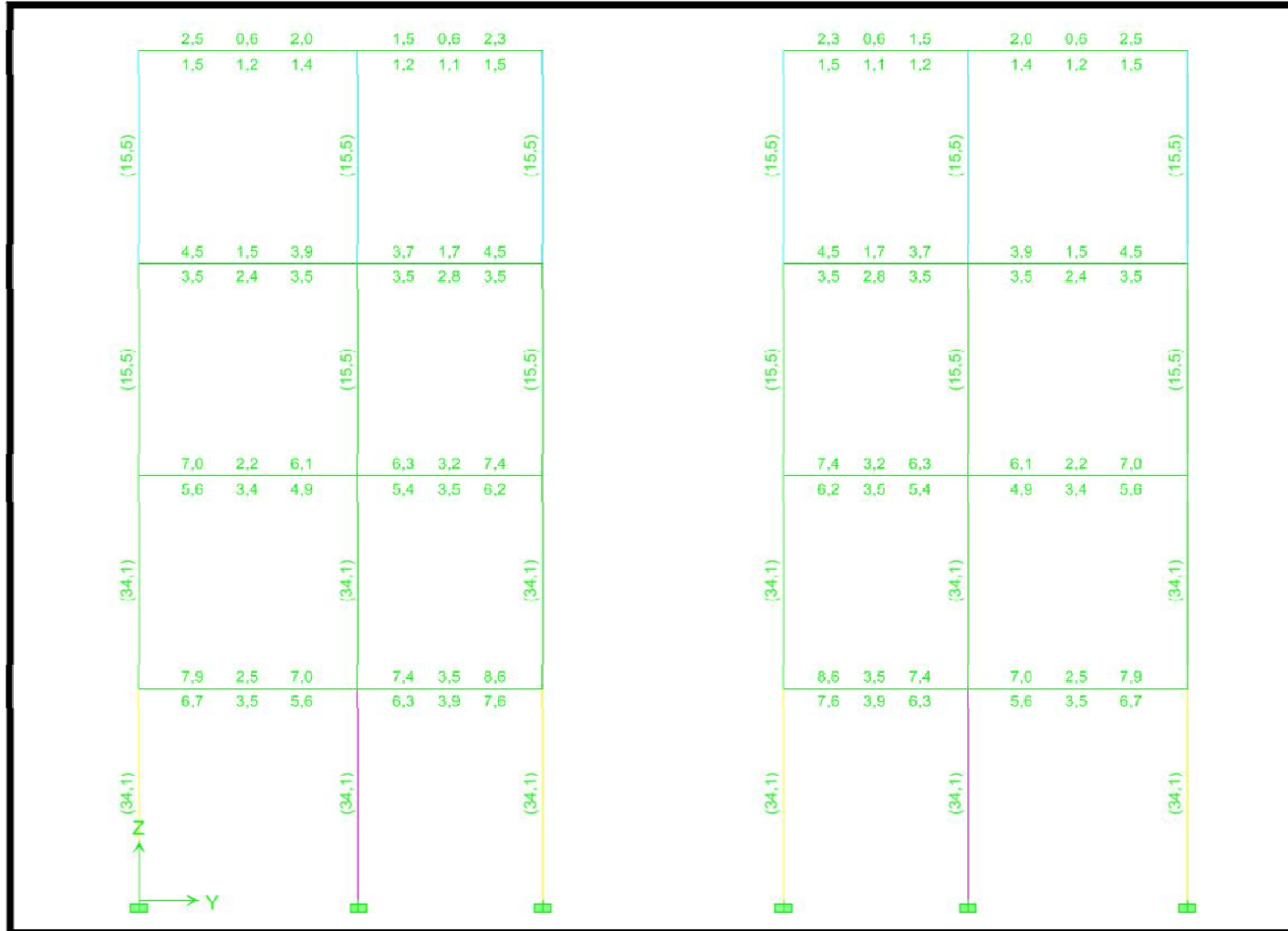


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

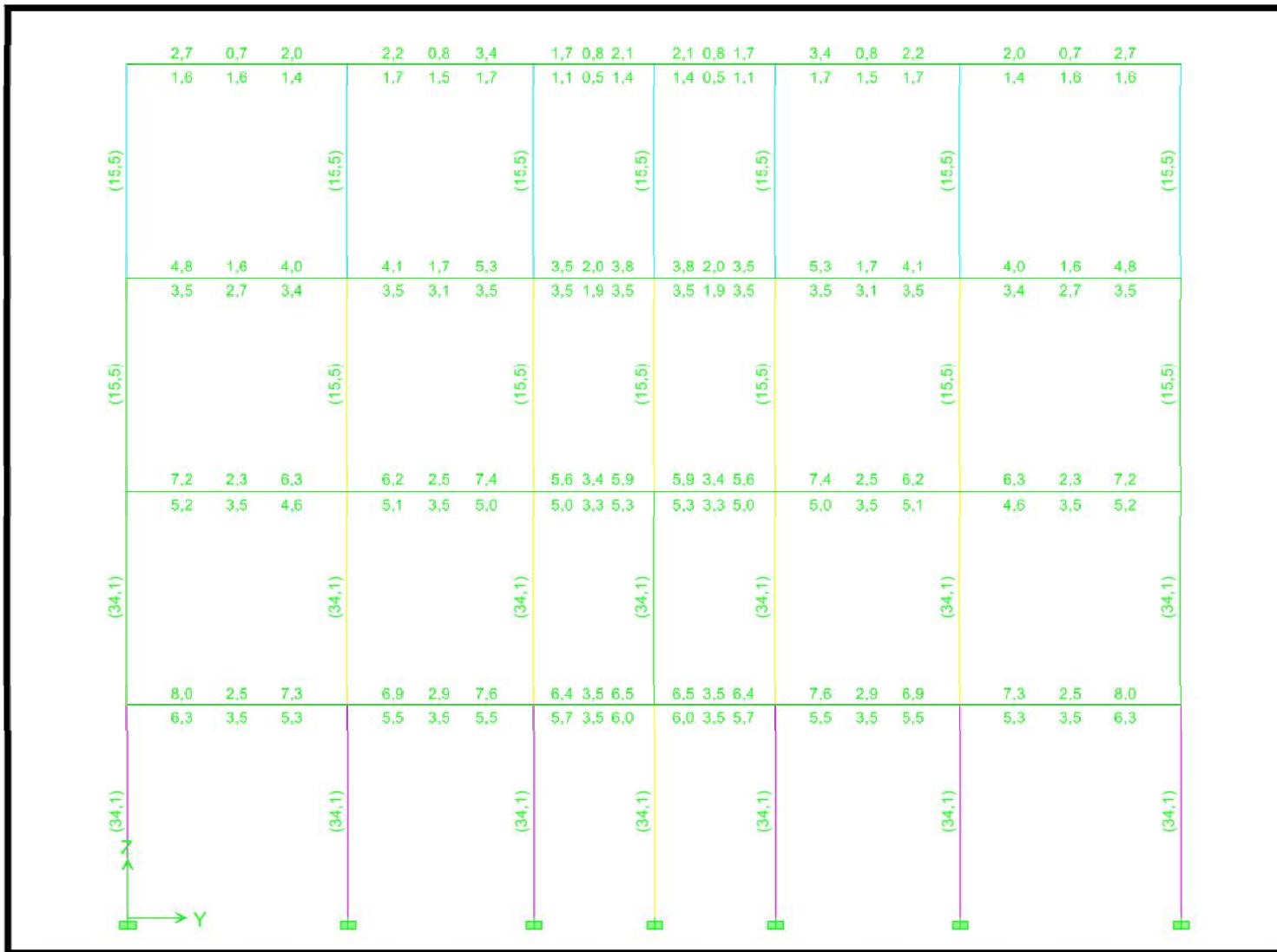


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

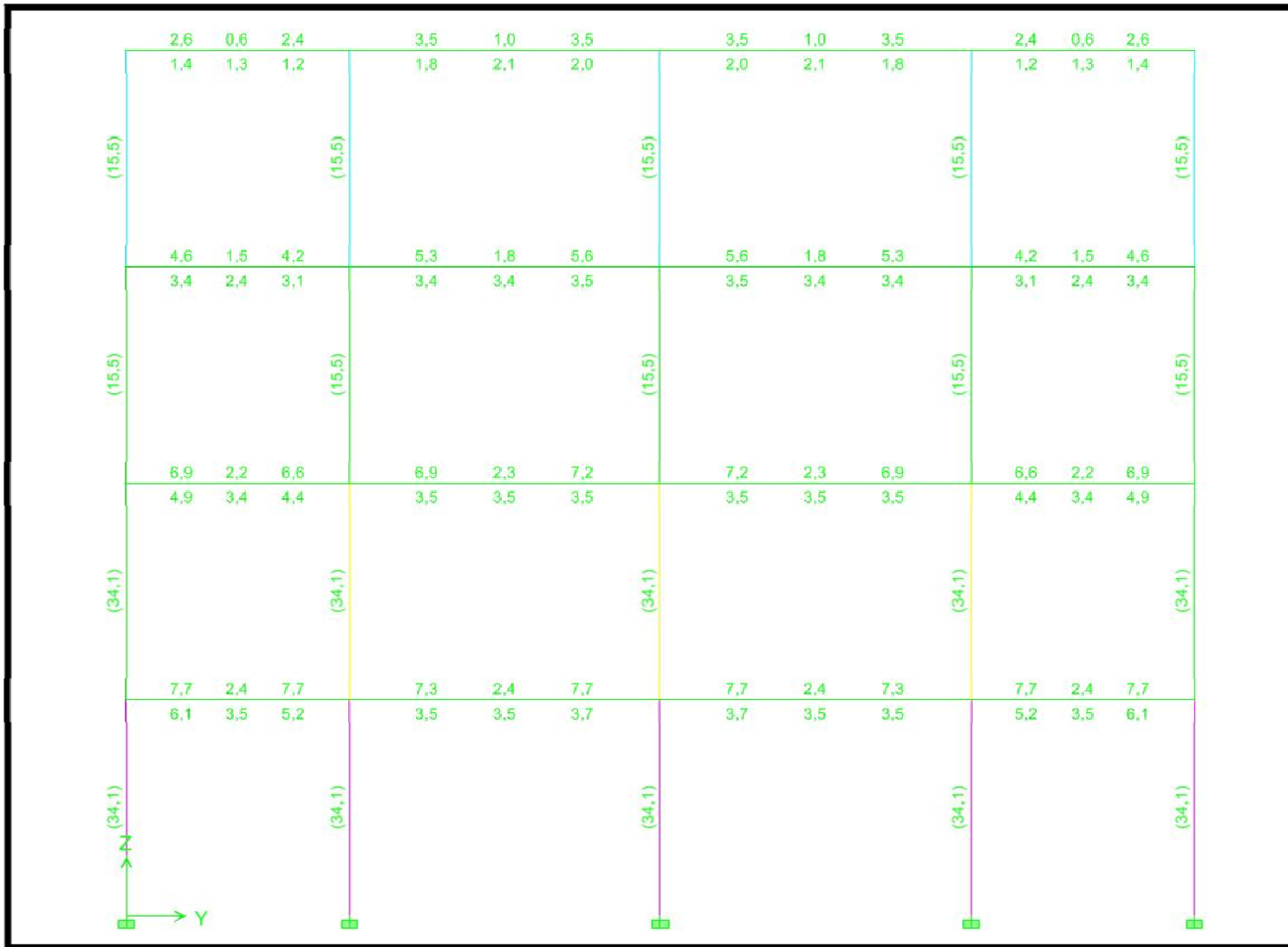


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

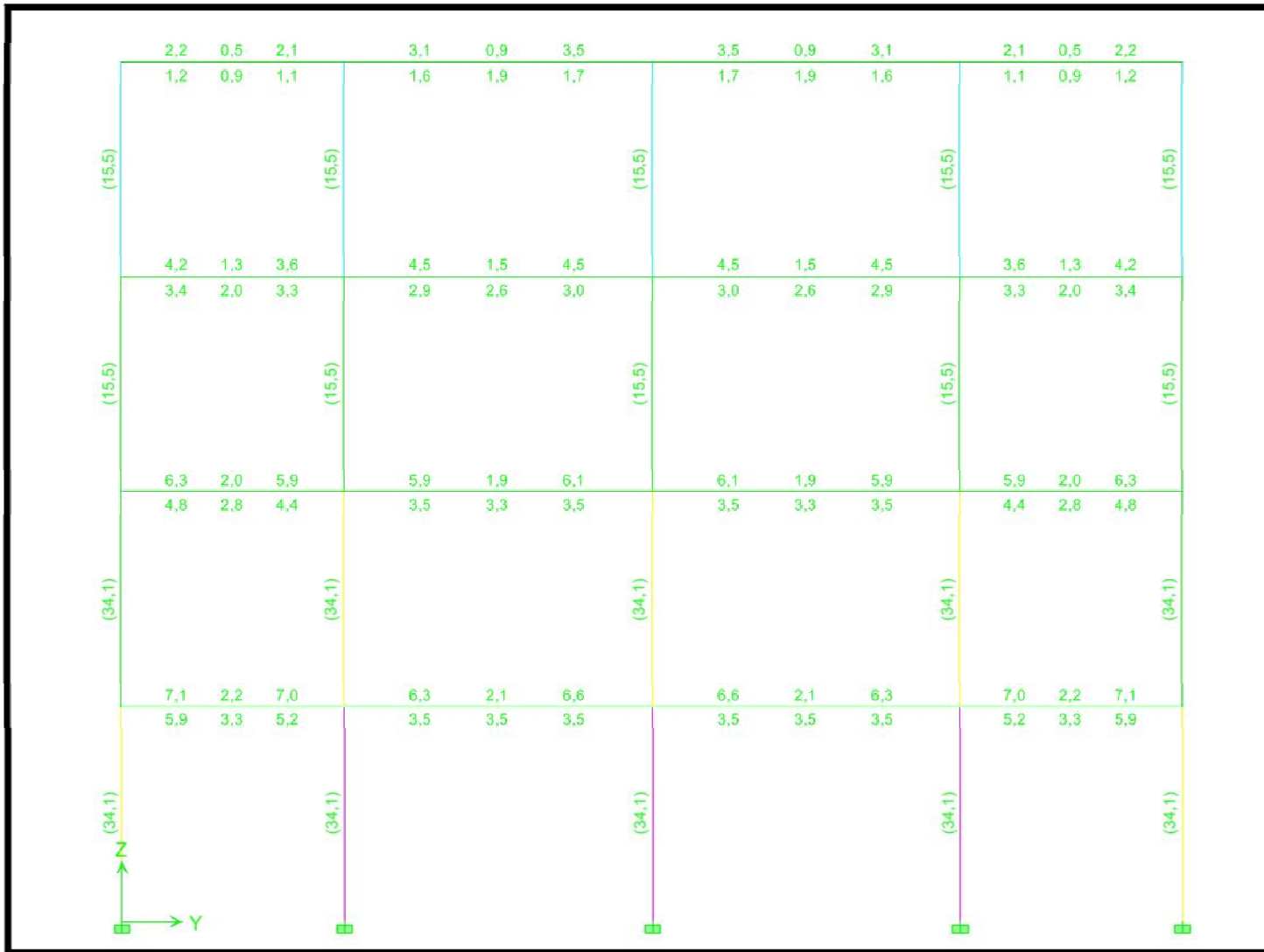


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

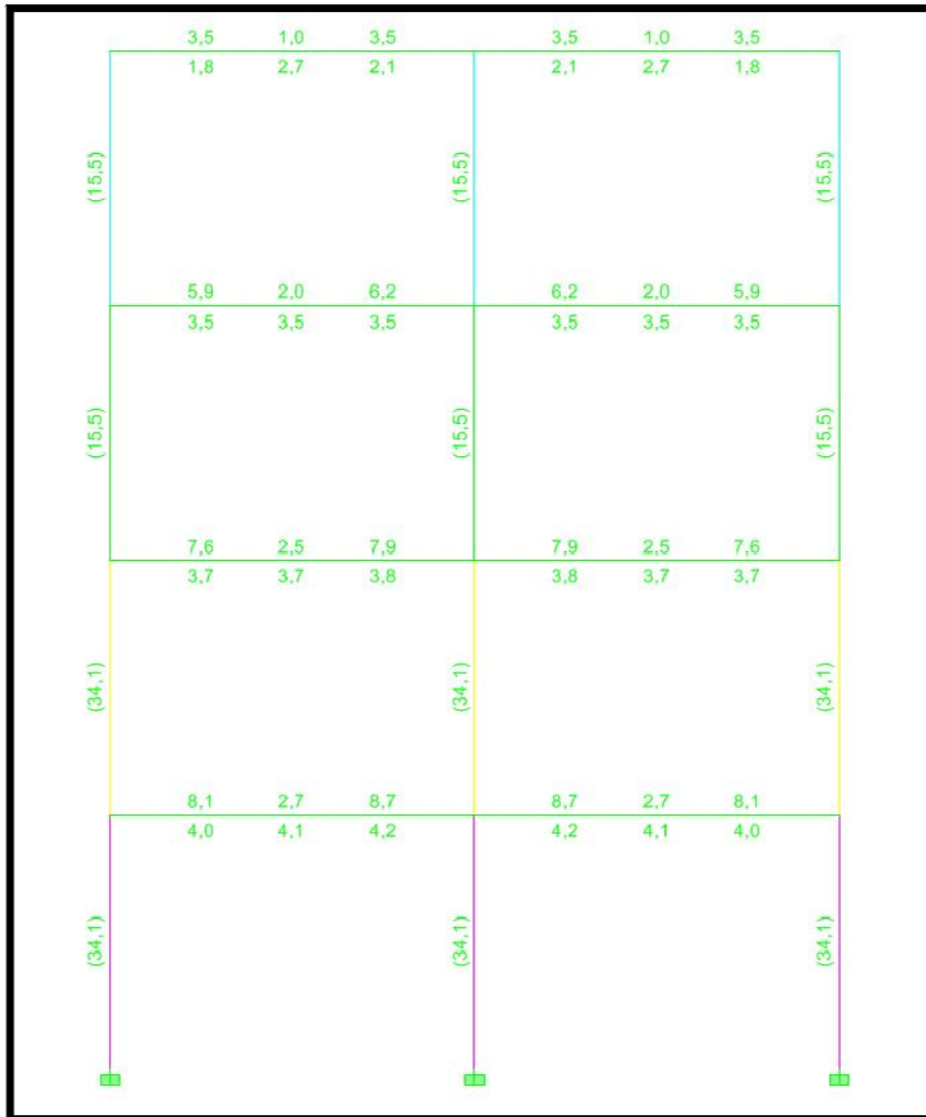


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

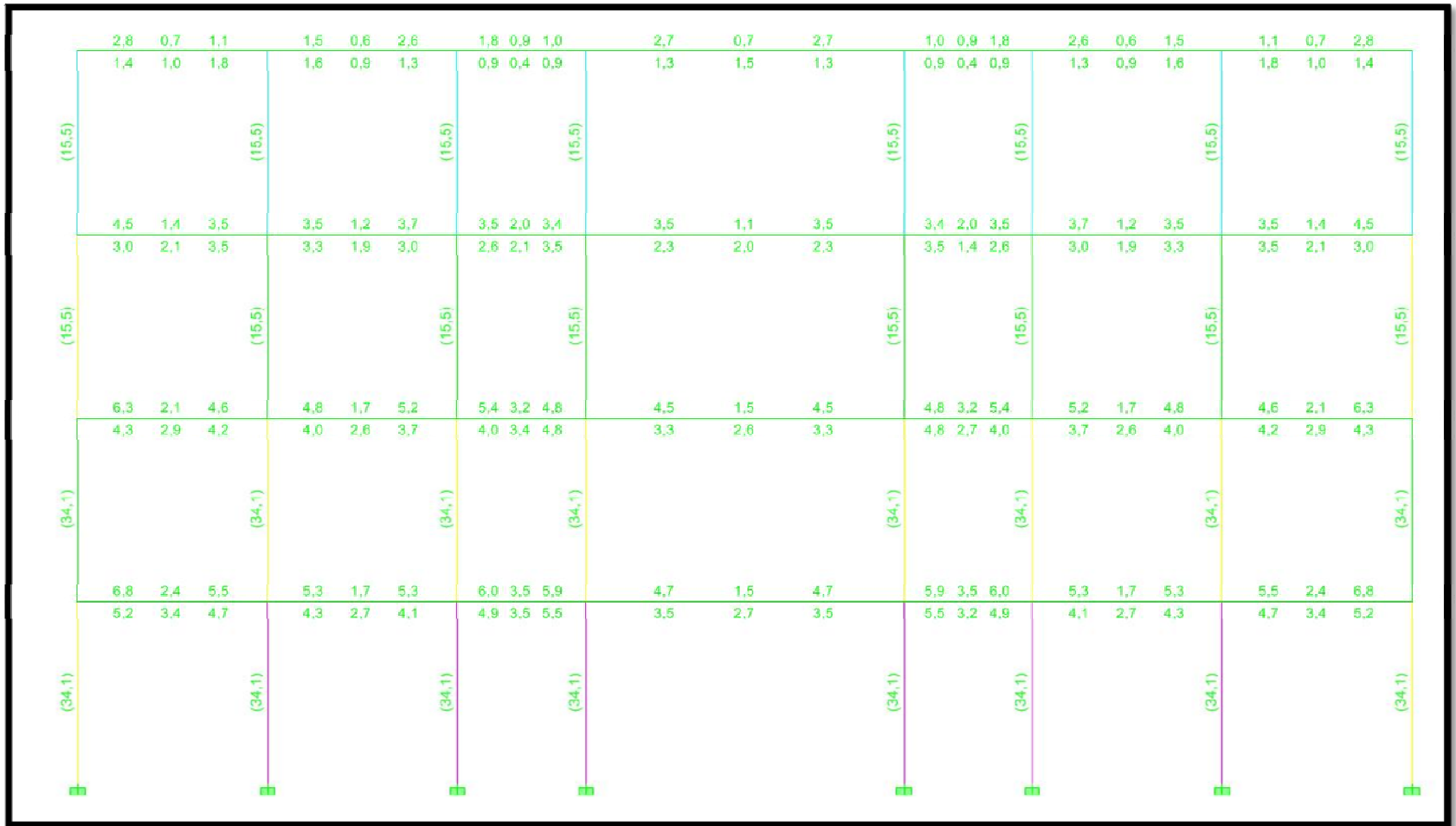


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

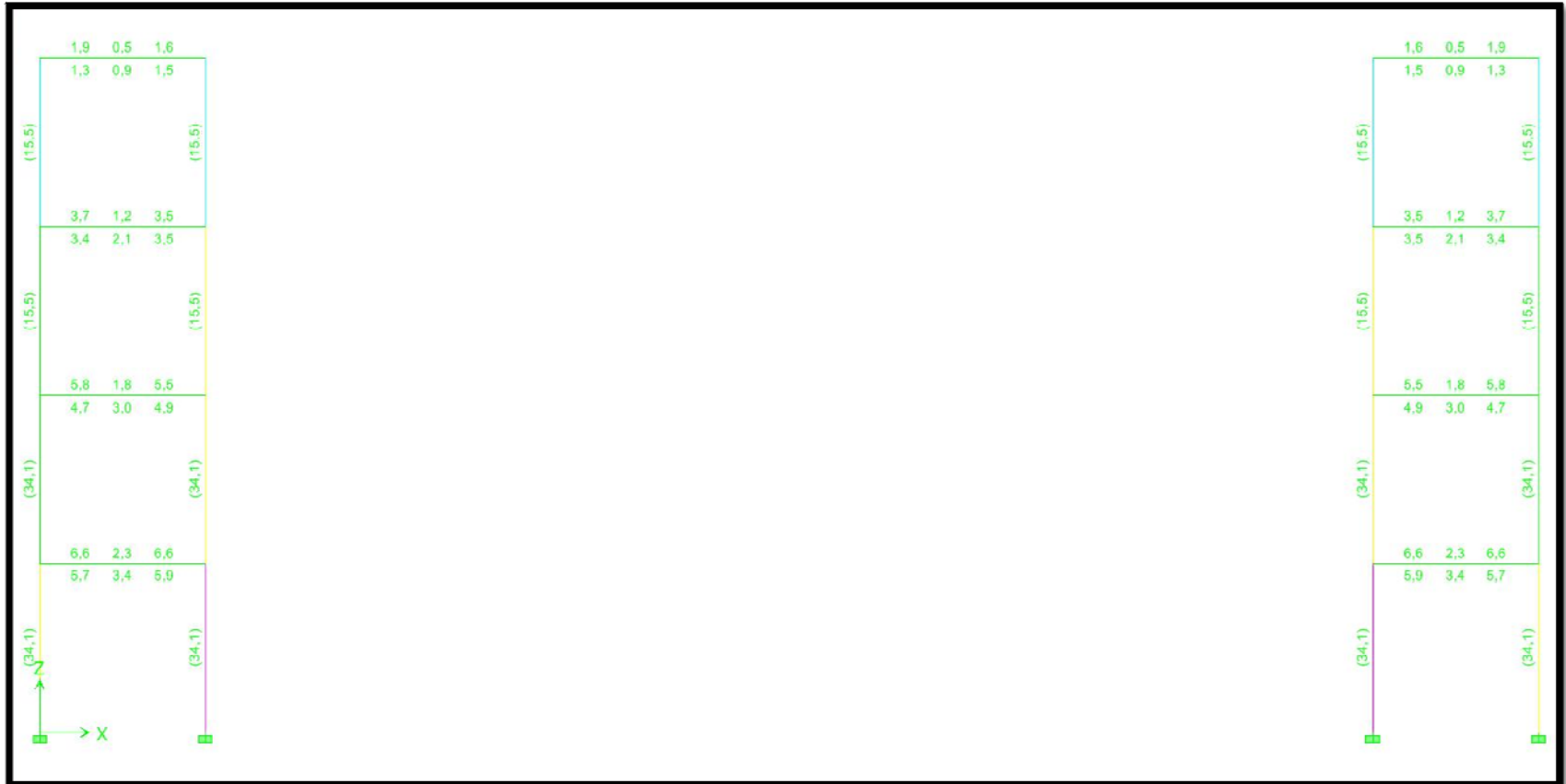


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

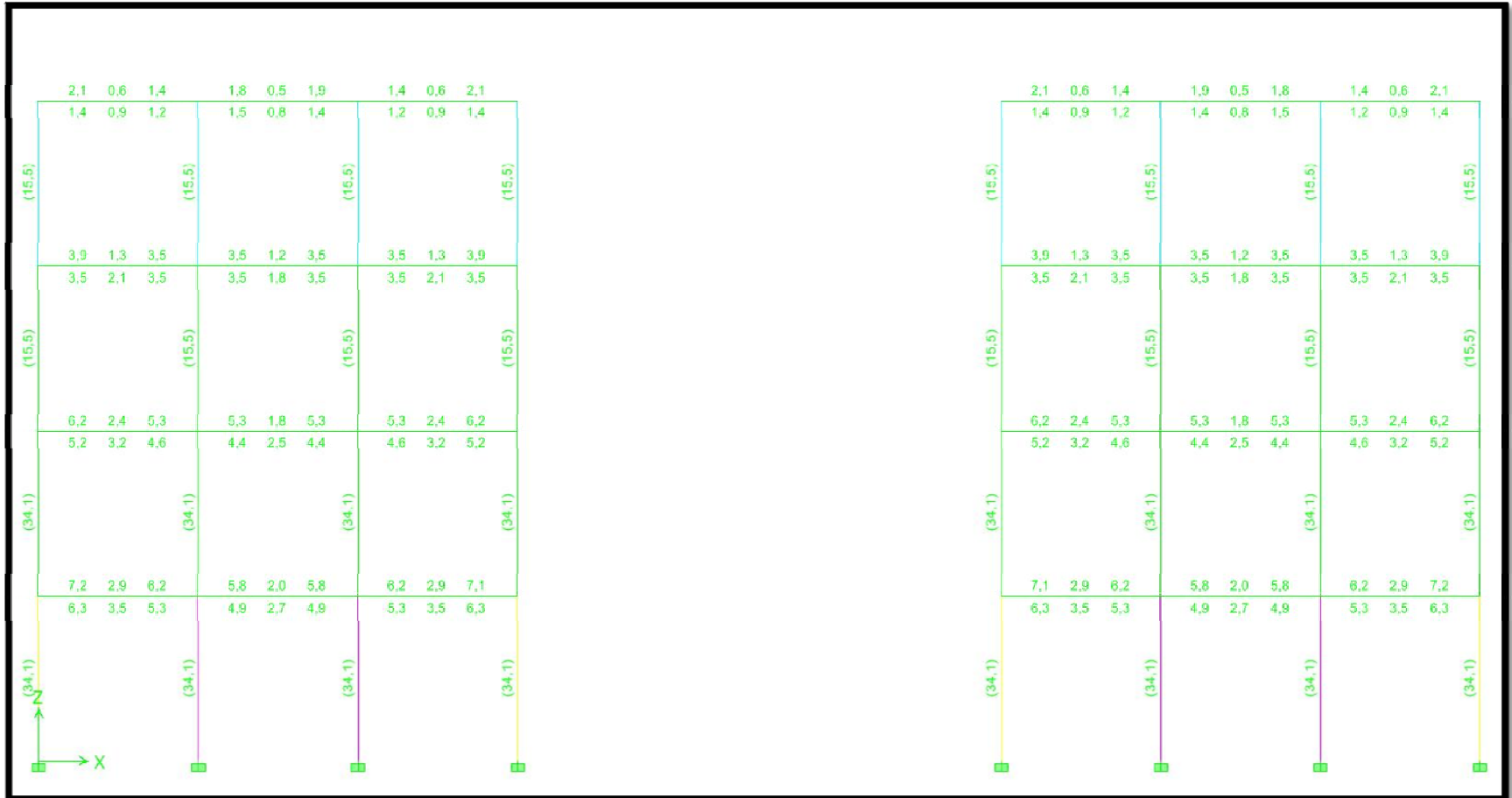


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo G

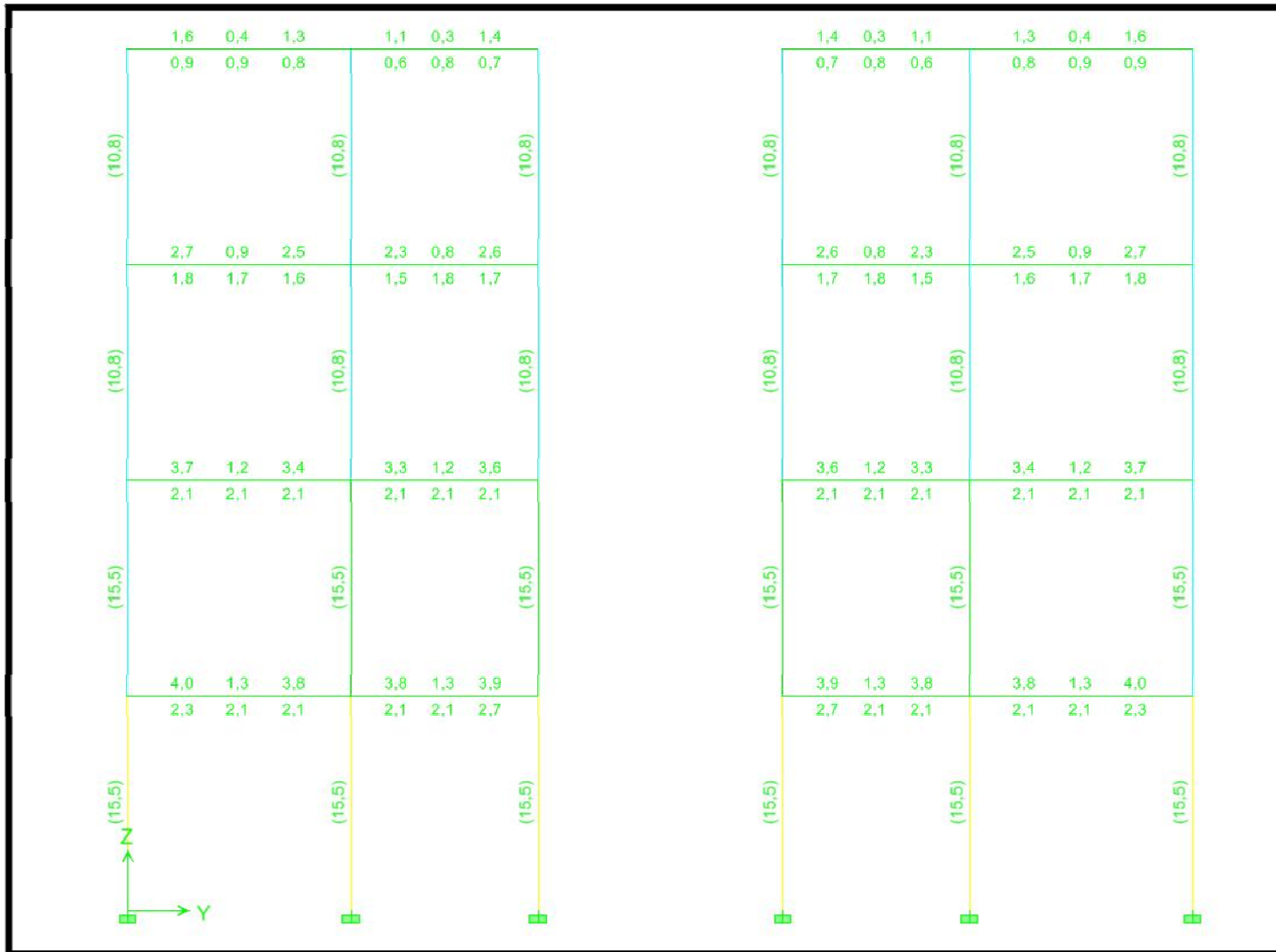


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

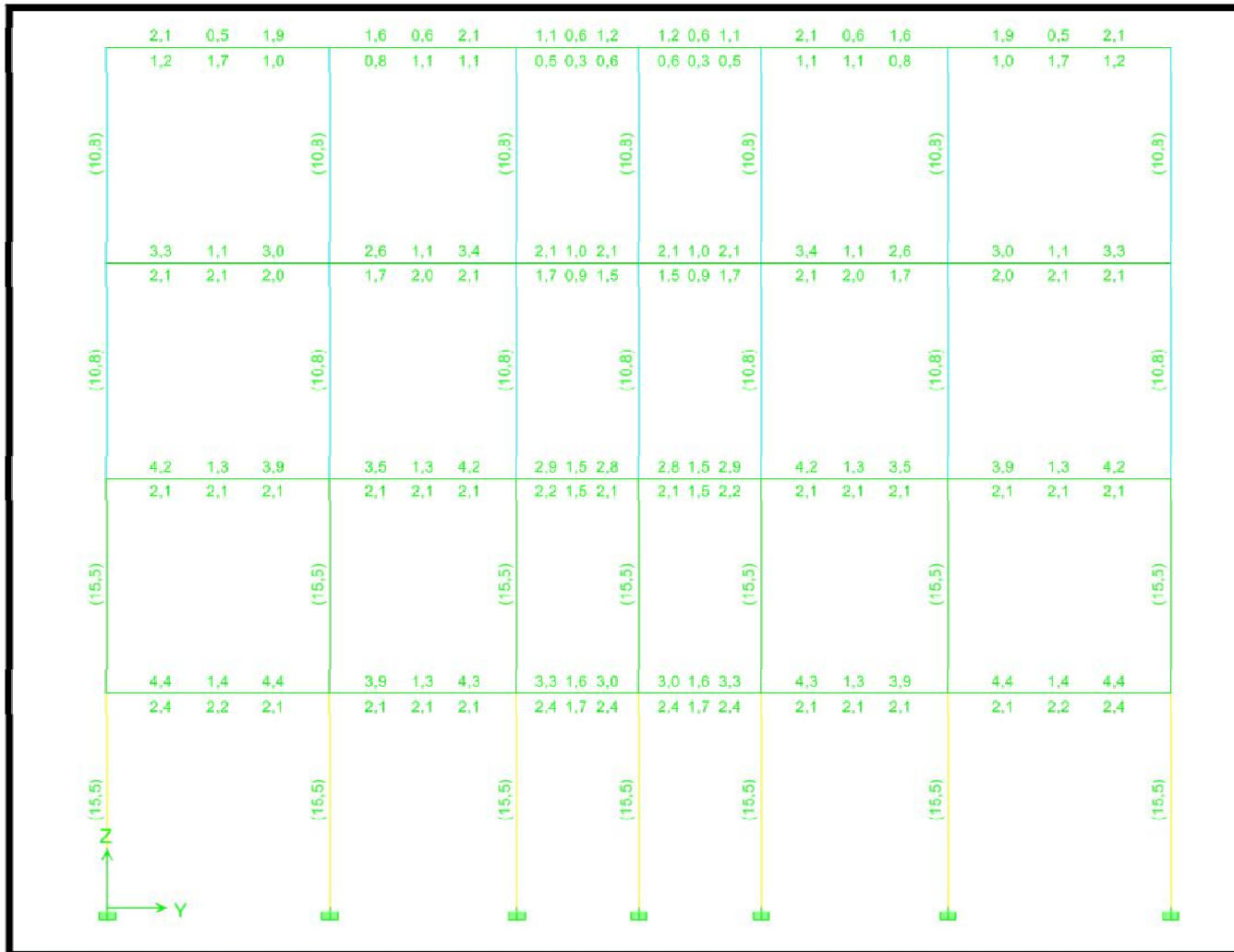


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

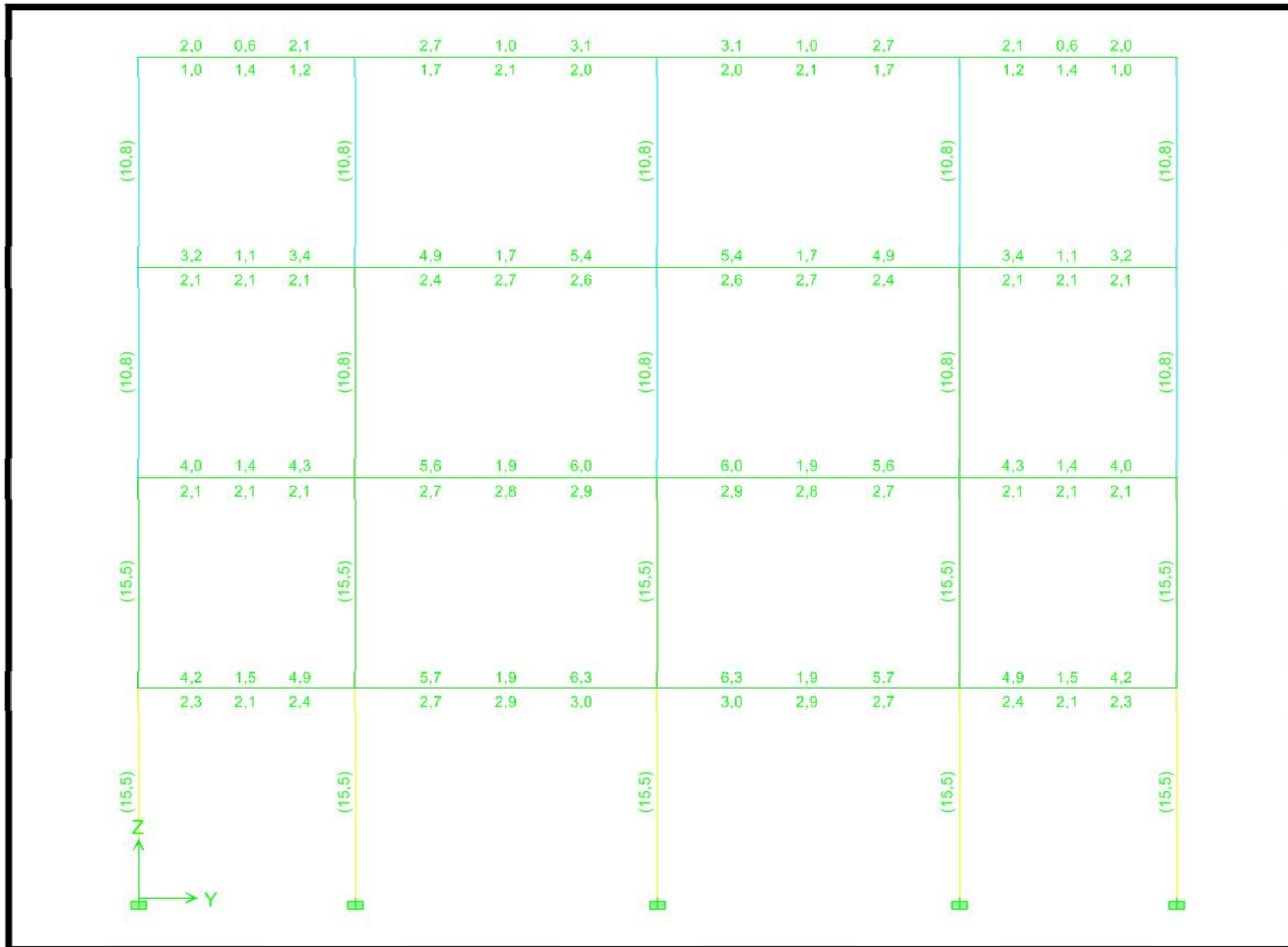


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

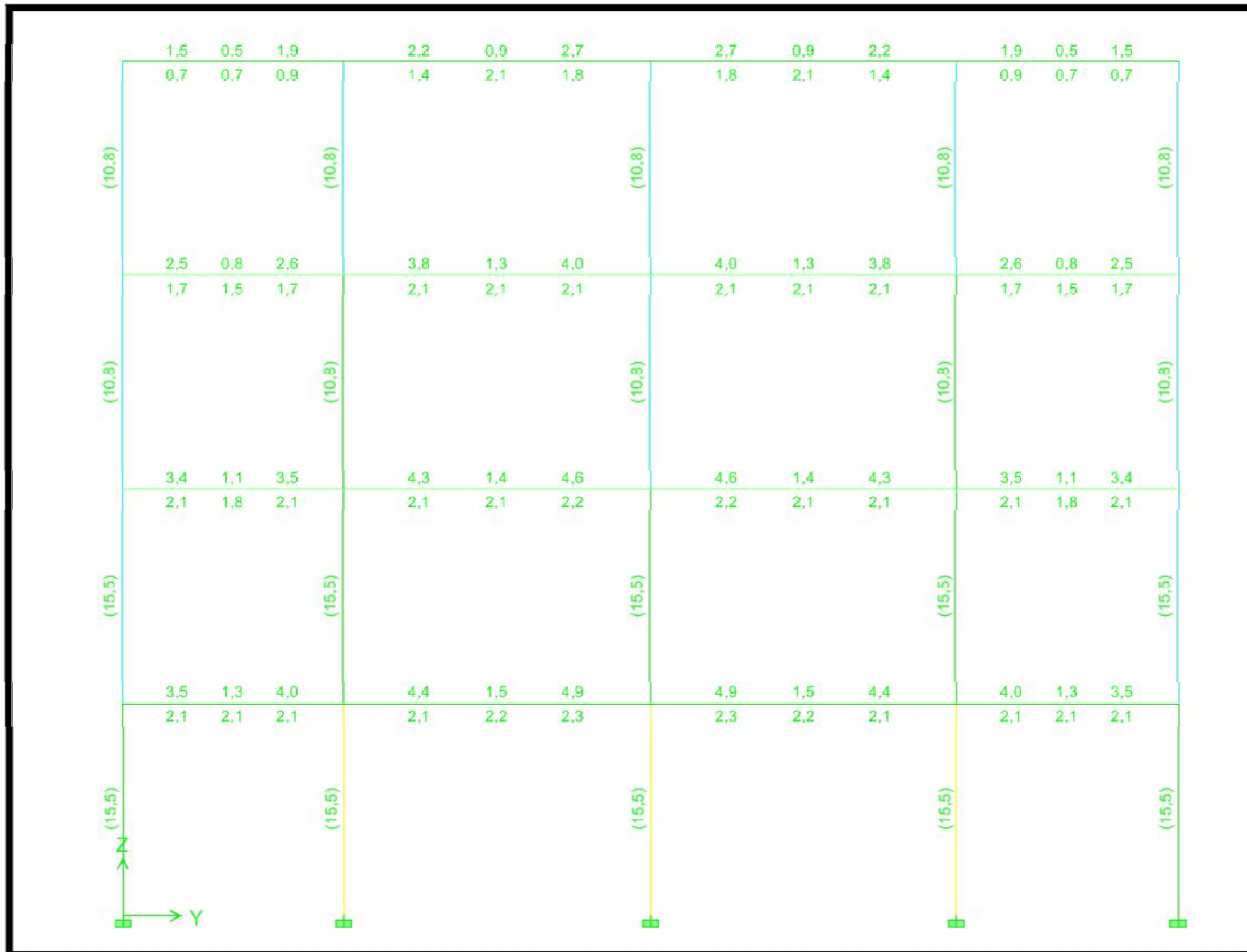


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

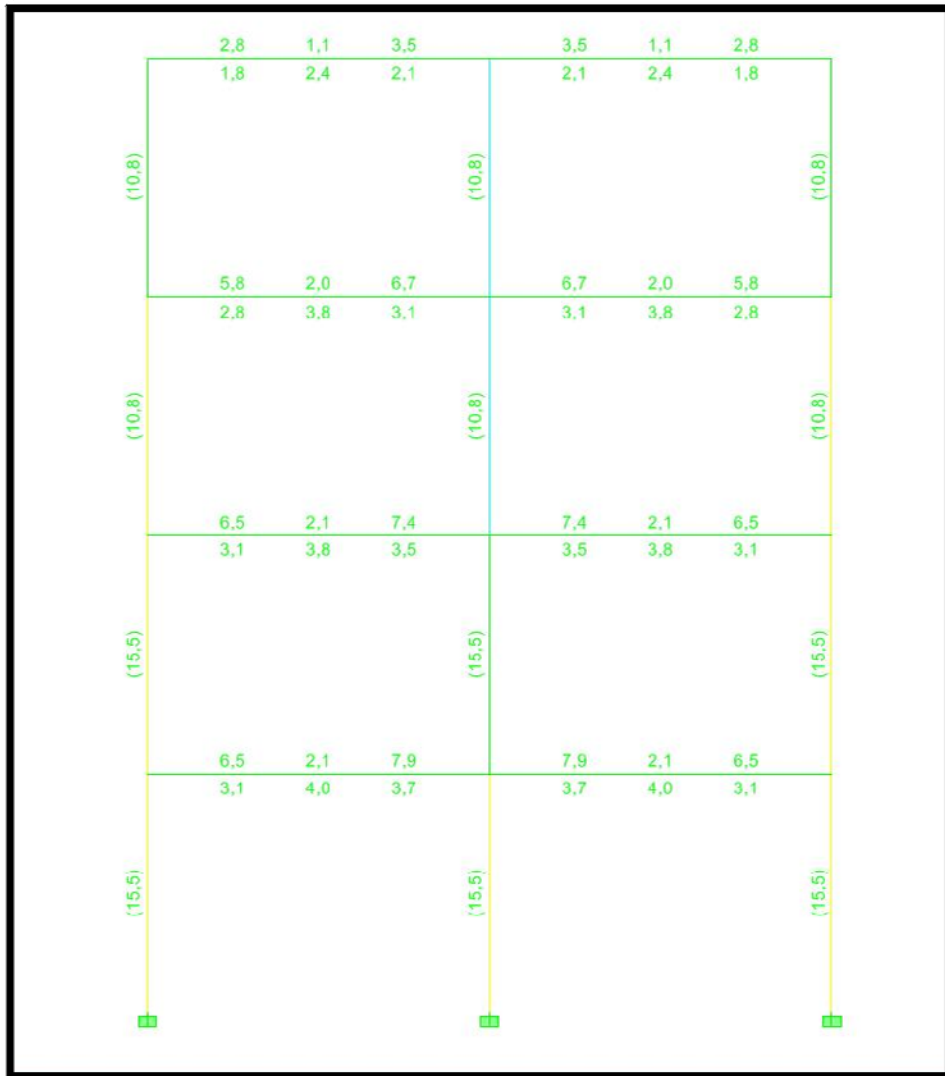


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

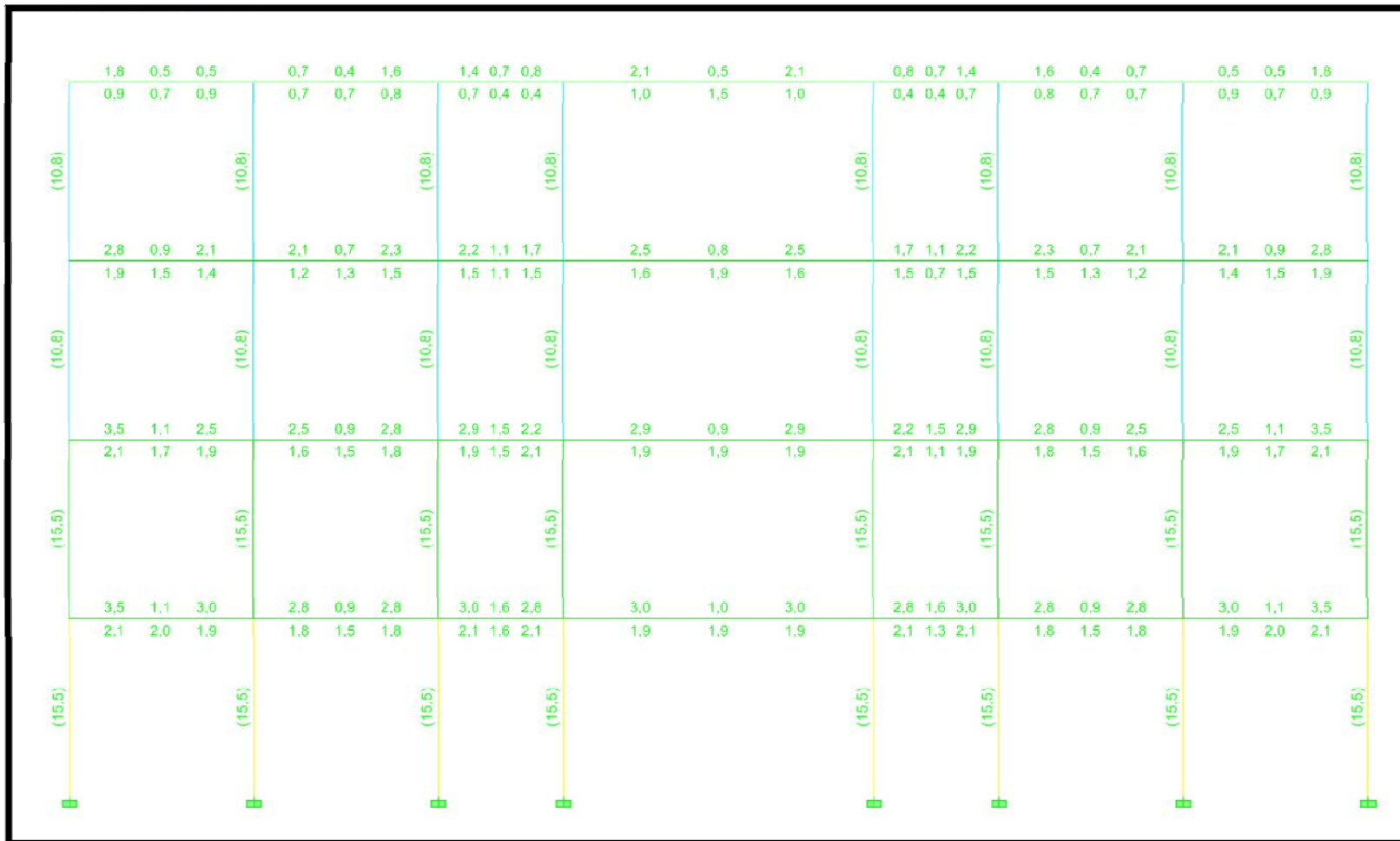


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

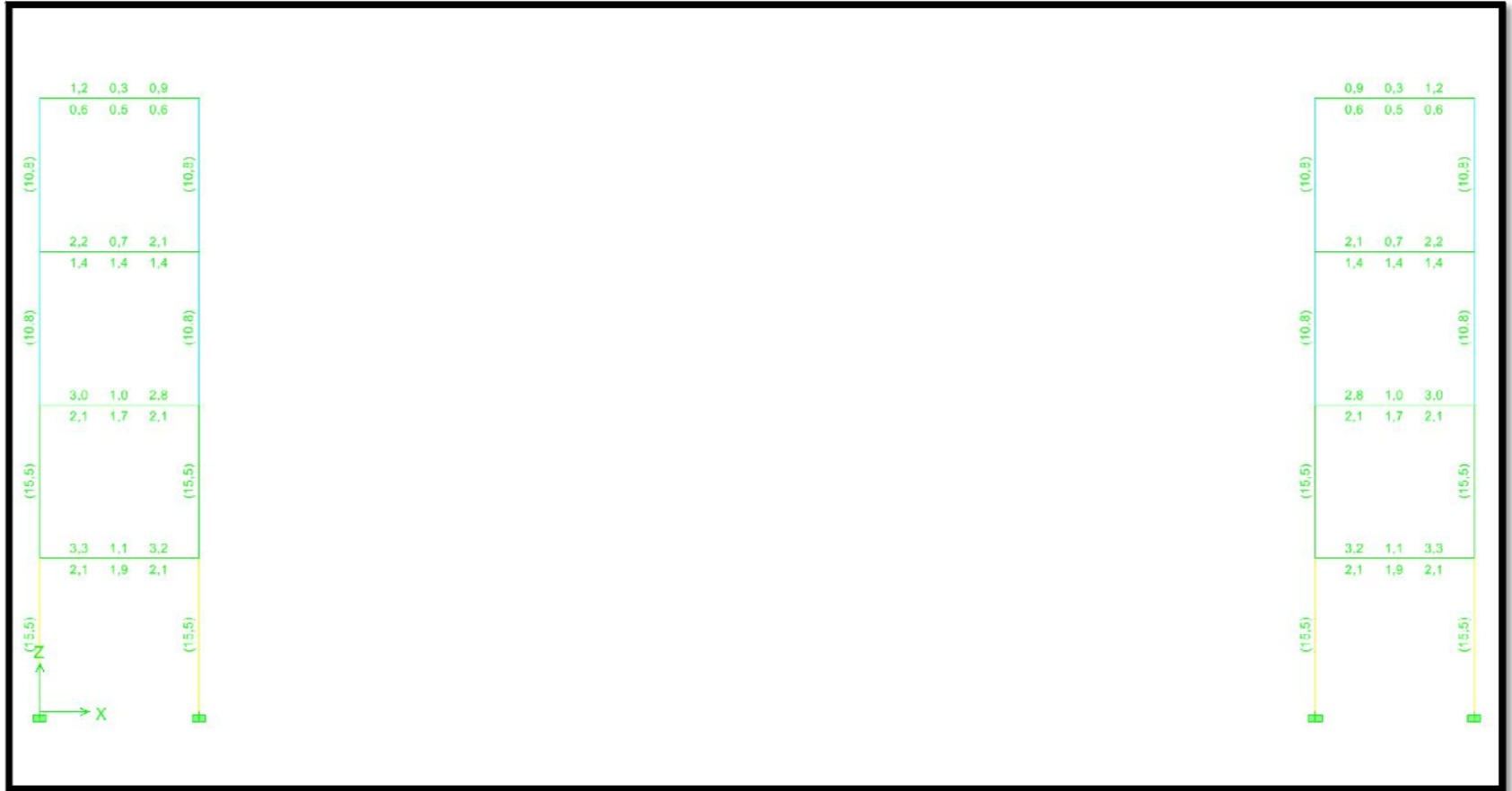


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

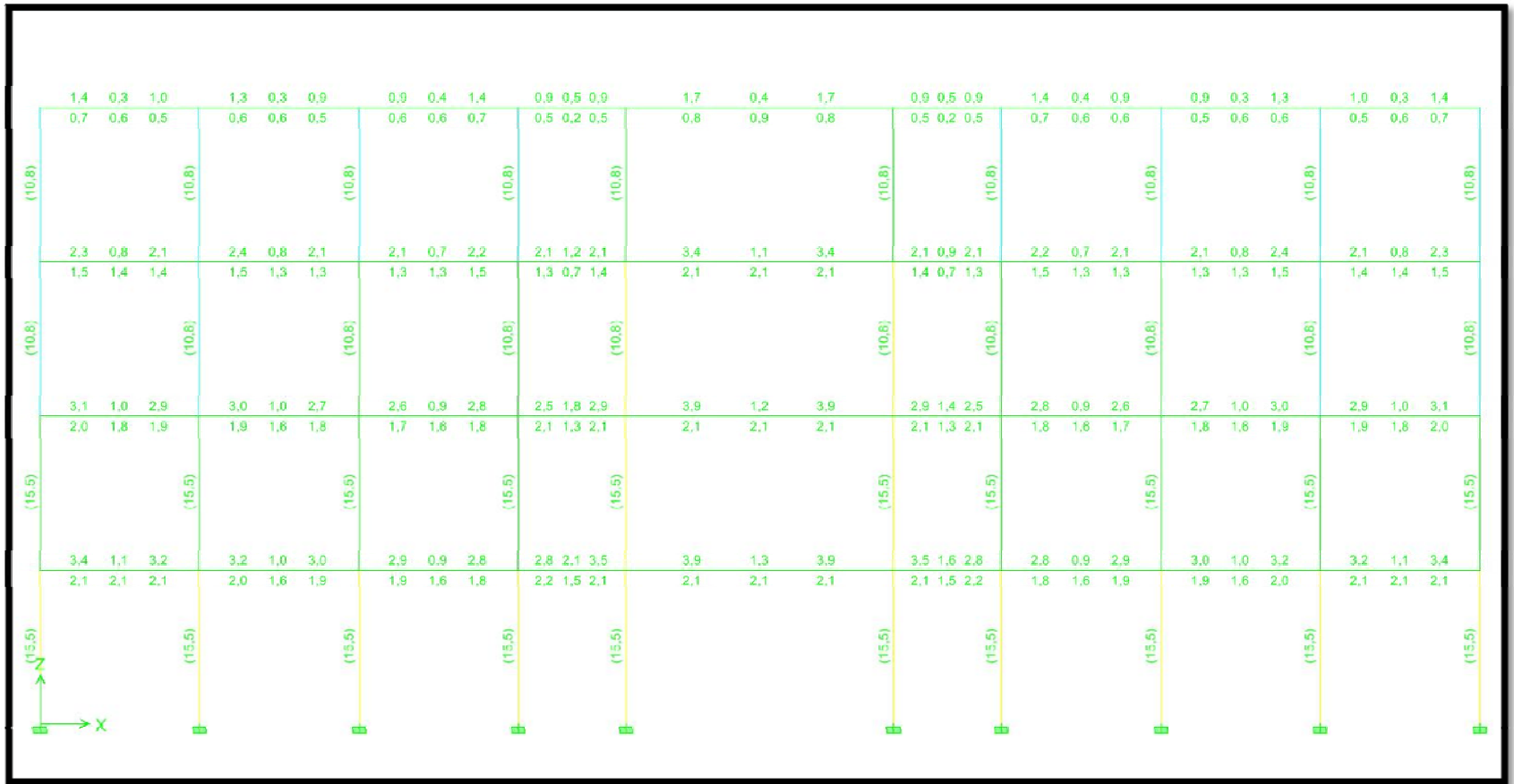


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-6 (JJNH)

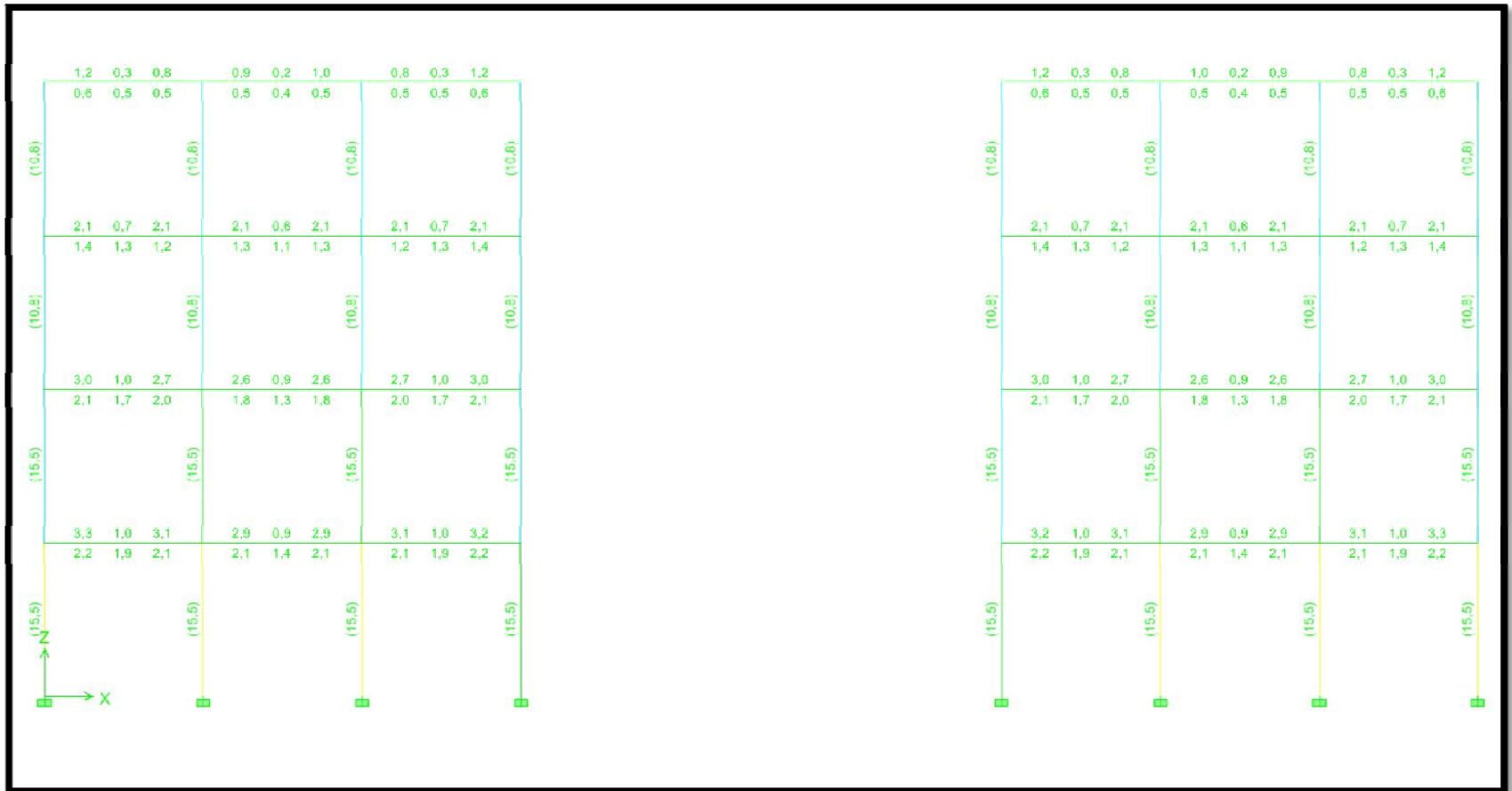


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo H

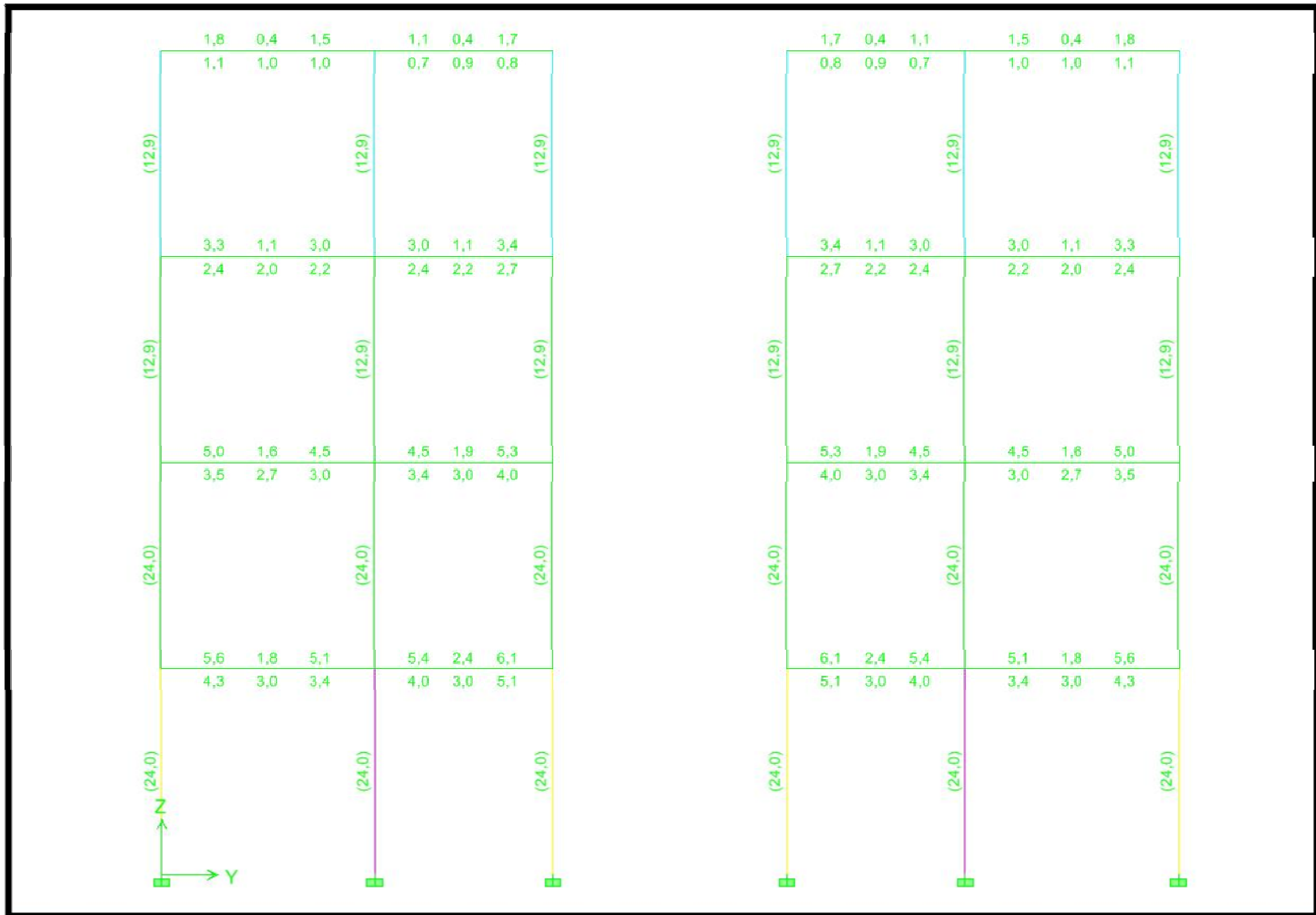


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

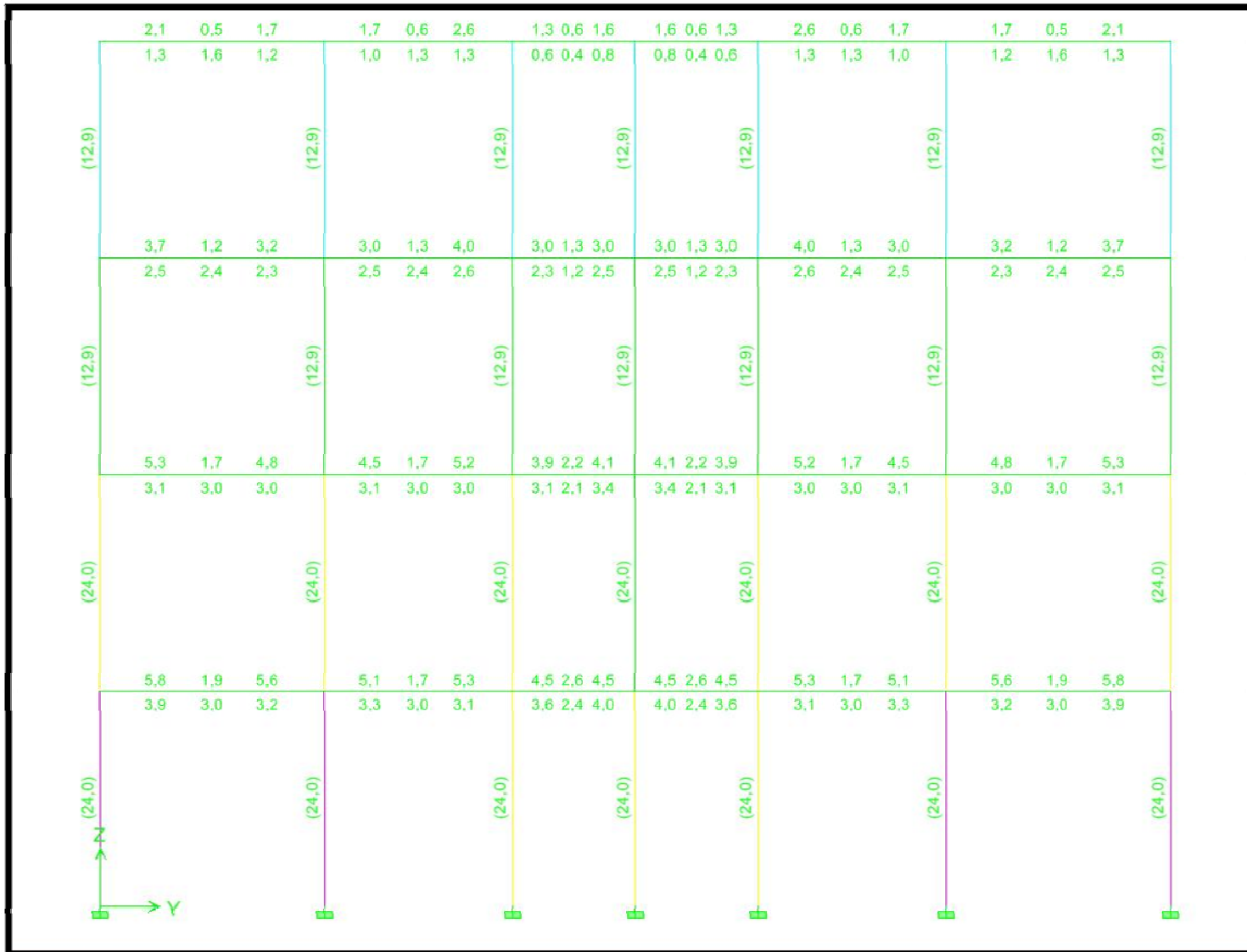
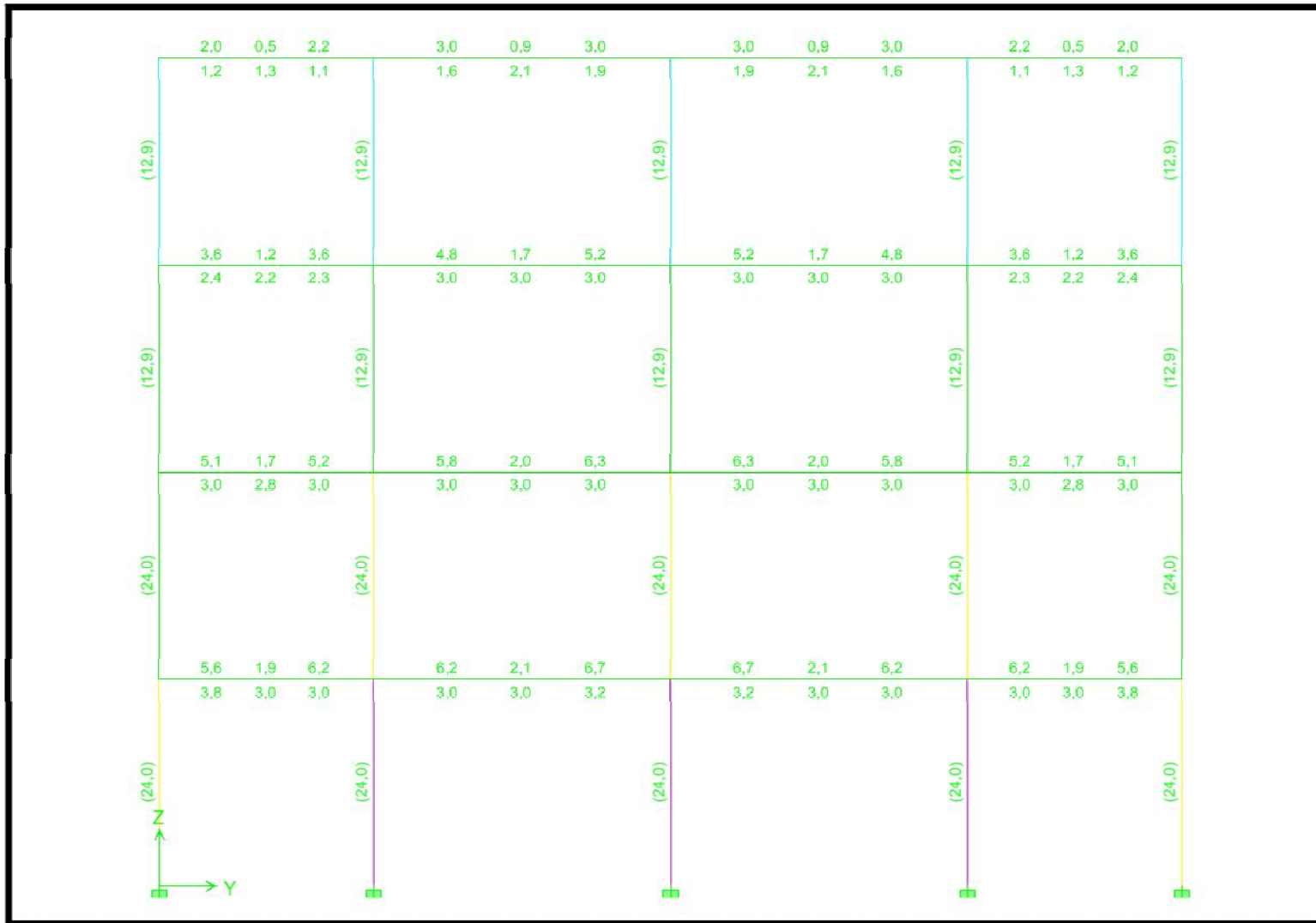


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)



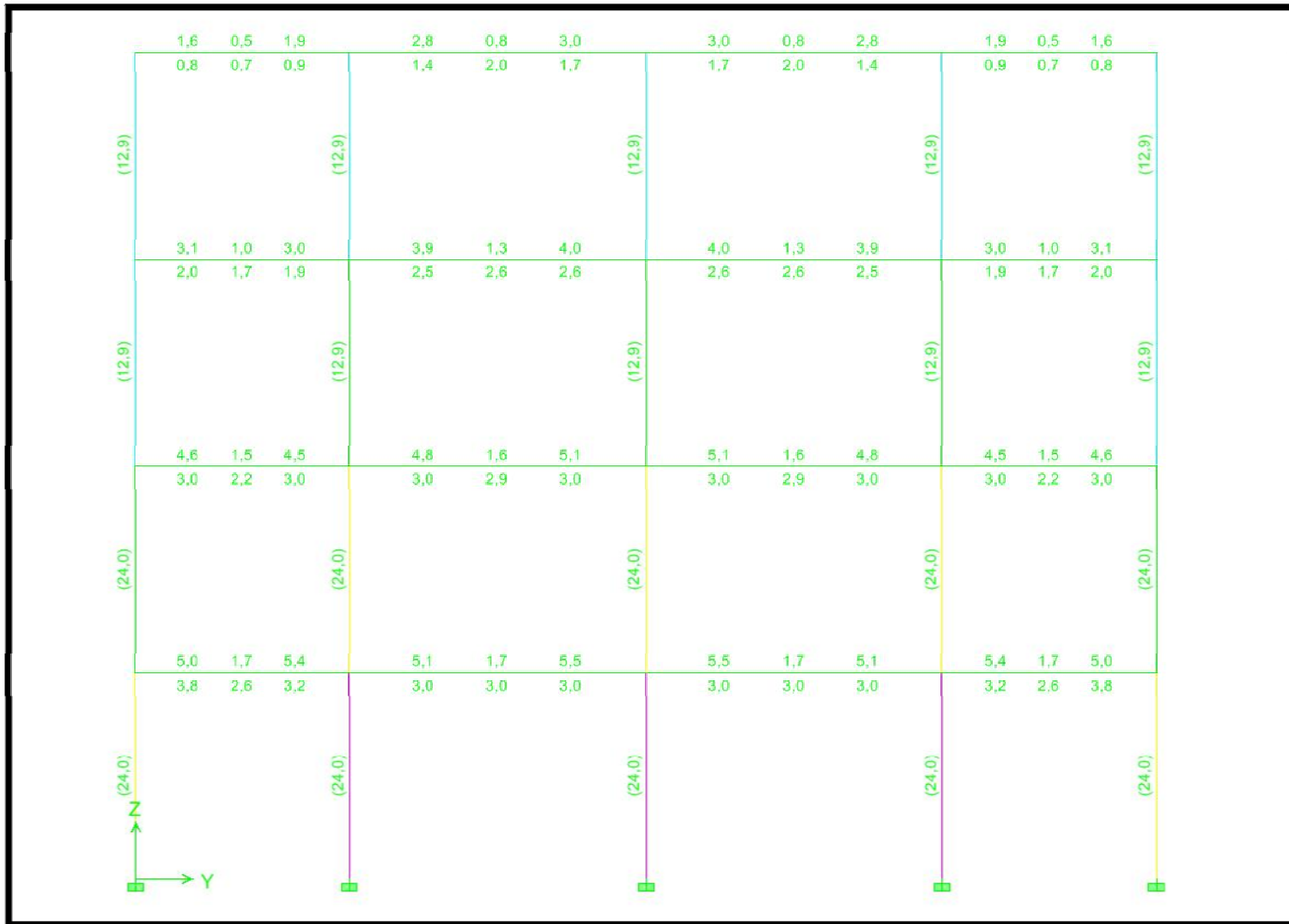


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

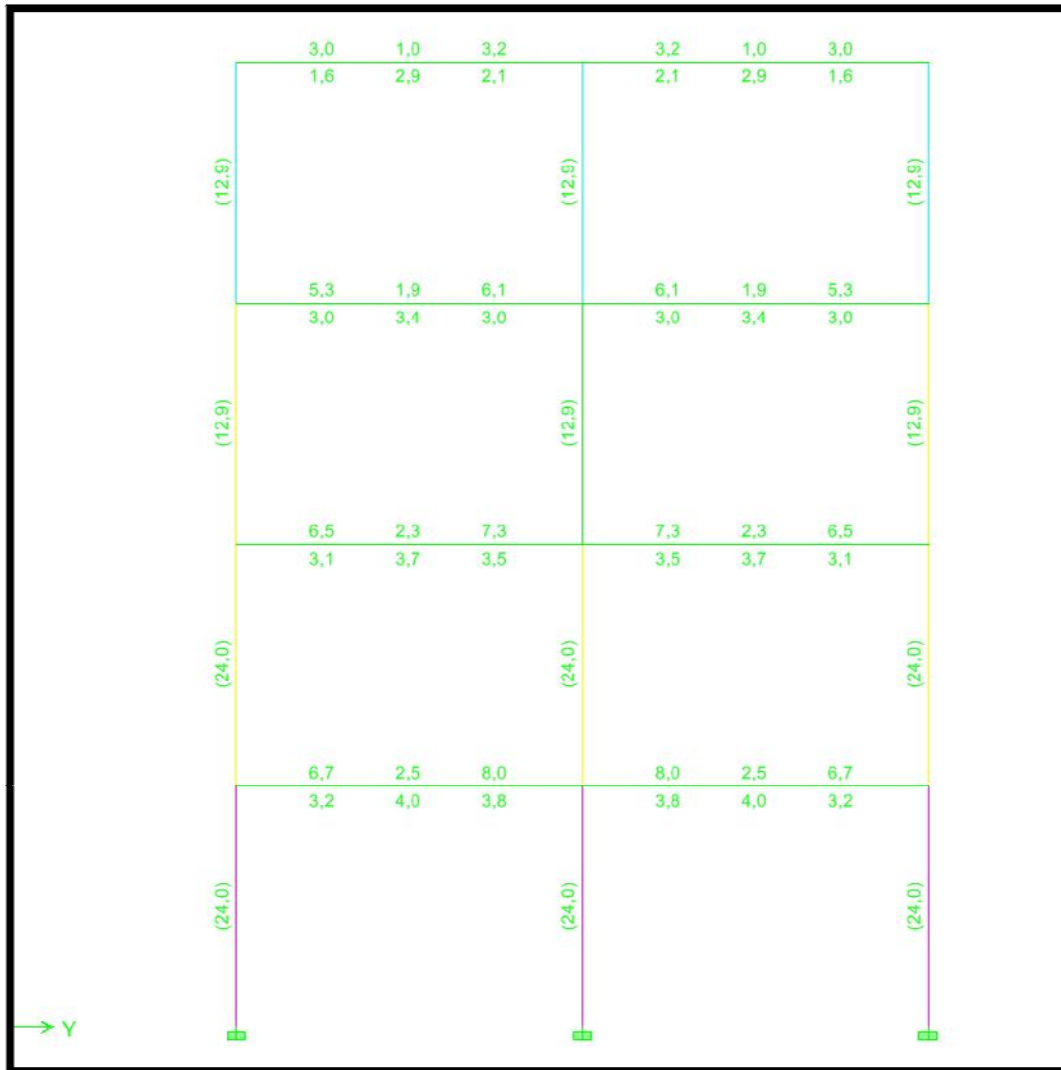


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

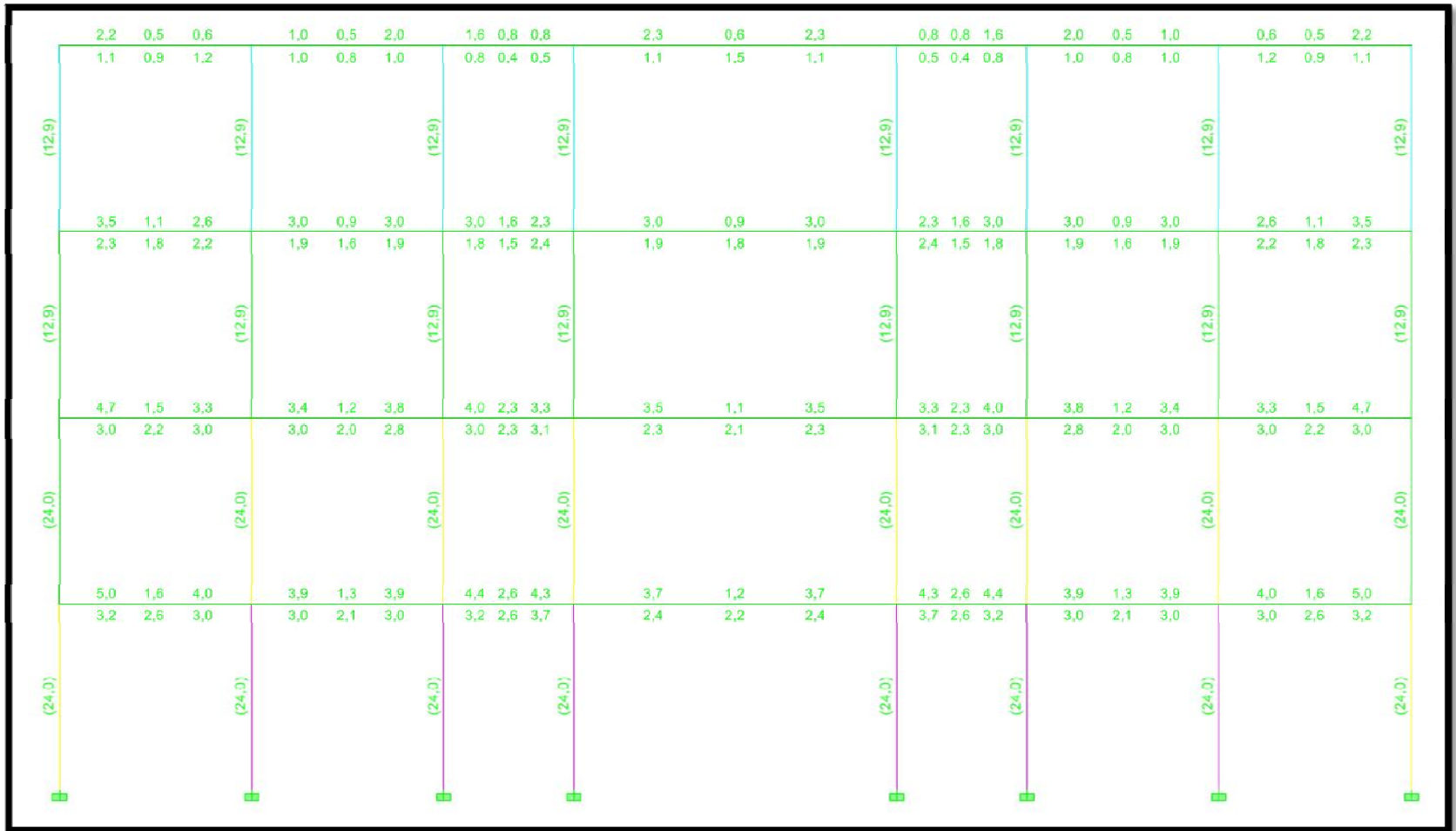


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-4 (JJNH)

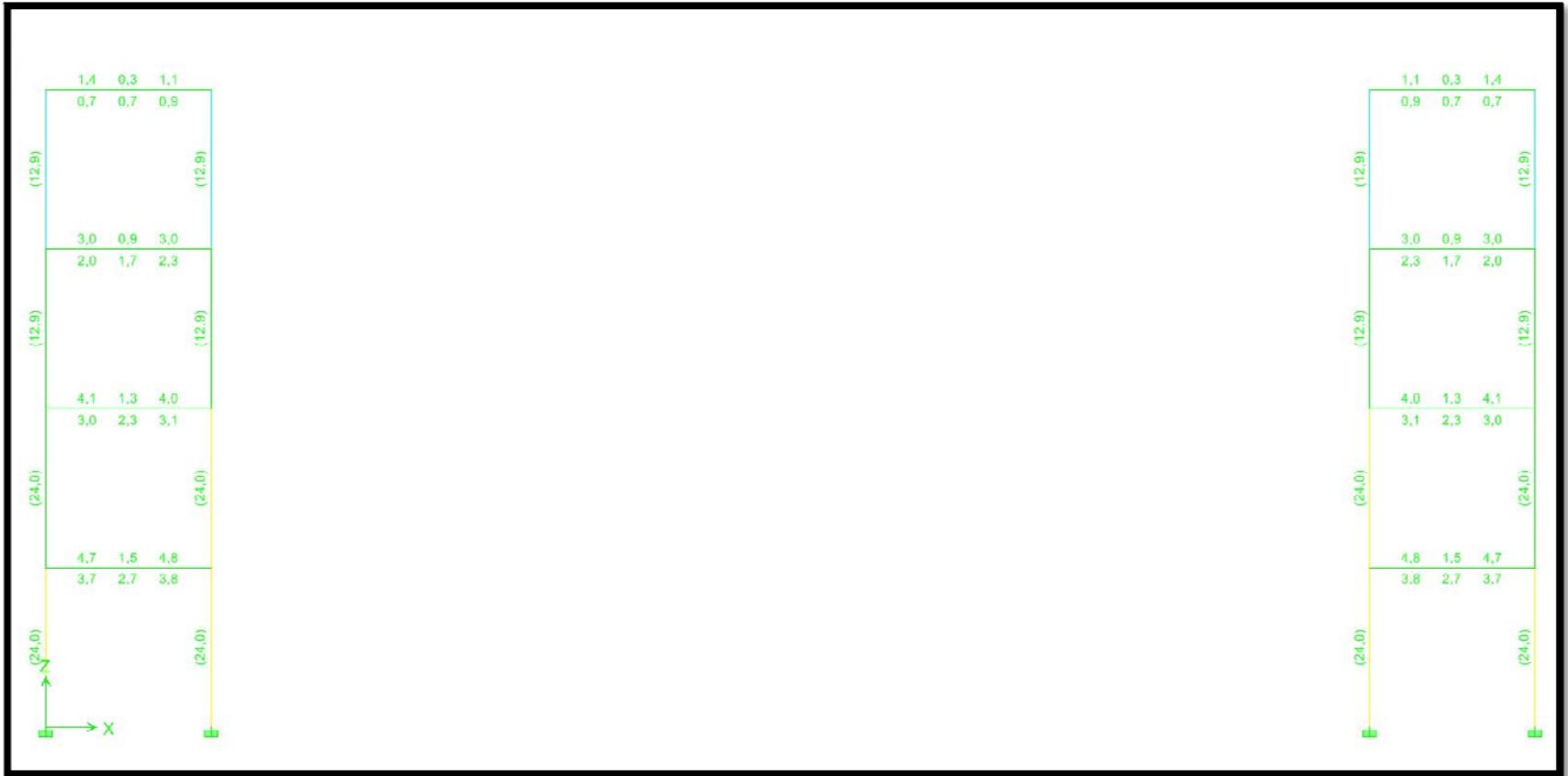


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

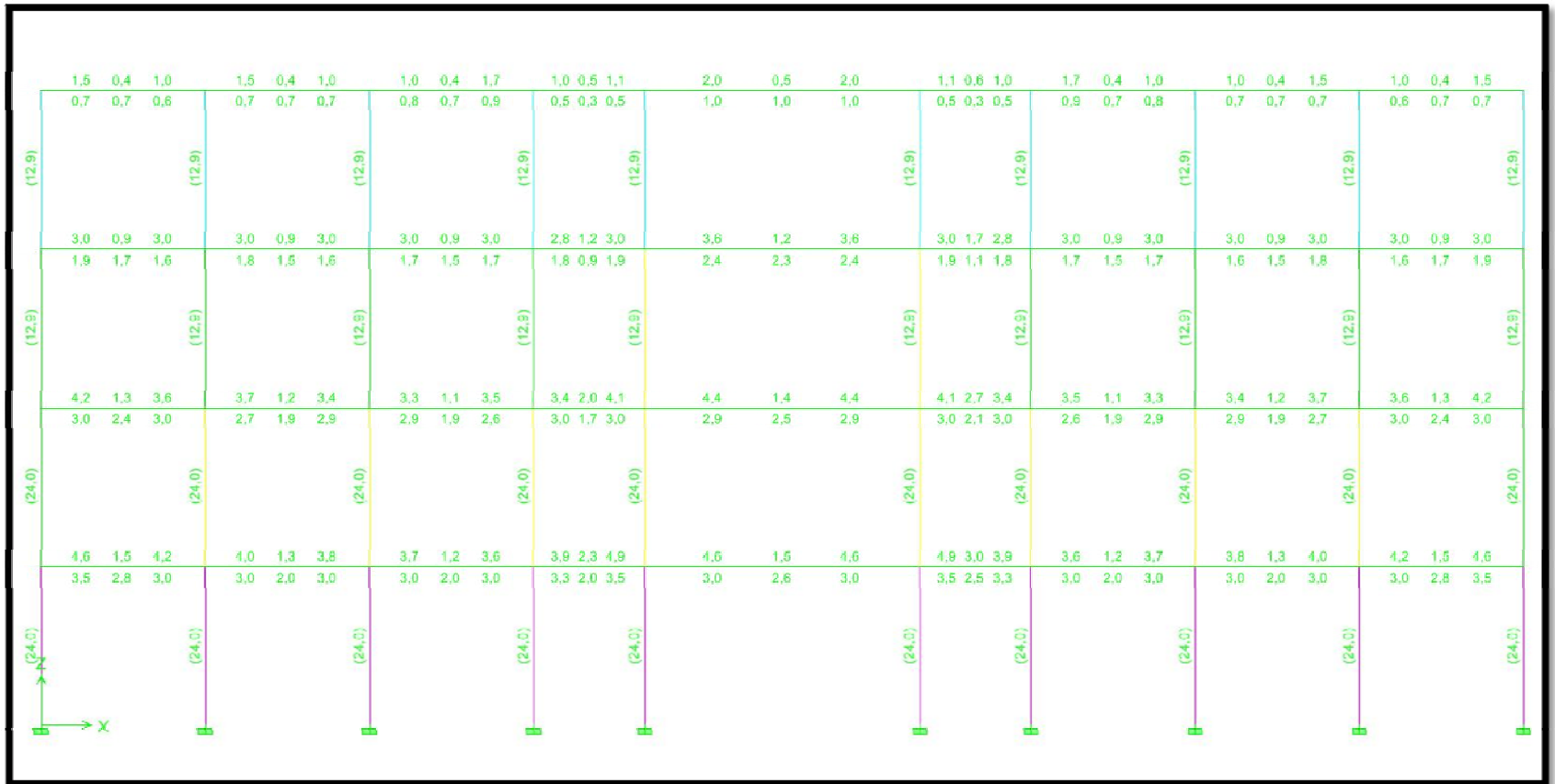


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-6 (JJNH)

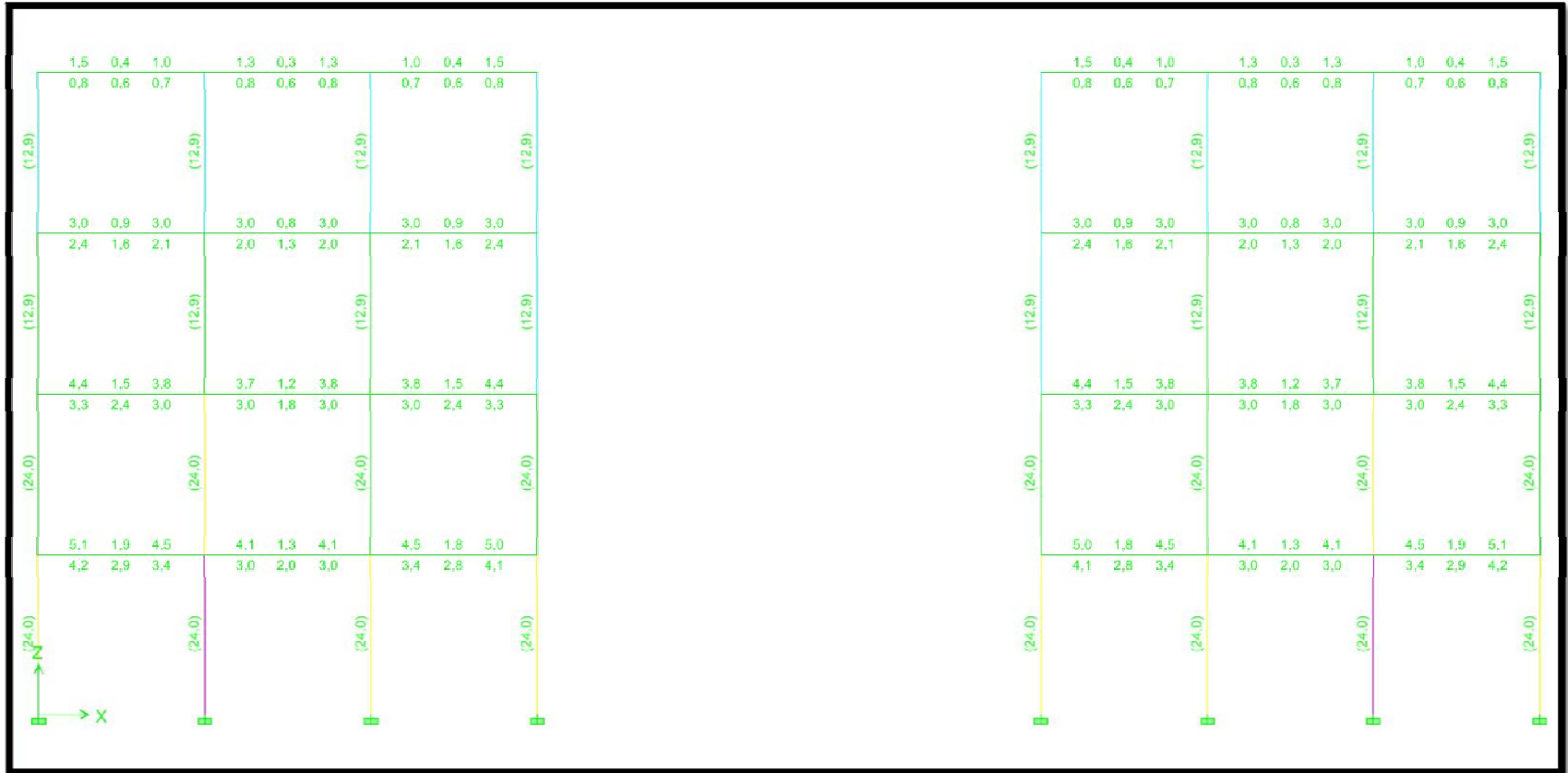


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

- Edificación viviente Tipo I

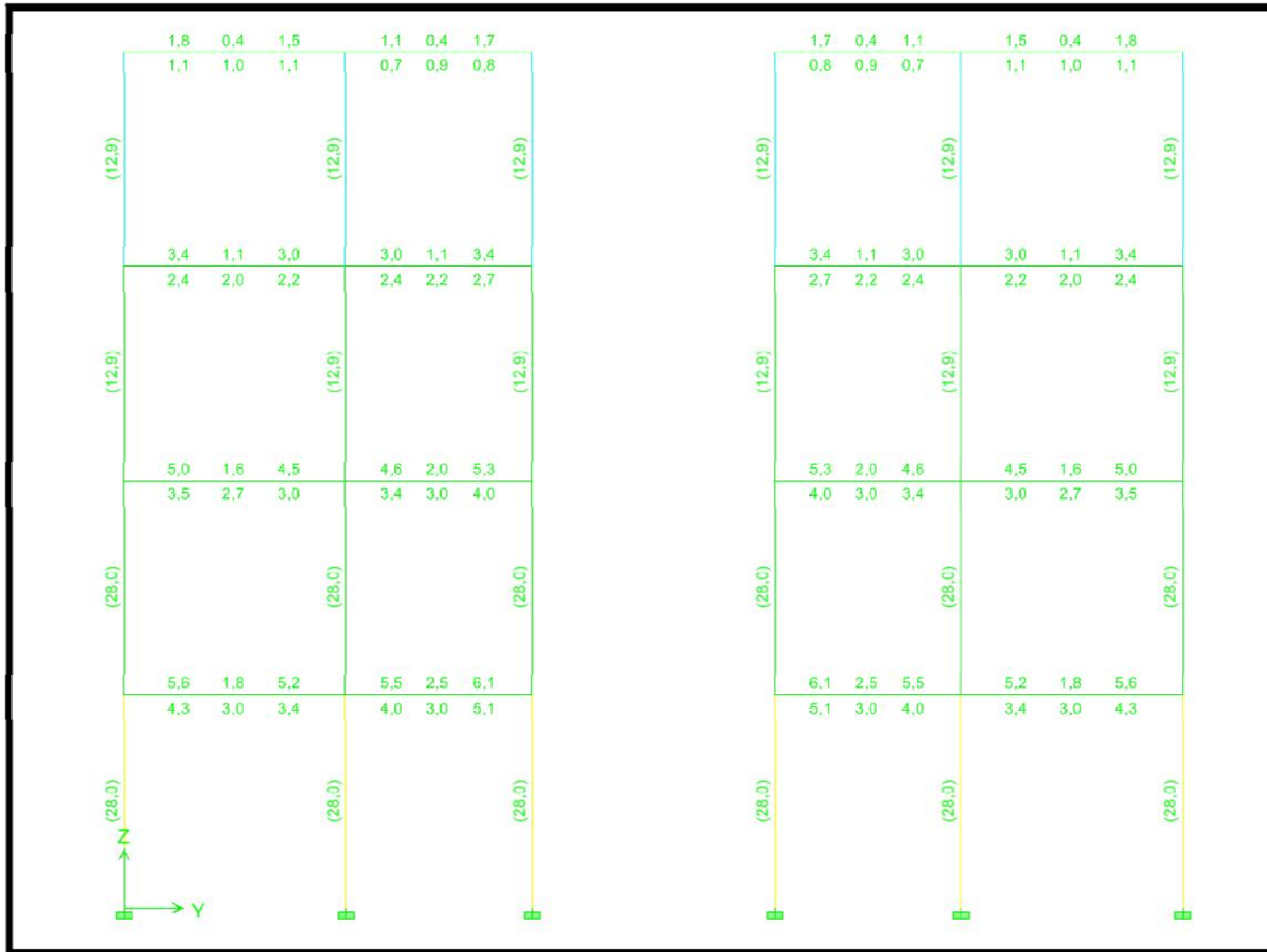


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-A (JJNH)

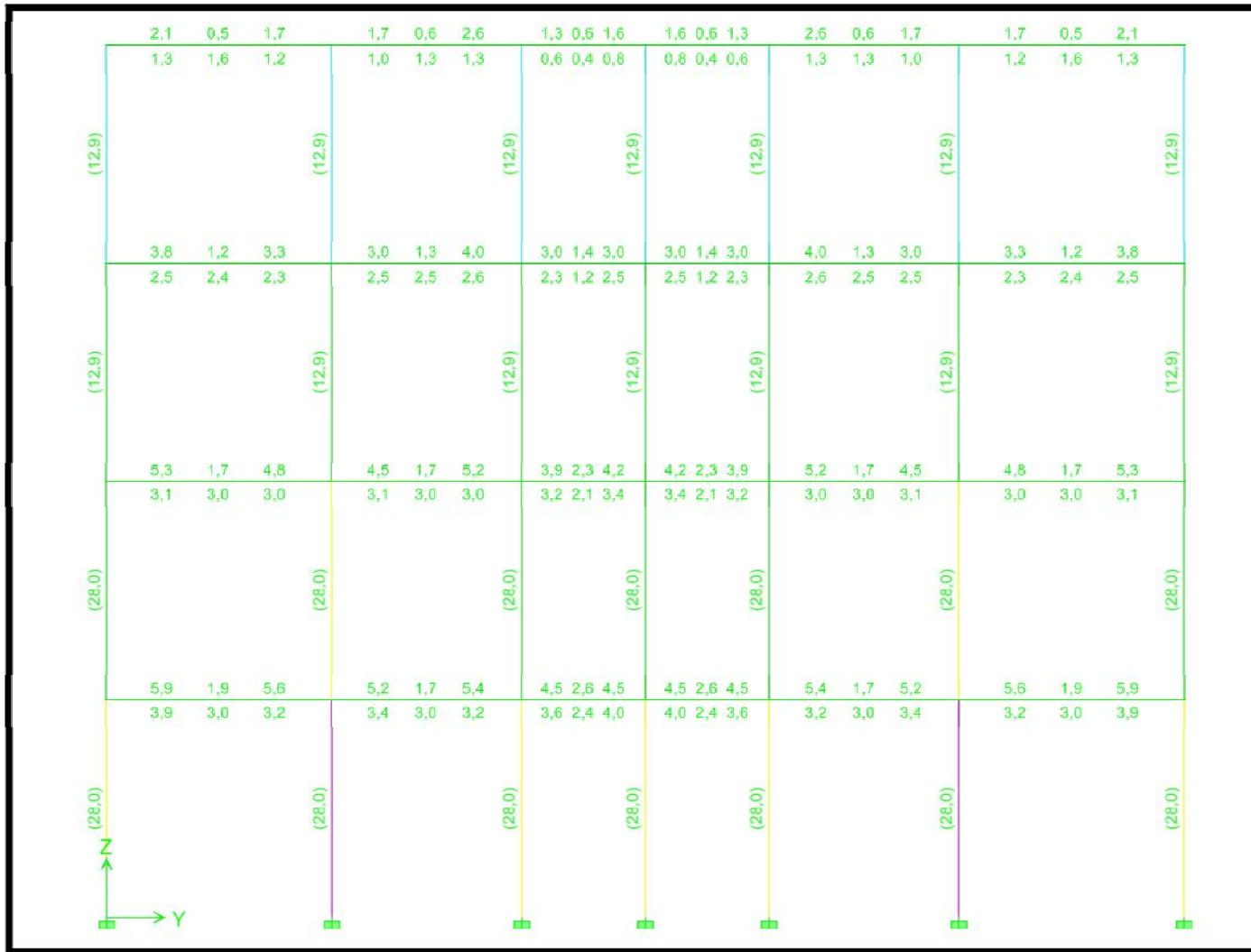


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-B (JJNH)

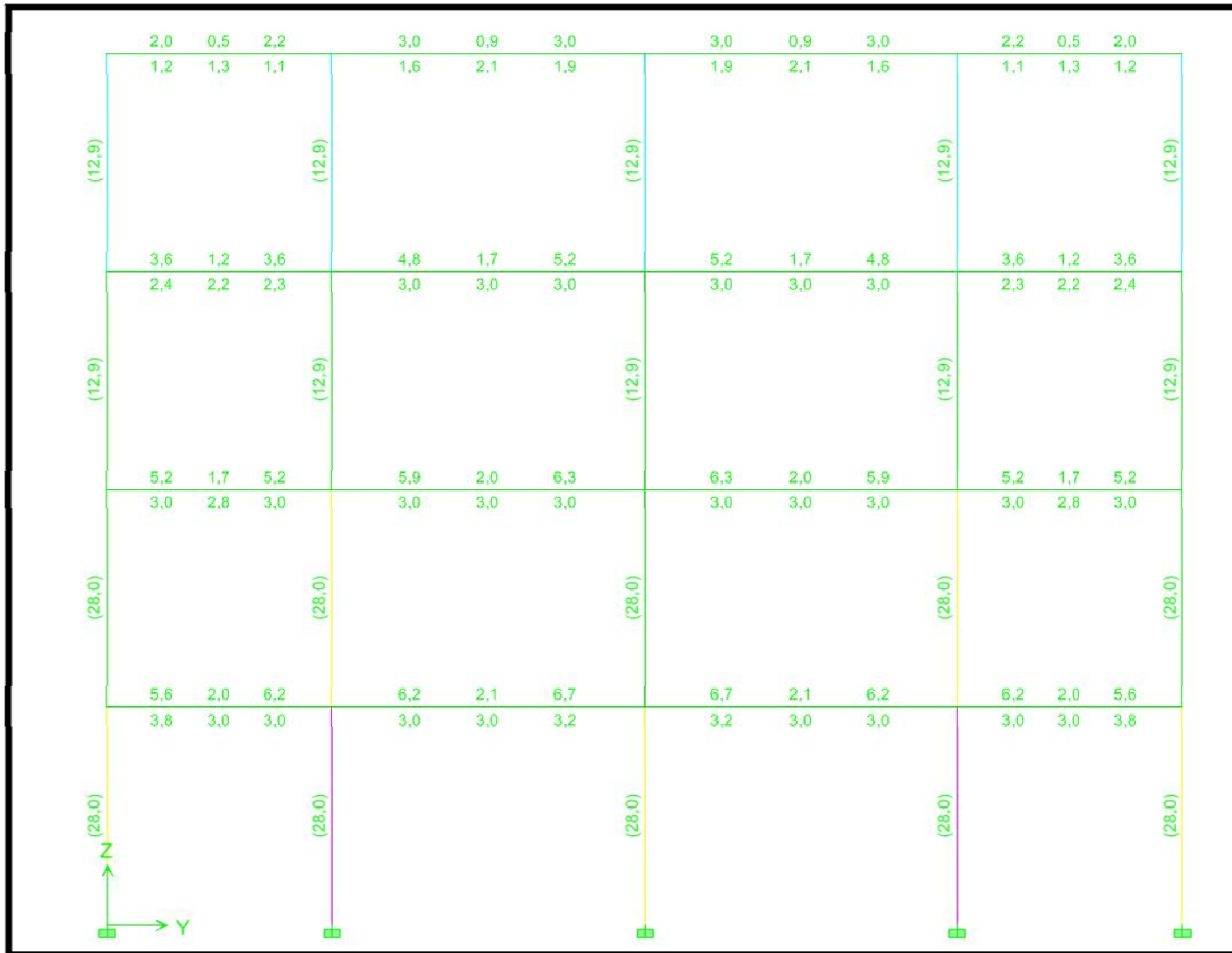


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-C (JJNH)

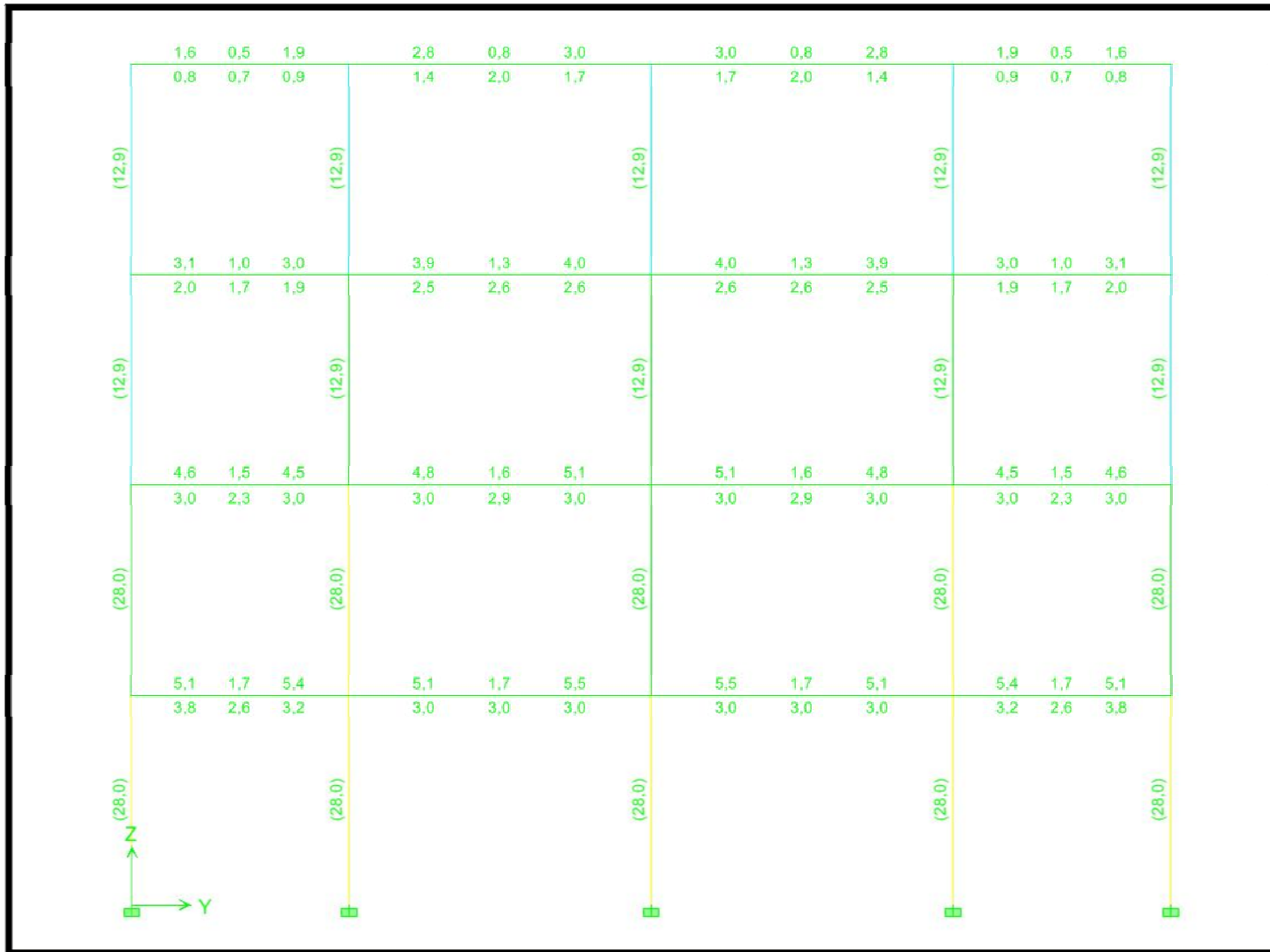


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-D (JJNH)

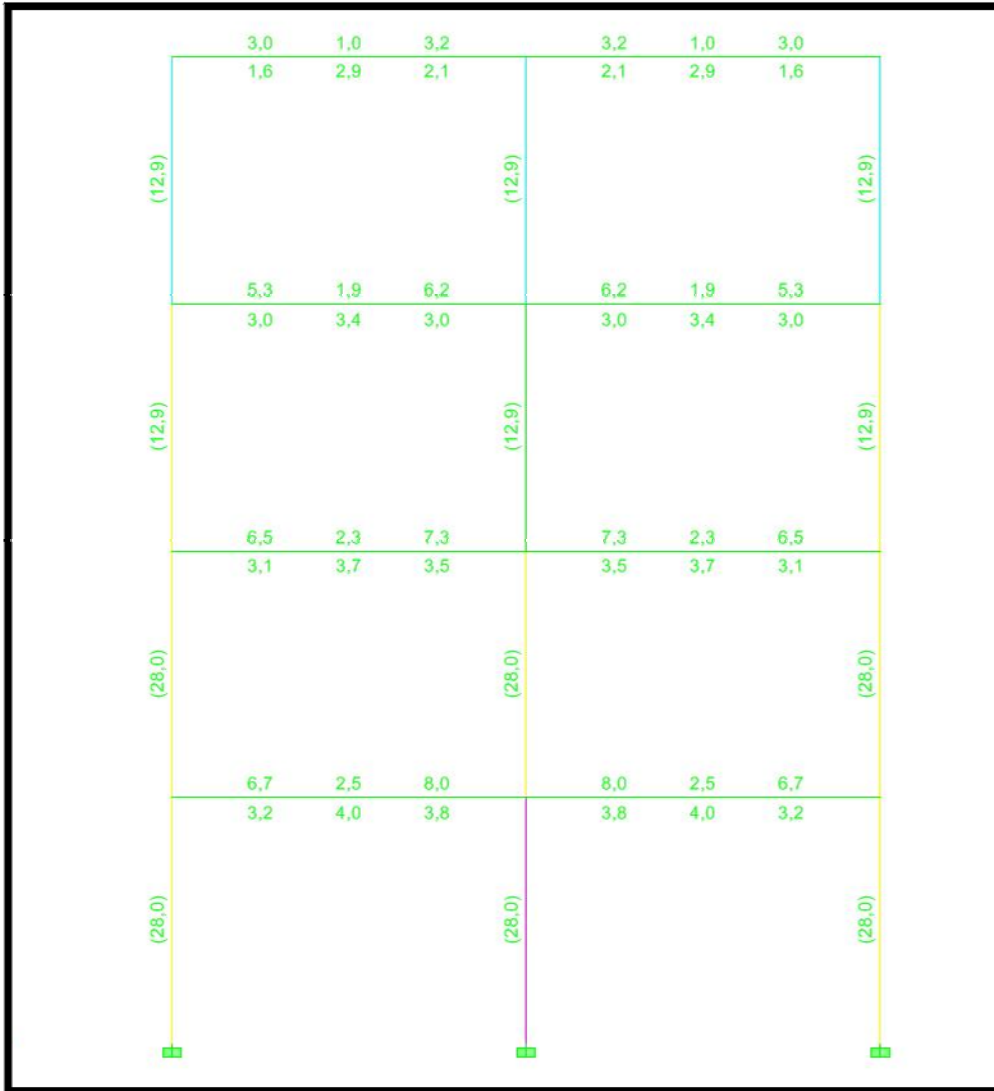


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-E (JJNH)

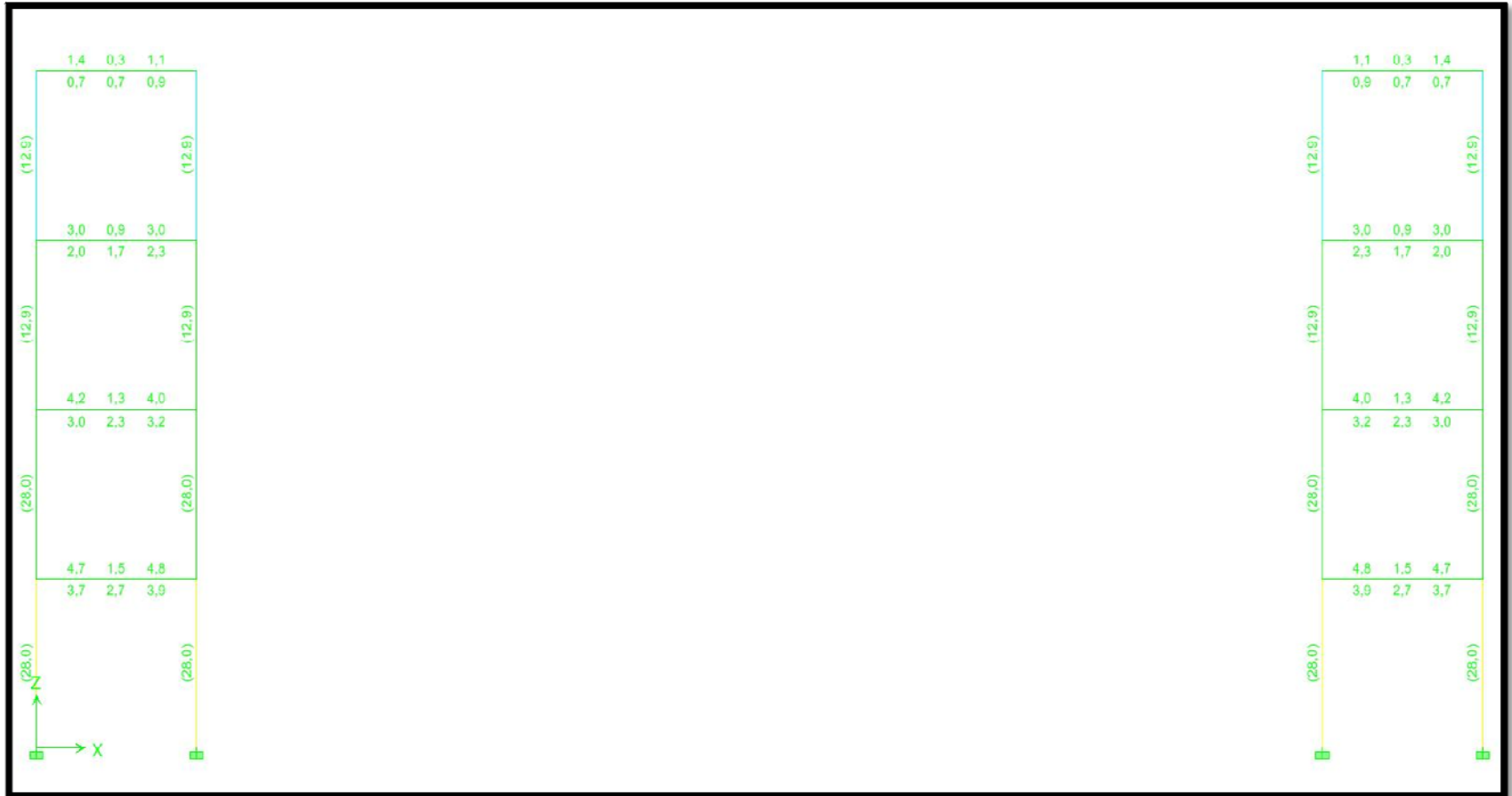


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-5 (JJNH)

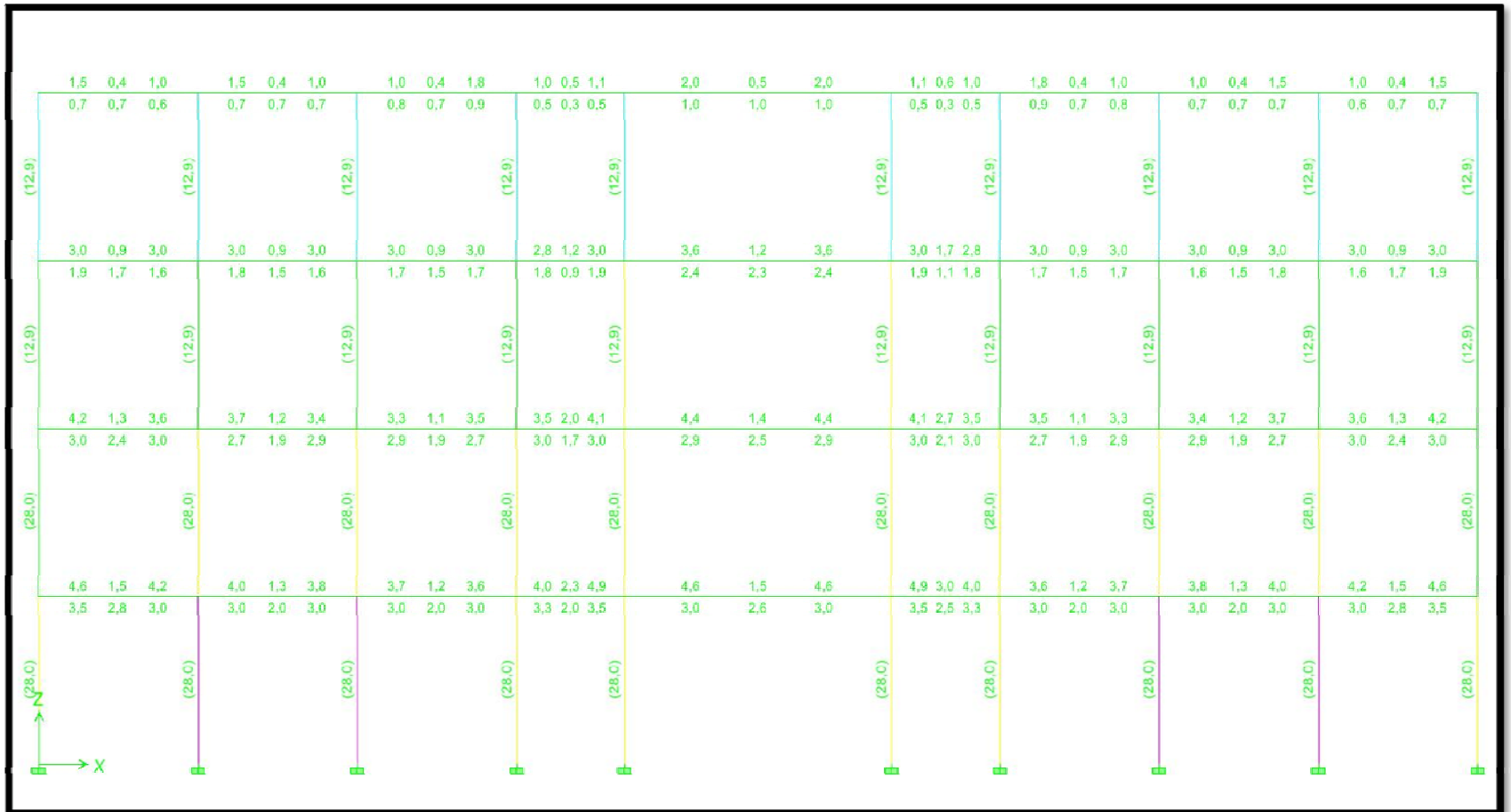


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-6 (JJNH)

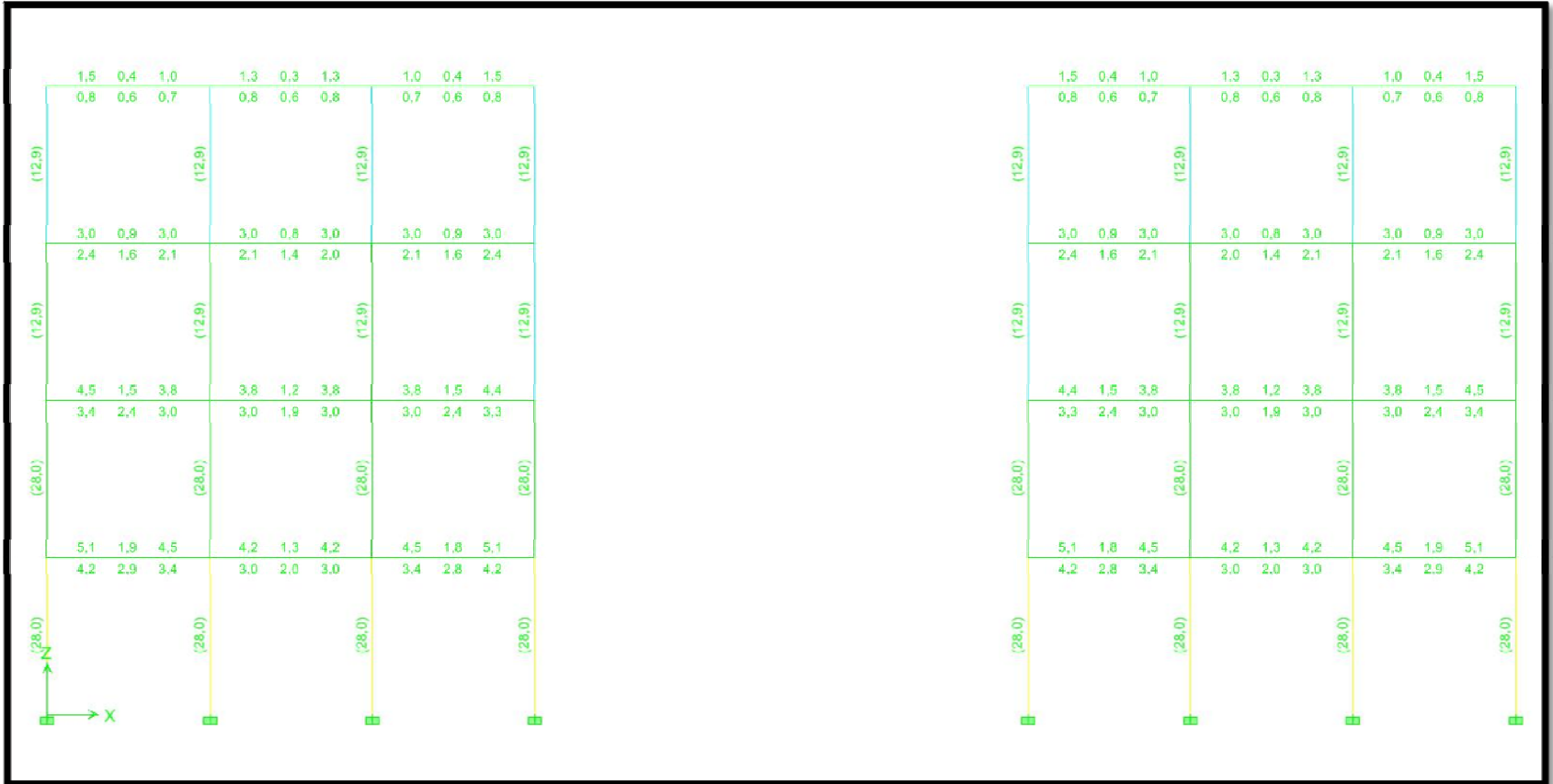


Imagen demanda de área acero (cm²) en V-7 (JJNH)

XII.2) Planos varios de arquitectura y estructura