



# **TECNOLÓGICO NACIONAL DE MÉXICO**

## **INSTITUTO TECNOLÓGICO DE OAXACA**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**  
**MAESTRÍA EN CONSTRUCCIÓN**

### **TESIS**

**“REVISIÓN COMPARATIVA DE LOS ESTADOS LÍMITE DE UN EDIFICIO DE  
CONCRETO REFORZADO DE 4 NIVELES NTC - 2004 VS NTC - 2017”**

### **QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**MAESTRO EN CONSTRUCCIÓN**

### **PRESENTA:**

**ING. SERGIO ZA VALETA ORTIZ**

### **DIRIGIDA POR:**

**M.C. JOSÉ MANUEL SÁNCHEZ SANTOS**

### **ASESORES:**

**M.C. SILVIA OLIVIA RAMÍREZ MARTÍNEZ**  
**M.I. CUAUHTÉMOC RAFAEL HERNÁNDEZ SIBAJA**



**EDUCACIÓN**  
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA



TECNOLÓGICO  
NACIONAL DE MÉXICO

Instituto Tecnológico de Oaxaca  
División de Estudios de Posgrado e Investigación

Oaxaca de Juárez, Oax., 21/05/2024

OFICIO: DEPI/233/2024

ASUNTO: Autorización de impresión de tesis

**C. SERGIO ZAVALA ORTÍZ**

**ESTUDIANTE DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CONSTRUCCIÓN.  
P R E S E N T E.**

De acuerdo con las disposiciones para la Operación de Estudios de Posgrado e Investigación del Tecnológico Nacional de México, dependiente de la Secretaría de Educación Pública y habiendo cumplido con todas las indicaciones que la Comisión Revisora le hizo con respecto a su Tesis para obtener el grado de Maestro en Construcción, cuyo título es: "REVISION COMPARATIVA DE LOS ESTADOS LIMITE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE 4 NIVELES NTC-2004 VS NTC-2017".

Los abajo firmantes de la Comisión Revisora le concedemos la Autorización para que proceda a la Impresión de la misma.

**ATENTAMENTE**

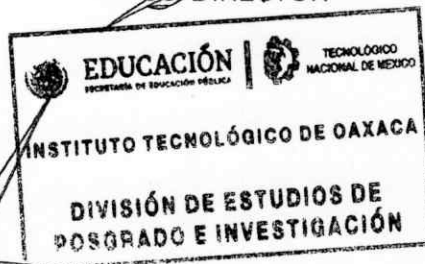
**Excelencia en Educación Tecnológica  
"Tecnología Propia e Independencia Económica"**

  
**M.C. JOSÉ MANUEL SÁNCHEZ SANTOS**  
DIRECTOR

  
**M.C. SILVIA OLIVIA RAMÍREZ MARTÍNEZ**  
CO-DIRECTOR

  
**M.I. CUAUHEMOC RAFAEL HERNÁNDEZ SIBAJA**  
ASESOR

  
**DR. MARCO ANTONIO SÁNCHEZ MEDINA**  
JEFE DE LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO E INVESTIGACIÓN



Avenida Ing. Víctor Bravo Ahuja No. 125 Esquina Calzada Tecnológico, C.P. 68030.  
Tel. (951) 5015016 e-mail: correo@tecnm.mx | www.oaxaca.tecnm.mx



**2024**  
**Felipe Carrillo**  
**PUERTO**  
GOBERNADOR DEL ESTADO DE OAXACA



### Acuerdo para la impresión de Tesis

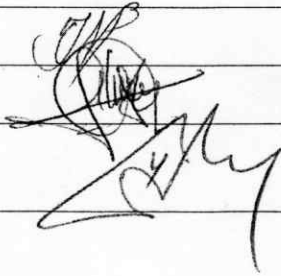
Los abajo suscritos, integrantes de la Comisión Revisora de la tesis titulada:

**" REVISION COMPARATIVA DE LOS ESTADOS LIMITE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO  
REFORZADO DE 4 NIVELES NTC-2004 VS NTC-2017 "**

Presentada por el C.

**SERGIO ZA VALETA ORTÍZ**  
**(M20161877)**

Hemos acordado que el estudiante ha cumplido con todas las recomendaciones emitidas por nosotros, por lo que no tenemos inconveniente en que sean emitidos los oficios de autorización de impresión de la tesis mencionada para la formalización y trámite correspondiente a la obtención de Grado.

| NOMBRE COMPLETO                        | DESIGNACIÓN          | FIRMA                                                                                 |
|----------------------------------------|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| M.C. JOSE MANUEL SANCHEZ SANTOS        | Director de tesis    |  |
| M.C. SILVIA OLIVIA RAMÍREZ MARTÍNEZ    | Co-director de tesis |                                                                                       |
| M.I. CUAUHEMOC RAFAEL HERNANDEZ SIBAJA | Asesor               |                                                                                       |

Oaxaca de Juárez, Oax., a 21 de mayo de 2024

FORMATO No. 1





### **CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS.**

En la Ciudad de Oaxaca de Juárez Oax., el día 21 del mes de junio del año 2024, el que suscribe Ing. Sergio Zavaleta Ortiz estudiante de programa de Maestría en Construcción, con número de control M20161877, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis, que se desarrolló bajo la dirección del M.C. José Manuel Sánchez Santos y cede los derechos del trabajo titulado, “REVISIÓN COMPARATIVA DE LOS ESTADOS LÍMITE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE 4 NIVELES NTC-2004 VS NTC-2017” al TecNM/Instituto Tecnológico de Oaxaca para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información del presente trabajo no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido solicitándolo a la siguiente dirección de correo:

ingsergiozav@gmail.com.

Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Atentamente

Ing. Sergio Zavaleta Ortiz

Nombre y firma

## **Dedicatoria**

Dedico y agradezco esta tesis primeramente a DIOS, quien me da la vida, salud y todas las bendiciones que he tenido en esta tierra y tendré en la vida presente y futura, Él es quien me ha fortalecido en los momentos más difíciles que he pasado en esta tierra, sin duda gracias a DIOS ya que sin él no lo habría logrado.

A mi familia, a mi esposa Juana Isabel Domínguez Cruz, quien ha estado en todo momento buenos, cuando reímos, lloramos, en los tiempos de abundancia, escasez y difíciles que en la vida se ha presentado y por su motivación, ya que nunca fue, ni ha sido un obstáculo para en mí superación personal y formación académica, por su apoyo y comprensión.

A mis hijos: Ismari Zavaleta Domínguez, Elienai Zavaleta Domínguez y Benjamín Zavaleta Domínguez, que sin duda han sido los grandes motivos para prepararme, esforzarme y así poder darles una mejor calidad de vida, por comprender que en esta vida tenemos que esforzarnos por ser mejores cada día.

A la memoria de mi madre Natividad Ortiz Elorza, que este 2021 partió con el Señor Jesucristo, quien hubiese deseado con todo mi corazón que ella estuviera presente en mi graduación al culminar esta maestría, mis palabras no expresan el amor de una madre, gracias, mamá.

A la memoria de un gran amigo Federico Sánchez Nieto esposo de mi madre, quien también partió este 2021 con el Señor Jesucristo, por apoyar a mi madre y apoyarme dentro de sus posibilidades.

## **Agradecimientos**

Al Instituto Tecnológico de Oaxaca por darme la oportunidad de formar parte de la gran gama de profesionistas.

Le agradezco a los revisores de este trabajo por su dedicación y paciencia, y correcciones precisas ya que sin su apoyo me hubiese sido muy difícil lograr mi objetivo. Gracias por su guía y todos sus consejos, los llevaré grabados por siempre.

## **Resumen**

El presente trabajo presenta una comparativa de las NTC-2004 y NTC 20017 de los resultados de cálculo de un edificio de 4 niveles, ubicado en la agencia de Pueblo Nuevo de la ciudad centro Oaxaca, construido a base de concreto armado, considerado como una construcción mixta, ya que es a base de marcos rígidos, muros de concreto armado y muros de mampostería. En ambas normas se analizaron y compararon los espectros de diseño sísmico así también como los resultados de las aceleraciones, los cambios en los factores de carga, el termino de sobre resistencia  $R$ ,  $f^*c$ ,  $f''c$ , etc. Considerando que el edificio en mención fue diseñado con las NTC-2004, y construido por etapas antes de que entrara en vigor las NTC-2017 y cuya finalización se dio en el año 2021, este trabajo destaca la importancia de aplicar un proceso constructivo eficiente que cumpla con los requerimientos que establece la NTC.

## **Abstract**

This paper presents a comparative analysis of the NTC-2004 and NTC-2017 standards based on the calculation results for a four-story building located in the Pueblo Nuevo district of central Oaxaca. The building is constructed with reinforced concrete and considered a mixed construction, as it features rigid frames, reinforced concrete walls, and masonry walls. Both standards were used to analyze and compare the seismic design spectra, as well as the results for accelerations, changes in load factors, overstrength term  $R$ ,  $f^*c$ ,  $f'c$ , etc. Considering that the building in question was designed according to NTC-2004 and constructed in stages before NTC-2017 came into effect, with completion in 2021, this paper highlights the importance of implementing an efficient construction process that complies with the requirements established by the NTC.

## ÍNDICE GENERAL

|                                                                                                  |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Índice de Tablas.....                                                                            | x   |
| Índice de Figuras.....                                                                           | xii |
| Introducción.....                                                                                | 1   |
| Planteamiento del Problema.....                                                                  | 3   |
| Justificación.....                                                                               | 4   |
| Objetivos.....                                                                                   | 5   |
| 1. Antecedentes .....                                                                            | 6   |
| 1.1 Historia de la Normatividad en México.....                                                   | 6   |
| 1.1.1 Normas de emergencia de 1957 .....                                                         | 7   |
| 1.1.2 Reglamento de 1966.....                                                                    | 10  |
| 1.1.3 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.....                                 | 14  |
| 1.1.4 Modificaciones de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal..... | 18  |
| 1.1.5 Normas Técnicas 1987 .....                                                                 | 20  |
| 1.1.6 Normas Técnicas 2004 .....                                                                 | 24  |
| 1.1.7 Normas Técnicas 2017 .....                                                                 | 28  |
| 1.2 Estados Límites.....                                                                         | 32  |
| 1.2.1 Estado Límite de Falla.....                                                                | 35  |
| 1.2.2 Estado Límite de Servicio.....                                                             | 36  |
| 1.3 Categorías de Acciones Estructurales.....                                                    | 38  |
| 1.3.1 Acciones permanentes.....                                                                  | 38  |
| 1.3.2 Acciones variables.....                                                                    | 38  |
| 1.3.3 Acciones accidentales.....                                                                 | 39  |
| 1.4 Factores de carga.....                                                                       | 41  |
| 1.5 Análisis Sísmico.....                                                                        | 43  |
| 1.6 Análisis Estático.....                                                                       | 44  |
| 1.6.1 Análisis modal espectral (dinámico).....                                                   | 44  |
| 2. Diseño de un edificio de 4 niveles de acuerdo a la NTC-2004.....                              | 47  |
| 2.1 Bajada de Cargas .....                                                                       | 47  |
| 2.1.1 Cargas muertas.....                                                                        | 47  |

|                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| 2.1.2 Cargas vivas .....                                            | 58  |
| 2.2 Análisis estructural.....                                       | 63  |
| 2.2.1 Cálculo de diagonales Equivalentes en Marcos .....            | 63  |
| 2.3 Diseño de elementos de concreto armado en sentido X.....        | 64  |
| 2.4 Diseño de elementos de concreto armado en sentido Y .....       | 71  |
| 2.5 Análisis sísmico .....                                          | 78  |
| 2.5.1 Resumen centro de cargas .....                                | 78  |
| 2.6 Elementos Mecánicos de Diseño Para Cargas Accidentales.....     | 89  |
| 2.7 Diseño de Nervios .....                                         | 95  |
| 2.8 Diseño de elementos de Mampostería.....                         | 98  |
| 3. Diseño de un edificio de 4 niveles de acuerdo a la ntc-2017..... | 100 |
| 3.1 Bajada de Cargas .....                                          | 100 |
| 3.1.1 Cargas Muertas.....                                           | 100 |
| 3.1.2 Cargas Vivas .....                                            | 100 |
| 3.2 Análisis Estructural .....                                      | 100 |
| 3.3 Análisis Sísmico.....                                           | 100 |
| 3.3.1 Resumen centro de cargas .....                                | 100 |
| 3.3.2 Elementos Mecánicos de Diseño Para Cargas Accidentales .....  | 111 |
| 3.4 Diseño de elementos de concreto armado en sentido X.....        | 117 |
| 3.5 Diseño de elementos de concreto armado en sentido Y .....       | 122 |
| 3.6 Diseño de nervios .....                                         | 127 |
| 3.7 Diseño de elementos de Mampostería.....                         | 129 |
| 4. Diferencias notables entre ntc-2004 vs ntc-2017.....             | 131 |
| 4.1 Distorsión de entrepiso .....                                   | 131 |
| 4.2 Espectros de diseño .....                                       | 133 |
| 4.3 Término sobrerresistencia R.....                                | 134 |
| 4.4 Término $f^*c$ .....                                            | 135 |
| 4.5 Término $f'c$ .....                                             | 136 |
| Conclusiones.....                                                   | 137 |
| Recomendaciones.....                                                | 139 |
| Bibliografía.....                                                   | 140 |
| Anexos.....                                                         | 150 |

## Índice de Tablas

|                                                                                 |           |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Tabla 1.1 Coeficiente sísmicos.....                                             | 9         |
| Tabla 1.2 Coeficientes sísmicos especificados para estructuras del grupo B..... | 12        |
| Tabla 2.1 Cargas vivas .....                                                    | 58        |
| <b>Tabla 2.2 Cálculo de diagonales Equivalentes en Marcos.....</b>              | <b>63</b> |
| <b>Tabla 2.3 Datos para elementos de concreto armado .....</b>                  | <b>64</b> |
| <b>Tabla 2.4 Datos para elementos de concreto armado .....</b>                  | <b>71</b> |
| <b>Tabla 2.5 Centro de cargas – Tercer nivel.....</b>                           | <b>78</b> |
| <b>Tabla 2.6 Centro de cargas – Segundo nivel.....</b>                          | <b>78</b> |
| <b>Tabla 2.7 Centro de cargas – Primer nivel.....</b>                           | <b>78</b> |
| <b>Tabla 2.8 Centro de cargas – Planta baja.....</b>                            | <b>78</b> |
| <b>Tabla 2.9 Periodo fundamental en sentido X.....</b>                          | <b>79</b> |
| <b>Tabla 2.10 Periodo fundamental en sentido Y.....</b>                         | <b>80</b> |
| <b>Tabla 2.11 Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 4.....</b>         | <b>81</b> |
| <b>Tabla 2.12 Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 3.....</b>         | <b>81</b> |
| <b>Tabla 2.13 Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 2.....</b>         | <b>82</b> |
| <b>Tabla 2.14 Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 1.....</b>         | <b>82</b> |
| <b>Tabla 2.15 Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 4.....</b>         | <b>82</b> |
| <b>Tabla 2.16 Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 3.....</b>         | <b>83</b> |
| <b>Tabla 2.17 Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 2.....</b>         | <b>83</b> |
| <b>Tabla 2.18 Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 1.....</b>         | <b>83</b> |
| <b>Tabla 2.19 Análisis en el sentido X .....</b>                                | <b>84</b> |
| <b>Tabla 2.20 Análisis en el sentido Y .....</b>                                | <b>84</b> |
| <b>Tabla 2.21 Marco considerando efecto de torsión – entepiso 1.....</b>        | <b>85</b> |
| <b>Tabla 2.22 Marco considerando efecto de torsión – entepiso 2.....</b>        | <b>86</b> |
| <b>Tabla 2.23 Marco considerando efecto de torsión – entepiso 3.....</b>        | <b>87</b> |
| <b>Tabla 2.24 Marco considerando efecto de torsión – entepiso 4.....</b>        | <b>88</b> |

|                                                                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tabla 3.1</b> <i>Resumen de centro de cargas Nivel 3</i> .....                                                 | 101 |
| <b>Tabla 3.2</b> <i>Resumen de centro de cargas Nivel 2</i> .....                                                 | 101 |
| <b>Tabla 3.3</b> <i>Resumen de centro de cargas Nivel 1</i> .....                                                 | 101 |
| <b>Tabla 3.4</b> <i>Resumen de centro de cargas Planta Baja</i> .....                                             | 101 |
| <b>Tabla 3.5</b> <i>Periodo fundamental en sentido X</i> .....                                                    | 103 |
| <b>Tabla 3.6</b> <i>Periodo fundamental en sentido Y</i> .....                                                    | 103 |
| <b>Tabla 3.7</b> <i>Marcos en sentido X – Nivel 4</i> .....                                                       | 104 |
| <b>Tabla 3.8</b> <i>Marcos en sentido X – Nivel 3</i> .....                                                       | 104 |
| <b>Tabla 3.9</b> <i>Marcos en sentido X – Nivel 2</i> .....                                                       | 104 |
| <b>Tabla 3.10</b> <i>Marcos en sentido X – Nivel 1</i> .....                                                      | 105 |
| <b>Tabla 3.11</b> <i>Marcos en sentido Y – Nivel 4</i> .....                                                      | 105 |
| <b>Tabla 3.12</b> <i>Marcos en sentido Y – Nivel 3</i> .....                                                      | 105 |
| <b>Tabla 3.13</b> <i>Marcos en sentido Y – Nivel 2</i> .....                                                      | 105 |
| <b>Tabla 3.14</b> <i>Marcos en sentido Y – Nivel 1</i> .....                                                      | 105 |
| <b>Tabla 3.15</b> <i>Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 1</i> .....                                 | 107 |
| <b>Tabla 3.16</b> <i>Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 2</i> .....                                 | 108 |
| <b>Tabla 3.17</b> <i>Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 3</i> .....                                 | 109 |
| <b>Tabla 3.18</b> <i>Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 4</i> .....                                 | 110 |
| <b>Tabla 4.1</b> <i>Factores de comportamiento único y distorsiones límite para estructuras de concreto</i> ..... | 132 |
| <b>Tabla 4.2</b> <i>Periodo fundamental en el sentido X y Y</i> .....                                             | 132 |
| <b>Tabla 4.3</b> <i>Valores característicos del espectro sísmico para estructuras tipo B</i> .....                | 133 |
| <b>Tabla 4.4</b> <i>Cálculo de la fuerza sísmica y cortante</i> .....                                             | 135 |
| <b>Tabla 4.5</b> <i>Cálculo de la Resistencia Pura</i> .....                                                      | 136 |

## Índice de Figuras

|                    |                                                                              |    |
|--------------------|------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figura 1.1</b>  | <i>Espectros de Diseño Elásticos, Edificios Grupo B, Reglamento de 1976.</i> | 17 |
| <b>Figura 1.2</b>  | <i>Relación entre acción y resistencia.</i>                                  | 34 |
| <b>Figura 1.3</b>  | <i>Variación de carga muerta en años.</i>                                    | 40 |
| <b>Figura 1.4</b>  | <i>Variación de carga viva en la losa de un edificio.</i>                    | 40 |
| <b>Figura 1.5</b>  | <i>Variabilidad de las cargas accidentales.</i>                              | 41 |
| <b>Figura 2.1</b>  | <i>Cargas muertas.</i>                                                       | 47 |
| <b>Figura 2.2</b>  | <i>Cargas muertas en losas.</i>                                              | 47 |
| <b>Figura 2.3</b>  | <i>Losa de entrepiso.</i>                                                    | 48 |
| <b>Figura 2.4</b>  | <i>Peso de muro de Mampostería (Tabicón 14 cm esp.).</i>                     | 49 |
| <b>Figura 2.5</b>  | <i>Áreas Tributarias.</i>                                                    | 51 |
| <b>Figura 2.6</b>  | <i>Distribución de cargas.</i>                                               | 54 |
| <b>Figura 2.7</b>  | <i>Marco Ubicado en sentido Y.</i>                                           | 57 |
| <b>Figura 2.8</b>  | <i>Distribución de cargas vivas gravitacionales y accidentales.</i>          | 60 |
| <b>Figura 2.9</b>  | <i>Marco ubicado en el sentido Y eje G para cargas vivas.</i>                | 62 |
| <b>Figura 2.10</b> | <i>Elementos de concreto.</i>                                                | 64 |
| <b>Figura 2.11</b> | <i>Diagrama de intersección.</i>                                             | 70 |
| <b>Figura 2.12</b> | <i>Elementos de concreto armado.</i>                                         | 71 |
| <b>Figura 2.13</b> | <i>Diagrama de interacción.</i>                                              | 77 |
| <b>Figura 2.14</b> | <i>Carga Axial.</i>                                                          | 89 |
| <b>Figura 2.15</b> | <i>Cortante.</i>                                                             | 90 |
| <b>Figura 2.16</b> | <i>Momento flexionante.</i>                                                  | 91 |
| <b>Figura 2.17</b> | <i>Análisis en columna M5.</i>                                               | 92 |
| <b>Figura 2.18</b> | <i>Análisis en columna M5.</i>                                               | 92 |
| <b>Figura 2.19</b> | <i>Análisis en columna M5.</i>                                               | 92 |
| <b>Figura 2.20</b> | <i>Elementos Mecánicos del Marco G sentido Y – Carga Axial.</i>              | 93 |
| <b>Figura 2.21</b> | <i>Elementos Mecánicos del Marco G sentido Y – Momento Flexionante.</i>      | 93 |
| <b>Figura 2.22</b> | <i>Datos Analizados en M5.</i>                                               | 94 |
| <b>Figura 2.23</b> | <i>Datos Analizados en M5.</i>                                               | 94 |

|                                                                              |     |
|------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figura 3.1</b> <i>Prodisis para un suelo Tipo II</i> .....                | 102 |
| <b>Figura 3.2</b> <i>Espectros regionales y parámetros espectrales</i> ..... | 102 |
| <b>Figura 3.3</b> <i>Marco 3 – Carga Axial</i> .....                         | 111 |
| <b>Figura 3.4</b> <i>Marco 3 – Cortante</i> .....                            | 112 |
| <b>Figura 3.5</b> <i>Marco 3 – Momento flexionante</i> .....                 | 113 |
| <b>Figura 3.6</b> <i>Datos analizados en Columna M5</i> .....                | 114 |
| <b>Figura 3.7</b> <i>Datos analizados en Columna M5</i> .....                | 114 |
| <b>Figura 3.8</b> <i>Datos analizados en Columna M5</i> .....                | 114 |
| <b>Figura 3.9</b> <i>Datos analizados en Columna M5</i> .....                | 115 |
| <b>Figura 3.10</b> <i>Datos analizados en Columna M5</i> .....               | 115 |
| <b>Figura 3.11</b> <i>Diagrama de interacción</i> .....                      | 121 |
| <b>Figura 3.12</b> <i>Diagrama de interacción</i> .....                      | 126 |

## **Introducción**

El presente trabajo tiene como objetivo hacer un análisis comparativo de los estados límite de un edificio de concreto reforzado de 4 niveles NTC – 2004 y NTC - 2017, enfocada en la inteligencia intrapersonal e interpersonal de Howard Gardner. Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal son una referencia, tanto en ausencia de normativas locales como por mandato legal, en muchos estados y municipios de la República Mexicana, como en todo el País. En 1976, la normativa emitida por el Gobierno del Distrito Federal cambió de ASD a LRFD, este cambio en el criterio de diseño no se limitó al estado límite de carga, sino que también introdujo los estados límite de servicio con la misma importancia, razón por la cual se denomina Diseño por estados límite (Villagrán-Arroyo et al., 2018).

En este contexto, los edificios son estructuras diseñadas para cumplir con las especificaciones establecidas por esta normativa y se les exige una ductilidad durante sismos intensos, considerando que se puede reducir la demanda de ductilidad diseñándolos con cargas laterales estáticas mayores. Por ello, después de recopilar los datos necesarios para el diseño de un edificio, un ingeniero puede estimar aproximadamente la intensidad de un sismo que podría resistir, así como su ductilidad. Los especialistas dedicados al análisis y diseño de estructuras, en su objetivo de conocer el comportamiento en el rango plástico en el que incursionan las estructuras sometidas a cargas laterales han desarrollado técnicas basadas en reglamentos y normas técnicas complementarias estipuladas en análisis de sismos que se han establecido en México así como en otros países con el afán de que las estructuras puedan responder eficazmente a los sismos y mejoren su comportamiento frente a cargas laterales.

Actualmente en los reglamentos mexicanos, el factor de comportamiento sísmico está asociado a la ductilidad que el ingeniero estructurista en convenio con el cliente deben seleccionar. En efecto, los reglamentos emiten criterios para que el ingeniero diseñe una construcción que desarrolle las ductilidades deseadas; sin embargo, no

en todos los casos se logran estas ductilidades ya que existen factores que influyen en el comportamiento dúctil o no dúctil, debido al número de variables comprendidas en la respuesta no lineal de un edificio.

Por lo expuesto, en el presente trabajo se propone realizar una comparativa de los cambios realizados en las normas técnicas complementarias 2004 y 2017, así como los principales cambios en factores de diseño, distorsiones de entrepiso, el término  $f'_c$ , y otros factores que afectan el costo-beneficio de las estructuras en este tipo de diseños estructurales. En el capítulo I, se contemplará los principales conceptos y referencias de la Normatividad en México y como estas directrices técnicas han ido evolucionando con el paso de los años. Asimismo, se hará énfasis en los estados límite, categorías de acciones estructurales y factores de carga, así como los análisis sísmicos y estáticos. En el Capítulo II, se bosquejará el diseño de un edificio de 4 niveles conforme a las NTC 2004, en el que se contemplará aspectos como la bajada de cargas, análisis estructural y sísmico, así como el diseño de elementos de concreto y mampostería; cabe destacar que todos estos aspectos también serán considerados en el Capítulo III en el que se establecerá el diseño de un edificio de 4 niveles, pero bajo las NTC 2017. Finalmente, en el Capítulo IV, se abarcará las principales diferencias entre las NTC 2004 Y 2017 en el que se considerarán aspectos como las distorsiones de entrepiso, espectros de diseño, el término sobre resistencia  $R$ , así como el término  $f'_c$  y  $f''_c$ .

## **Planteamiento del problema**

El diseño de estructuras de concreto reforzado en zonas sísmicamente activas, como la ciudad de México y otras regiones del país, está regulado por las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normativas han experimentado actualizaciones significativas, con un cambio notable de las NTC-2004 a las NTC-2017. A lo largo de estas actualizaciones, se ha buscado mejorar el desempeño sísmico de las estructuras y asegurar la seguridad de los ocupantes mediante la implementación de criterios más estrictos y detallados.

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño sísmico es la ductilidad, la misma que consiste en la capacidad de una estructura para deformarse plásticamente sin perder su capacidad de carga. La ductilidad permite que los edificios absorban y disipen la energía generada durante un sismo, reduciendo el riesgo de colapso. Las NTC-2017 introdujeron cambios en los factores de diseño, distorsiones de entrepiso, y parámetros de resistencia del concreto ( $f'_c$ ), entre otros, lo cual impacta directamente en el costo y la efectividad del diseño estructural.

La problemática central radica en determinar cómo los cambios introducidos en las NTC-2017 respecto a las NTC-2004 afectan la ductilidad y el desempeño sísmico de los edificios de concreto reforzado de 4 niveles. Específicamente, se busca evaluar si las estructuras diseñadas bajo las nuevas normativas cumplen con los niveles de ductilidad previstos y cómo se comparan con las estructuras diseñadas bajo las normas anteriores.

## **Justificación**

La ciudad de México y otras regiones del país son zonas sísmicamente activas donde la seguridad estructural es esencial para proteger la vida de los ocupantes y minimizar los daños materiales en caso de sismos. En este sentido, poder comprender como las actualizaciones de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, específicamente la transición de las NTC-2004 a las NTC-2017, afecta la ductilidad y el desempeño sísmico de los edificios es relevante y de mucha importancia para asegurar que las edificaciones diseñadas bajo las nuevas normativas sean más seguras y efectivas en la disipación de energía sísmica.

En este sentido, las normativas de construcción se actualizan periódicamente para incorporar nuevos conocimientos y tecnologías en el diseño estructural. La comparación de las NTC-2004 y NTC-2017 permitirá entender como las actualizaciones reflejan los avances en la comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras de concreto reforzado, ya que esto permite asegurar que las nuevas regulaciones se alineen con las mejores prácticas internacionales y las últimas investigaciones en ingeniería sísmica. En efecto, poder evaluar el impacto de las NTC-2017 en comparación con las NTC-2004 proporciona una base para mejorar las prácticas de diseño estructural. Los ingenieros estructurales podrán identificar las mejoras y adaptaciones necesarias en sus enfoques de diseño para cumplir con las normativas más recientes, garantizando que las edificaciones sean más resilientes ante eventos sísmicos.

Por lo expuesto, la presente investigación se justifica por razones que abarcan tanto la seguridad estructural como la evolución normativa, así como la aplicación práctica en el ámbito de la ingeniería civil en México. Precisamente, los resultados de esta investigación ofrecerá directrices prácticas para ingenieros y diseñadores, permitiéndoles tomar decisiones más idóneas al aplicar las normativas actualizadas. Esto no solo mejora la calidad de los diseños estructurales, sino que también

contribuye a la formación continua de profesionales en el campo de la ingeniería civil, asegurando que estén al día con los estándares más recientes y comprendan sus implicaciones prácticas.

## **Objetivos**

### **Objetivo general**

Realizar un análisis comparativo del desempeño sísmico y la ductilidad de edificios de concreto reforzado de 4 niveles diseñados conforme a las NTC-2004 y las NTC-2017.

### **Objetivos específicos**

- Analizar la evolución de las Normas Técnicas de Construcción en torno a los diferentes eventos sísmicos ocurridos en México.
- Diseñar un edificio de 4 niveles de acuerdo a la NTC 2004
- Diseñar un edificio de 4 niveles de acuerdo a la NTC 2017
- Realizar un análisis comparativo entre las Normas Técnicas de Construcción 2004 vs 2017

## **1. Antecedentes**

### **1.1 Historia de la normatividad en México**

La evolución de los reglamentos de diseño sísmico se ha dado debido a algún evento sísmico de consideración, ya que en el mismo se evidencian las deficiencias en dichas normativas. En México, se han dado varios cambios en los últimos años, por ejemplo, cuando ocurrió el sismo del 28 de julio de 1957 estaba en vigor un reglamento de construcción que databa de 1942 conocido como: Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal. Diario Oficial, 23 de Julio de 1942. Cabe mencionar que antes del sismo muchos especialistas reconocían el desuso de este reglamento en torno al diseño sísmico, evitando su aplicación y optando por seguir las recomendaciones de otros códigos, como el de los Ángeles o de San Francisco.

El reglamento de 1942 sustituyó a otro emitido en 1920, el mismo que era relativamente limitado en materia de sismo ya que restringía la altura de las construcciones a un máximo de 35 metros y en el que se destacaba una clasificación de construcciones en 8 tipos según su importancia y ocupación. El tipo uno corresponde a construcciones que permanezcan intactas cuando todas las otras han sido destruidas por un temblor, dependiendo de la habilidad y seguridad de las poblaciones, como plantas de bombeo, depósitos de agua potable, estaciones de bomberos, plantas de energía, plantas de tratamiento de aguas negras y monumentos que se desea conservar. El tipo II incluía construcciones para lugares de reunión, que al fallar pongan en peligro la vida de un gran número de personas como, por ejemplo, escuelas, teatros, sala de cinematógrafo y similares. En el tipo III se consideran construcciones para edificios destinados al público sin un gran número de personas; así como otras construcciones que al fallar ponen en peligro a las primeras; por ejemplo, hoteles, casas de viviendas, o departamentos, edificios para despacho, plantas industriales, etc. El IV era para construcciones que permiten almacenar materiales o equipos costosos como almacenes, elevadores de granos, etc., incluyendo también construcciones que al fallar podían poner en peligro a otras

de ese tipo. El V correspondía a residencias de lujo; el VI a cualquier construcción usada como habitación para pocas personas y el VII y VIII a construcciones que no ocasionarían en general daños a seres humanos o a otras estructuras.

Cabe mencionar que, las fuerzas sísmicas se obtenían multiplicando el peso total de la estructura, incluyendo cargas vivas y muertas, arriba del nivel que se considerara, por un coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor supuesto a la aceleración de la gravedad) que valía 0.10 para estructuras tipo I, 0.05 para las de tipo II, 0.025 para las de tipo III A VI, 0.01 para las de tipo VII y 0 para las de tipo VIII. Por otro lado, no se tomaba en cuenta el tipo de terreno en que se construían, ni tampoco el incremento de las aceleraciones en niveles superiores provocado por la flexibilidad de la estructura, lo que suponía una aceleración constante en elevación. Para revisar la capacidad ante cargas verticales y de sismos se permitían incrementos de 33% en los esfuerzos admisibles con respecto a los empleados para la condición de cargas verticales exclusivamente. Con excepción para los lugares de reunión, solo se exigía la presentación de cálculos sobre sismos para edificios cuya altura fuera de más de 16 m. o de dos veces la menor dimensión de la planta.

### ***1.1.1 Normas de emergencia de 1957***

El sismo del 28 de julio de 1957 en San Marcos Gro. cuya magnitud de 7.5, provocó numerosos daños en las construcciones ubicadas en las zonas de terrenos blandos de la ciudad de México. Después de estos sismos se emitieron unas normas de emergencia conocidas como: Modificaciones al Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal para Prevenir los Efectos de los Sismos. Diario oficial 18 de septiembre de 1957, en las que los coeficientes sísmicos eran más grandes y dependían del tipo de suelo en que se construyera: firme, de transición o blando, así como del tipo de estructura y de su destino. Se especificaron también aceleraciones variables, como la altura para obtener una envolvente de fuerzas sísmicas más adecuada. Además, se permitieron estructuras de mayor altura, pero indicando que las de más de 45 m. requerirían un análisis dinámico

especial que garantizará su correcta estabilidad. De igual forma, los suelos se consideraban blandos o de fondo del lago (tipo A), cuando los estratos de arcillas volcánicas altamente compresible y de baja capacidad de carga tenían un espesor de más de 10 m.; de transición (tipo B) en el caso de formaciones de arcilla de compresibilidad, con espesor total menor de 10 m. Y firme o de lomeríos (tipo C) cuando tenían muy baja compresibilidad y alta capacidad de carga (conglomerados y tobas compactas). En caso de duda el tipo de suelo se debería de terminar por medios de sondeos.

Con respecto a su uso, los edificios se agruparon en tres categorías: la A que incluía los tipos I Y II del reglamento de 1942, la B que abarcaba los tipos III A VI y la C con los tipos VII y VIII del reglamento anterior. Por su estructuración, se estableció una clasificación en tres clases: la clase 1 para estructuras de concreto o de acero con muros con relleno que contribuyen a aumentar su rigidez, ligados y distribuidos adecuadamente; la clase 2 para construcciones de concreto o de acero que no tienen elementos ajenos a la estructura que contribuyan aumentar su rigidez, los contraventeos y muros de concreto ligados solidariamente a la estructura, se consideran parte integrante de esta; y la clase 3 para construcciones soportadas únicamente por muros de carga. Los coeficientes sísmicos especificados en la tabla 1.1 son usados para obtener la fuerza cortante en la base de los edificios:

**Tabla 1.1***Coeficientes sísmicos*

| Edificios |       | 1 Tipo de Terreno |                    |               |
|-----------|-------|-------------------|--------------------|---------------|
| Grupo     | Clase | A                 | B                  | C             |
| A         | 1     | Blando<br>0.15    | Transición<br>0.13 | Firme<br>0.12 |
|           | 2     | 0.20              | 0.18               | 0.15          |
|           | 3     | 0.15              | 0.18               | 0.20          |
| B         | 1     | 0.07              | 0.06               | 0.05          |
|           | 2     | 0.10              | 0.09               | 0.07          |
|           | 3     | 0.07              | 0.09               | 0.10          |
| C         | 1,2,3 | 0                 | 0                  | 0             |

Para estimar las fuerzas en diferentes niveles, se suponía una distribución lineal de aceleraciones, con valor nulo en la base y máximo en el extremo superior, tal que la relación  $V/W$  en la base fuera igual al coeficiente sísmico especificado, siendo  $V$  la fuerza cortante por sismo y  $W$  el peso total. Aparentemente, el coeficiente sísmico de las normas de emergencia eran cuatro veces mayor para edificios del grupo B, clase 2, en terreno tipo A; sin embargo cabe destacar que los esfuerzos admisibles en los materiales también se incrementaron considerablemente, ya que para la revisión bajo la acción combinada de efectos del sismo y carga vertical se aceptaron para estructuras de concreto reforzado y esfuerzos en el concreto del doble de los correspondientes a la carga vertical, con la excepción de la tensión diagonal en que solo se aceptaban incrementos de 33%; al respecto, en el acero de refuerzo de grado estructural se aceptan esfuerzos de 90% de límite de fluencia y aceros

especiales de 80% del límite de elasticidad aparente, en cambio para estructuras de acero se aceptan incrementos de 67% en los esfuerzos admisibles. Asimismo, se aceptó también, por primera vez, el empleo de criterios de diseño límite, con factores de seguridad de 1.2 en flexión y de 1.5 en carga axial, para estructuras de concreto reforzado, y de 1.1 y de 1.3 respectivamente para las de acero.

En síntesis, el objetivo de esta modificación en coeficiente sísmico y esfuerzos era obligar a que todas las estructuras se analizaran por sismos; que hubiera inversión en el signo de momentos y que los puntos de inflexión en los momentos flexionantes de las trabes se corrieran hacia el centro de las mismas, dado que hubo muchos casos de fallas por faltas de anclajes adecuado del armado del lecho inferior. Cabe mencionar que las normas de emergencia limitaban los desplazamientos horizontales relativos entre dos puntos sucesivos de restricción de columnas o muros de 0.002 de la diferencia de elevaciones entre dichos puntos, con excepción de las cubiertas de edificios industriales, estructuradas con madera o acero, ubicadas en terreno firme y en la que también se incluyeron disposiciones para tomar en cuenta oscilaciones torsionales.

#### ***1.1.2 Reglamento de 1966.***

En 1957 la Torre Latinoamericana tenía unos dispositivos para medir el desplazamiento relativo entre algunos niveles. El desplazamiento relativo entre la planta baja y el primer nivel permitió estimar que el coeficiente sísmico del temblor del 28 de Julio, para este edificio, fue del orden de 0.04 g (Zeevaert, 1960). Esto se tomó en cuenta al elaborar el reglamento que sustituiría a las normas de emergencia, que se terminó a principios de los años 60, pero que fue publicado en el diario oficial hasta 1966, el mismo que fue conocido como: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Cap. XXX. Diario Oficial, 9 de febrero de 1966. En este reglamento se modificaron varios aspectos de las normas de emergencias anteriores. Los tipos de suelos se redujeron a dos, incorporando la zona de transición al suelo blando y los grupos de edificios por su destino, se modificaron como sigue:

Grupo A: edificios gubernamentales y de servicios públicos (plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, estaciones de bomberos y otros); aquellos cuyo funcionamiento es especialmente importante a partir de raíz de un temblor (como hospitales); aquellos cuyo contenido es de gran valor (como museos) y aquellos con área total construida superior a 40 m<sup>2</sup>, donde existen frecuentemente aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones, terminales y similares).

Grupo B: Construcciones para la habitación privada o de uso público donde no existe frecuente aglomeración de personas; cercas cuya altura exceda 2.5 m., construcciones para guardar materiales y equipo costosos y aquellas cuyas fallas puedan poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.

Grupo C: Construcciones aisladas cuya ejecución no exija la intervención del director responsable de obra y cuya falla por temblor no pueda normalmente causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos o materiales o equipos costosos.

Con respecto a la estructuración se hizo una nueva clasificación en tres tipos: el primero incluía estructuras que se deforman básicamente por flexión de los miembros estructurales al ser sometidas a cargas laterales, como los marcos rígidos formados por columnas metálicas o de concreto y trabes o armaduras o losas planas, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50% de la fuerza cortante de diseño que le tocaría si tuviera aislado, sin requerir para ello muros o contravientos diagonales. Asimismo, se incluían en ese tipo, las construcciones con altura máxima de 7m. o dos pisos, que cumplieran con los requisitos del método estático simplificado. La estructuración tipo 2 en cambio, comprendía aquellas estructuras cuyas deformaciones ante la acción de cargas laterales son debidas esencialmente a esfuerzo constante o fuerza axial en los miembros estructurales, como los edificios soportados por muros de carga o los marcos que no cumplen los requisitos de tipo I, excluyéndose las estructuras de muros de carga de dos niveles

que se incluían en el tipo I. El tercer tipo de estructuración era correspondiente a tanques elevados, chimeneas y construcciones soportadas por una sola hilera de columnas orientada perpendicularmente a la dirección que se analiza o cuyas columnas no estén ligadas con los distintos niveles por elementos rígidos y resistentes capaces de distribuir las fuerzas horizontales adecuadamente.

Los coeficientes sísmicos especificados para estructuras del grupo B se detallan en la tabla 1.2:

**Tabla 1.2**

*Coeficientes sísmicos especificados para estructuras del grupo B*

| <b>Tipo de</b>        | <b>Zona de alta</b>    | <b>Zona de baja</b>    |
|-----------------------|------------------------|------------------------|
| <b>Estructuración</b> | <b>Compresibilidad</b> | <b>Compresibilidad</b> |
| 1                     | 0.06                   | 0.04                   |
| 2                     | 0.08                   | 0.08                   |
| 3                     | 0.15                   | 0.10                   |

Para las estructuras del grupo A estos valores se multiplicaban por 1.3 para las del grupo C no se requería diseño por sismo. En este sentido, se permitía incrementar los esfuerzos admisibles que se debía usar bajo la acción de cargas verticales en 50% para madera y acero estructural o de refuerzo y en 33% para otros metales, concreto o mampostería, al revisar para la acción combinada de cargas verticales y horizontales por sismo. Al respecto, se permitían tres tipos de análisis: uno estático simplificado para construcciones de uno y dos niveles, con muros de carga, que satisfacían una serie de requisitos, en que solo había que verificar que la resistencia al corte de los muros era suficiente; otro estático, en el que las fuerzas sísmicas

actuales en cada nivel se obtenían aplicando la fórmula  $CW (W_i/\sum W_i)$ , donde C es el coeficiente sísmico de la tabla anterior: W el peso total de la estructura,  $W_i$  el peso de cada nivel i, y  $h_i$  su altura con respecto a la base; en este método había que revisar, además de la resistencia al corte de las estructuras, el efecto de momentos de volteo y efectos torsionales debido a la disposición asimétrica de cargas o de elementos resistentes, incrementando la excentricidad calculada en 50% y adicionando una excentricidad accidental de 5% de la máxima dimensión del piso, medido perpendicularmente a la dirección de análisis. Se permitía también valorar las fuerzas sísmicas en cada nivel empleando algún procedimiento de análisis dinámico compatible con las características de los temblores y el comportamiento del subsuelo y de las estructuras. Se proponían en el reglamento espectros de diseño tanto para terreno compresible como para terreno firme, que ya incluían reducciones por concepto de amortiguamiento estructural.

Por otro lado, las fuerzas se calculaban suponiendo los efectos de cada modo de vibrar, pero en ningún caso se aceptaban fuerzas sísmicas de diseño menores que 60% de las obtenidas con el método estático de análisis. Los efectos de momento de volteo y torsiones se valuaban igual que en el método estático, si las excentricidades calculadas no excedían 5% de la dimensión del piso, medida en la dirección de la excentricidad. Los desplazamientos relativos laterales por su parte, se limitaban a 0.002 veces de la diferencia de elevación correspondiente pero, si los elementos que no formaban parte de la estructura estaban ligados a ella de forma tal que no sufrieran daños por las deformaciones de ésta, se admitían, para estructuras del grupo A, deformaciones de 0.003 en la zona de alta compresibilidad y de 0.004 en la de baja y no se ponían limitaciones a las construcciones del grupo B, ni a pisos o cubiertas que normalmente no soportaban cargas vivas.

La separación en colindancias y en juntas de dilatación tenían un mínimo de 5 cm., o el desplazamiento calculado más 0.006 H en la zona de alta compresibilidad o 0.004 H, en la de baja, siendo H la altura sobre el nivel de banquetas. Asimismo, se daban recomendaciones adicionales sobre precauciones en fachada, en elementos que no

forman parte de la estructura, precauciones durante la construcción y criterios generales de análisis de esfuerzos. Se especificaba también que en edificios con área cubierta superior a 10, 000 m<sup>2</sup> o con altura mayor de 45 m. debían instalarse deformímetros y oscilógrafos capaces de registrar con precisión movimientos intensos.

### ***1.1.3 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal***

El reglamento de 1976 estuvo en vigor 10 años, ya que a fines de 1976 fue aprobada una nueva versión con modificaciones importantes en la forma y el contenido conocido como: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Título IV. Requisitos de Seguridad y Servicios para las Estructuras, Diario Oficial, 14 de diciembre de 1976. En cuanto a la forma se adicionaron al cuerpo del reglamento una serie de normas técnicas complementarias para el diseño y construcciones de cimentaciones y para el análisis por viento. Las normas de diseño sísmico se conservaron dentro del título cuarto del reglamento que consistía en los requisitos de seguridad y servicio para las estructuras, pero sufrieron modificaciones importantes con respecto a la versión anterior.

Se volvió a zonificar el Distrito Federal en tres tipos de suelos: blando, de transición y firme y en el que se especificaban coeficientes sísmicos elásticos de 0.24, 0.20 y 0.16 veces la gravedad para terrenos blandos, de transición o firmes respectivamente, pero se reconoció por primera vez, de manera explícita, la ductilidad que pueden desarrollar las estructuras, estipulándose en una tabla de factores de reducción por ductilidad que varían entre 1 y 6 para el cálculo de las fuerzas sísmicas, empleando los coeficientes sísmicos elásticos antes mencionados.

La reducción por ductilidad dependía del material empleado, siendo mayor para estructuras de acero que para las de mampostería u otros materiales frágiles; del tipo de estructuración y de los cuidados al detallar la estructura, reduciéndose hasta 6 veces los coeficientes sísmicos elásticos en estructuras porticadas de acero o concreto reforzado sujetas a una serie de requisitos especiales, limitándose la

reducción a 4 veces, si los marcos no satisfacían todos los requisitos anteriores o si además de ellos existían muros de concreto reforzado estructurales, si los marcos absorbían cuando menos 25% del cortante total en los entrepisos o si los marcos eran de madera; si los marcos o muros de concreto no cumplían con algunos requisitos o había también muros de mampostería macizos, contribuyendo a la resistencia en algún entrepiso, el factor de reducción por ductilidad aplicable era 2 y, si los muros de mampostería eran de piezas huecas, se consideraba ductilidad global de 1.5 cuando el material empleado o el sistema estructural era diferente a los antes mencionados y no se justificaba un valor mayor no se permitía reducciones por ductilidad.

De acuerdo a lo expuesto, los coeficientes sísmicos reducidos para estructuras de marcos de concreto quedaban prácticamente iguales al del reglamento de 1966; sin embargo cabe mencionar que en muchas ocasiones los muros divisorios, de colindancia o de fachadas se consideran como no estructurales, pero no se especifican claramente en los planos constructivos los detalles de construcción que hagan válida esa suposición, dejando holguras adecuadas entre esos muros y la estructura; esto hace que la hipótesis mencionada no sea realista y los muros colaboren en la resistencia de los efectos sísmicos, alterando de manera radical la ductilidad así como los modelos matemáticos empleados en el diseño, el comportamiento de la estructura y la forma en que son resistidas las fuerzas sísmicas, lo que puede causar serios problemas.

Precisamente, otro cambio muy importante entre los reglamentos de 1966 y 1976, se relaciona con la manera de calcular los desplazamientos que surgiría la estructura bajo el sismo de diseño. En el primero se calculaban los desplazamientos relativos entre los dos niveles consecutivos con las fuerzas especificadas y se comparaban con los valores permisibles de 0.002 veces la altura entre esos niveles. En el reglamento de 1976, al reconocer que la ductilidad permitía reducir las fuerzas de diseño, comportándose inelásticamente la estructura bajo el sismo de diseño, se vio que no era posible mantener el cálculo de los desplazamientos con el mismo criterio,

dado que al salir la estructura del intervalo de comportamiento elástico, los desplazamientos se incrementarían, por lo que se especificó que los desplazamientos calculados con las fuerzas reducidas deberían multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad que se hubiera empleado, ya que de este modo se podría obtener los desplazamientos de la estructura bajo el sismo de diseño. Como se indicó anteriormente, los coeficientes sísmicos reducidos, de acuerdo con el reglamento de 1976, resultaban iguales a los de algunas estructuras en el reglamento de 1966, pero los desplazamientos no, ya que estos eran, con el nuevo reglamento, 4 veces más grandes que el anterior. Esto era importante, sobre todo, para definir las holguras necesarias entre los muros no estructurales y la estructura, con el fin de evitar su colaboración a la resistencia, así como para definir las holguras que debían existir entre construcciones colindantes para evitar que se golpearan entre sí.

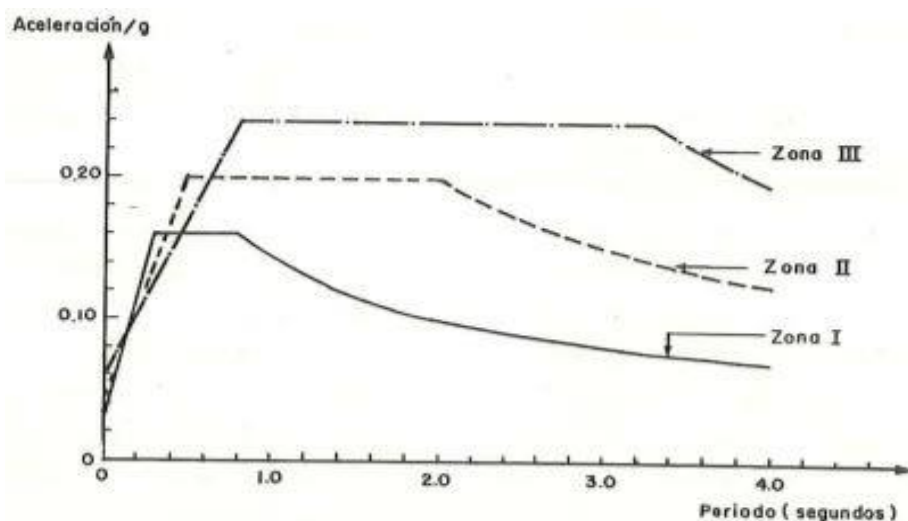
Los desplazamientos permisibles relativos se incrementaron en la misma proporción, llegándose a valores de 0.008 de la diferencia de elevaciones cuando había elementos no estructurales que se podían dañar por el movimiento de la estructura e incrementándose al doble de ese valor (0.016h) cuando se tomaban precauciones especiales para evitar ese daño. Algunos estructuristas no comprendieron el sentido de esta norma y lo que hacían era comparar los desplazamientos permisibles reducidos también, lo que ponía en peligro a los elementos no estructurales y a las construcciones aledañas. Un cambio más, entre el reglamento de 1966 y el de 1976 consistió en aumentar al doble las excentricidades accidentales que debían usarse para el cálculo de efectos torsionales en cada nivel de los edificios, usándose 10% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis en lugar del 5% de esa dimensión, que se especificaba en 1966.

Se permitían también tres métodos de análisis sísmico: el estático simplificado, muy parecido al del reglamento anterior, para el cual se establecían coeficientes sísmicos ya reducidos por ductilidad, en función de la altura de la construcción y de las piezas de mampostería eran macizas o huecas, permitiéndose una altura máxima de 13m. (unos 4 o 5 niveles) para poder aplicarlo; el método estático, válido para estructuras

de hasta 60 m. de altura (unos 20 niveles), incorporándose la posibilidad de reducir las fuerzas de diseño, principalmente en la zona de terrenos firmes, mediante una estimación del periodo de vibración con una fórmula propuesta por el reglamento, y métodos dinámicos, válidos para cualquier altura, aceptándose el dinámico paso a paso, para los que se requería emplear al menos cuatro acelerogramas reales o simulados con efectos comparables a los coeficientes sísmicos especificados. La forma de los espectros de diseño varió ligeramente con los espectros a los del reglamento anterior, tomándose en cuenta para esto, los espectros de respuesta de los acelerogramas obtenidos en distintos sitios de la ciudad desde 1959. Los espectros tienen, en general, tres zonas definidas (figura 1.1)

**Figura 1.1**

*Espectros de Diseño Elásticos, Edificios Grupo B, Reglamento de 1976.*



Una correspondiente a periodos inferiores al primer periodo dominante del terreno, que se considera de 0.3, 0.5 y 0.08 seg., respectivamente para terreno firme, de transición y blando; en esta zona las ordenadas espectrales varían linealmente entre la aceleración del terreno, de 0.03, 0.045 y 0.06 veces la gravedad para periodo nulo hasta el coeficiente sísmico elástico, de 0.16, 0.20 ó 0.24 g. para los tres tipos de

terrenos antes mencionados. La segunda zona es una meseta horizontal, con coordenadas de 0.16, 0.20 y 0.24 veces la gravedad entre el primer y segundo periodos dominante del suelo, especificándose valores de 0.8, 2.0 y 3.3 seg., respectivamente para los tres tipos de suelos, para el segundo periodo dominante, y la tercera zona es de ordenadas espectrales decrecientes del tipo  $c(T_2/T)^r$ , con exponente  $r$  variable según el tipo de suelo, en el mismo orden anterior, entre 0.5, 0.67 y 1.0, donde  $C$  es el coeficiente sísmico elástico,  $T_2$  el segundo periodo dominante del suelo y  $T$  el periodo del modo para el cual se desea calcular la ordenada espectral.

Los factores de reducción por ductilidad que debían usarse con estos espectros variaban según el periodo, siendo iguales a los mencionados antes para periodos mayores al primer periodo dominante del terreno y reduciéndose linealmente hasta uno para periodos comprendidos entre el primer periodo dominante del suelo y un periodo nulo. Esto es, se consideraba que en estructuras rígidas no se alcanza a desarrollar la ductilidad total. Por lo que respecta a los esfuerzos admisibles o los factores de carga y de resistencia que deben emplearse para evaluar la resistencia de estructuras construidas con los distintos materiales, no hubo cambios importantes entre los reglamentos de 1966 y 1976, con excepción de los esfuerzos admisibles en estructuras metálicas donde el incremento en esfuerzos admisibles para la combinación de cargas verticales y accidentales por sismo se redujo de 50% a 33%.

#### ***1.1.4 Modificaciones de emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.***

El reglamento de 1976 fue reconocido como una normativa de vanguardia en la época de su aplicación y con avances notables a nivel mundial; sin embargo, los cambios en las tecnologías y los resultados en las investigaciones llevadas a cabo en México y en el extranjero hicieron necesaria su revisión, la cual se había iniciado hacia fines de 1984, con objeto de recuperar el nivel tecnológico adecuado, reconociendo que un reglamento debe ser un documento dinámico y adaptable a la

realidad. El sismo del 19 de septiembre de 1985 y su réplica del día siguiente aceleraron ese proceso, obligando a emitir unas modificaciones de emergencia que debían emplearse en los proyectos de reparación de todas aquellas construcciones dañadas por estos sismos, así como en construcciones nuevas ubicadas en la zona de terreno blando y de transición, conocida como: Modificaciones de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Diario Oficial, 18 de octubre de 1985

Entre las modificaciones más importantes se encontraban: el incremento de los coeficientes sísmicos-elásticos, a 0.40 g. en la zona blanda y 0.27 g en la zona de transición, conservándose los valores de la zona firme sin cambio. Así mismo las aceleraciones del terreno se cambiaron a 0.10 g. y 0.054 g respectivamente; esta modificación no cubre el espectro de respuesta elástica obtenido con el acelerograma registrado en terrenos de la secretaria de Comunicaciones y Transporte, cerca de la esquina de Xola y Av. Universidad, que corresponde a terreno blando. La ordenada máxima de este espectro para amortiguamiento de 5% del crítico se obtiene para un periodo de 2 s alcanzando un valor igual a la gravedad. Sin embargo, el comportamiento inelástico y las modificaciones hechas al reglamento en otros aspectos probablemente cubrían la diferencia entre lo observado y lo modificado.

Precisamente en el diseño de columnas se modificó el factor de reducción de resistencia de 0.75 a 0.50, cuando se emplean factores de reducción por ductilidad mayores que 2, con objeto de tratar de evitar en el futuro la gran cantidad de fallas de columnas observadas en esta ocasión. Además, la dimensión mínima de columnas se fijó en 30 cm y se aumentaron los requisitos para refuerzo transversal. Por otro lado, y tomando en cuenta que varias de las fallas se debieron aparentemente a sobre carga de las estructuras, se aumentó al doble de la carga viva que debe considerarse en la evaluación de fuerzas sísmicas pasando de 90 kg/m<sup>2</sup> a 180 kg/m<sup>2</sup> para edificios de oficinas.

La altura máxima para edificios en el que es válido el método estático simplificado se redujo a 13 m. a 8.5 m., cambiándose los valores de los coeficientes sísmicos reducidos para este caso. Asimismo, se eliminó el factor de reducción por ductilidad de 6 y para el valor de 4 se aumentaron los requisitos, exigiéndose ahora que los marcos sen capaces de absorber cuando menos el 50% de la fuerza cortante que les tocaría si estuvieran solos cuando el sistema estructural incluye muros o contravientos; además, se incluyeron restricciones adicionales para estructuras de acero y de concreto. Se agregó un nuevo valor de reducción por ductilidad de 3, aplicable a estructuras de marcos con sistemas de piso de losa plana o con vigas de acero de alma abierta (armaduras), siempre y cuando se cumplan varios requisitos, como por ejemplo la consideración de una viga equivalente con ancho menor al especificado anteriormente para el caso de losas planas.

Se incluyó adicionalmente la eliminación de que el máximo valor de excentricidad calculada en cualquier nivel no debe exceder del 20% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis. El reglamento anterior no tenía esta limitación. De igual forma se incluyeron algunas normas sobre diseño de pilotes, sobre daños por hundimientos diferencial, sobre separación en colindancias, detallados de las conexiones entre miembros estructurales, inspección, supervisión y otros conceptos.

#### ***1.1.5 Normas Técnicas 1987***

El 3 de junio de 1987 fue publicada en el Diario Oficial una nueva versión del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal conocida como: **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial, 3 de julio de 1987**. En el título relativo a seguridad estructural (ahora VI en vez de IV), se incorporó algunas de las medidas tomadas a raíz del sismo en las normas de emergencia, otras se cambiaron y otras son nuevas. Entre los aspectos más sobresalientes de esta versión se destaca la clasificación de estructuras por su destino ya que se redujo a dos tipos, eliminando el C anterior, aunque el grupo B se subdividió en 2: B1 Y B2,

según altura y superficie cubierta y zona donde se construirá. La zonificación del Distrito Federal con respecto a tipo de suelo se revisó y se redefinió, considerando que en algunas partes de las zonas II y III, de terreno de transición y blando se introdujeron requisitos más severos. Con respecto a los proyectos arquitectónicos se estableció la necesidad de contar, de preferencia con una estructuración regular para reducir los efectos sísmicos. Se dan también normas sobre acabados y elementos no estructurales que pueden afectar el comportamiento sísmico de la construcción.

En este contexto, se mantiene la modificación en cargas vivas para oficinas estipuladas en las normas de emergencia, diferenciándolas de las cargas vivas para habitación. En ambos casos ya no se hace variar la carga viva en función del área cargada del elemento estructural en estudio, aunque se permiten reducciones si dicha área es mayor que 36 m<sup>2</sup>. La mayor parte de los requisitos de diseño sísmico se pasaron a unas normas técnicas complementarias para diseño por sismo, pero permanecen en el reglamento algunos lineamientos generales sobre métodos de análisis, combinaciones de acciones y coeficientes sísmicos.

Se dan reglas claras para el tratamiento de muros divisorios, incorporándolos a la estructura desde el proyecto o desligándolos de ella para que no obstruyan sus deformaciones cuando no contribuyan a la resistencia y rigidez, sujetándolos adecuadamente y de preferencia haciéndolos a base de materiales débiles o muy flexibles en este caso. Los coeficientes sísmicos de las normas de emergencia para la zona de transición se aumentaron, subiendo a 0.32 g. en vez de 0.27 g. Los de zona firme y blanda quedaron en 0.16g. y 0.40 g. respectivamente. Para estructuras del grupo A el factor de incremento en los coeficientes es de 1.5 en vez de 1.3 del reglamento de 1976; esto se había cambiado desde las normas de emergencia de 1985.

Los desplazamientos laterales permisibles se redujeron a 0.006 h, en vez de 0.008 h, siendo h, la altura de entrepiso o la altura total. Se permiten valores hasta de 0.012 h si no hay posibilidad de dañar elementos no estructurales cuando se mueva la

estructura en vez de  $(0.0016 h)$  del reglamento anterior). La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes debe ser igual a la suma de sus desplazamientos horizontales calculados (sin reducir las fuerzas sísmicas) incrementando en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura de nivel del que se trate, sobre el terreno, en las zonas I, II O III respectivamente. Esto implica que la separación entre dos edificios de 6 pisos de alto ( $H=20$  m.) que cumplan los requisitos de desplazamientos laterales permisibles, debe ser del orden de 48 a 72 cm., en la zona III; para la zona I, los valores anteriores se reducirán a intervalos de 28 a 52 cm en el primer caso y 48 a 72 cm. en el segundo caso. Desde luego, si los desplazamientos calculados no llegan a los límites de  $0.006 H$  o de  $0.012 H$ , estos valores podrán bajar, pero eso requerirá estructuras bastante rígidas.

Los factores de reducción por ductilidad cambiaron su nombre a factores de comportamiento sísmico; se mantuvieron las restricciones de las normas de emergencia en este aspecto. Asimismo, se mantuvo la obligación de denunciar los daños que tengan una estructura por efecto de sismo, viento, explosión, sobre cargas, hundimientos diferenciales u otro concepto, debiéndose elaborar un dictamen técnico en función del cual la estructura podrá dejarse como este o deberá ser reparada, en cuyo caso debe cumplir con este reglamento.

Un aspecto importante en el proyecto y construcción de los edificios del grupo A y del subgrupo B-1, es la necesidad de contar, además del director de la obra, con un corresponsable de seguridad estructural quien deberá revisar que se hayan hecho los estudios necesarios para el proyecto de estructura y cimentación, y revisará dichos proyectos así como los materiales que se emplearán; asimismo, vigilará que la construcción se haga de acuerdo con esos proyectos, y que la construcción de las instalaciones no afecte a los elementos estructurales. Todas las construcciones existentes del grupo A, deberán ser revisadas por un corresponsable en seguridad estructural y en su caso adecuarse para que cumplan con las disposiciones del nuevo reglamento. Al respecto, estas construcciones deberán revisarse cada cinco

años, o después de un sismo intenso para constatar que se encuentran en condiciones de seguridad adecuadas, de acuerdo al mismo reglamento.

En las nuevas normas técnicas completarías para diseño por sismo se establecen los métodos de análisis, estáticos o dinámicos, los espectros para diseño sísmico, los factores reductivos aplicables en función de la ductilidad que pueda desarrollar la estructura o por la adición de dispositivos capaces de disipar energía (una nueva técnica muy promissora, para reducir los efectos sísmicos). El método estático simplificado de análisis es válido para estructuras hasta 13 m. de altura si se cumplen los demás requisitos para aplicarlo.

Con respecto a la norma de emergencia se modificó el coeficiente sísmico de la zona de transición; también se modificó la forma de los espectros de diseño, variando los periodos que definen la zona de ordenadas constantes, que son de 0.2, 0.3 y 0.6 s el primero y de 0.6 y de 1.5 y de 3.9 s, respectivamente para las zonas I, II y III. La aceleración para periodos nulos se considera igual a la altura parte de la ordenada máxima. Por su parte, los requisitos para considerar los distintos valores del factor del comportamiento sísmico,  $Q$  (antes factor de reducción por ductilidad) se revisaron y adecuaron, quedando los valores de 4,3,3, 2,1.5 y 1 de las normas de emergencia, pero aclarándose que, para una dirección de análisis dada se usará para toda la estructura, el mismo valor de  $Q$  corresponde a los diversos entresijos de la estructura. Esto es especialmente importante en aquellos casos en que hay cambios en el sistema estructural en los distintos entresijos.

Asimismo, se establecen una serie de condiciones de regularidad deseable en las estructuras y en caso de que no se tengan esas condiciones se usará el 80% del valor del factor de comportamiento para calcular las reducciones admisibles. En los cálculos de torsión en planta, se pide la determinación del centro de resistencias, que no necesariamente coinciden con el de rigideces, lo cual dificultará este aspecto, pues no es fácil determinar las resistencias de un entresijo. Este requisito fue derogado posteriormente: Damy J. Comentario al inciso al 8.6 de las Normas

Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Revista Ingeniería Sísmica No. 33, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., agosto 1988.

En un apéndice, se incluyen recomendaciones para considerar la interacción suelo-estructura cuando sea relevante. En estos casos, se puede modificar la forma del espectro de diseño basado en los periodos dominantes del suelo en el sitio de construcción, considerando que este apéndice también proporciona un plano del D.F. con esos valores. Por lo que respecta a las normas técnicas completarias para diseño de estructuras de mampostería, concreto reforzado, madera o acero y para el diseño de cimentaciones y por viento hubo también algunos cambios importantes, varios de ellos contemplado en las normas de emergencia y otros nuevos.

En el caso de estructuras de concreto reforzado, un cambio importante consistió en establecer dos calidades de concreto, debiendo emplearse la mejor, el cual requiere un control importante en la sección de materiales y en la fabricación, así como en estructuras de los Grupos A y B-1. Se hicieron también, ajustes en los factores de reducción de resistencia y en los requisitos de detalle para lograr ductilidad en marcos rígidos. En el caso de estructuras de acero el diseño se hará ahora con base en cargas y resistencias últimas en vez de emplear esfuerzos permisibles como antes y en el diseño de cimentaciones se dan también nuevas recomendaciones tomando en cuenta las experiencias obtenidas en los sismos de septiembre de 1985.

#### ***1.1.6 Normas Técnicas 2004***

La NTC-2004 tuvo algunas modificaciones con respecto a la NTC-1987, por ejemplo, en cuanto al recubrimiento, el mismo que es el envoltente de concreto que sirve para proteger al acero ante la intemperie como es: fuego, lluvia, calor, frío, humedad. La NTC-1987 establecía 2.0 cm para columnas y Trabes mientras que la NTC-2004 estableció 2.5 cm para trabes, presentando así un incremento de 0.5 cm en el reglamento del 2004 respecto al de 1987.

Por otra parte, el criterio que se utiliza en el diseño por flexión es el que se estipula tanto en las condiciones reglamentarias del año de 1987 y 2004, las cuales

establecen que la resistencia a flexión de una sección de concreto reforzado debe tener una magnitud que exceda o que al menos sea igual a la del momento último producido por las cargas  $MR \geq Mu$ , en el que  $MR$  es el Momento resistente de sección mientras que  $Mu$  es el Momento último de la trabe, entendiéndose por momento resistente como la resistencia a la flexión al máximo momento flexionante, el mismo que es capaz de soportar una sección de concreto reforzado. Ambas normas, tanto las NTC-1987 y la NTC-2004 establecen que el comportamiento de las estructuras debe ser dúctil en zonas sísmicas y para garantizarlo establece una cantidad mínima y una cantidad máxima de acero equivalente al 75% de la cantidad balanceada obtenida según se estipula en cada reglamento, entendiéndose por ductilidad la capacidad de disipar la energía antes de fallar. En cuanto al refuerzo mínimo, el objeto del refuerzo mínimo es evitar la falla súbita que se produciría al agrietarse la trabe de concreto reforzado, las secciones deberán tener una cantidad mínima de acero para también garantizar un comportamiento dúctil de la trabe, los valores que se establecen respectivamente en ambas normas son:

NTC-1987,  $A_{smi} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$  , NTC-2004,  $A_{smi} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$ , no se presenta modificación alguna para este concepto.

En cuanto al refuerzo máximo, al limitar la cantidad de refuerzo de tensión, se logra que el elemento tenga comportamiento dúctil. Esta cualidad es particularmente deseable en elementos que deban resistir sismos, de allí que en ambas normas el refuerzo de tensión se limita al 75% del que corresponde a la falla balanceada. Además, el área de acero de tensión en secciones de concreto que no deban resistir fuerzas sísmicas será del 90% del que corresponde a la falla balanceada “pb” para la NTC-2004. Los valores que se establecen respectivamente en los reglamentos son:

$$\text{NTC-1987, } \frac{f'c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} bd$$

$p_{\text{máx}} = 0.75 * pb$ , si deban resistir fuerzas sísmicas

$p_{\text{máx}} = pb$ , no deban resistir fuerzas sísmicas.

NTC-2004,  $\frac{f'_{tc}}{f_y} \times \frac{4800\beta_1}{f_y + 6000} bd$ ,  $p_{\max} = 0.75 * p_b$  Si deban resistir fuerzas sísmicas

$p_{\max} = 0.90 * p_b$  No deban resistir fuerzas sísmicas

Donde:  $\beta_1 = 0.85$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_{tc}}{1400} \geq 0.65, \text{ si } f'_{tc} \leq 280 \text{ kg/cm}^2, \text{ si } f'_{tc} > 280 \text{ kg/cm}^2$$

En cuanto al diseño por cortante, es por sí mismo una fuerza directa por lo que es un factor de importancia, ya que puede producir fallas que ocurren sin previo aviso, por lo que debe revisarse y en caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe suministrarle acero por cortante y/o aumentarse dicha sección. De manera comparativa al revisar las expresiones de las NTC-1987 y NTC-2004 por cortante se aprecia que hubo ciertos cambios tal como se indica a continuación:

NTC-1987

$$\text{Si } p < 0.01, V_{CR} = FR * b * d * (0.2 + 30 * Pr) * \sqrt{f'_{tc}}$$

$$p \geq 0.01, V_{CR} = 0.5 * FR * b * d * \sqrt{f'_{tc}}$$

$$\text{Lim} > V_u, V_{CR} = 2 * FR * b * d * \sqrt{f'_{tc}}$$

$$AS_{Vmin} = \frac{3.5xsxb}{f_y * FR} \therefore \text{NTC-1987 } 0.64 \text{ cm}^2 \text{ Estribos \# 2 o 6 mm}$$

NTC-2004

$$\text{Si } p < 0.015, V_{CR} = FR * b * d * (0.2 + 20 * Pr) * \sqrt{f'_{tc}}$$

$$p \geq 0.015, V_{CR} = 0.5 * FR * b * d * \sqrt{f'_{tc}}$$

$$\text{Lim} > V_u, V_{CR} = 2.5 * FR * b * d * \sqrt{f'_{tc}}$$

$$AS_{Vmin} = \frac{0.30x\sqrt{f'_{tc}}sxb}{f_y} \therefore \text{NTC-2004 } 0.98 \text{ cm}^2 \text{ Estribos \# 2.5 ó 7.9 mm}$$

En cuanto a la revisión por flexión, una deflexión excesiva puede comprometer la durabilidad de un miembro estructural. Si la deflexión es visible a simple vista, puede generar preocupación sobre la seguridad de la estructura. Esto hace que las trabes y las losas colgantes sean motivo de inquietud para las personas, aunque sean perfectamente seguras. La deflexión en las trabes de concreto colado in situ, se controla principalmente mediante el uso de alturas mínimas recomendadas que se expresan como el peralte total de la trabe. En el diseño de la trabe, la deflexión excesiva de la trabe puede causar la falla de los acabados o puede dañar otros miembros en contacto con él, por lo que es necesario contar con deformaciones permisibles. Las expresiones para evaluar las deformaciones permisibles máximas por deflexión que marca el Reglamento de Construcciones para el RCDF-1987 y RCDF- 2004 no presentaron cambios tal como se detalla a continuación:

- Desplazamiento vertical, y que afecten a elementos no estructurales como muros de mampostería

$$Y_p = 0.5 + \frac{L}{240}$$

- Desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales

$$Y_p = 0.30 + \frac{L}{480}$$

En cuanto al diseño por torsión, esta ocurre principalmente en construcciones monolíticas de concreto cuando la carga actúa a una distancia perpendicular al eje longitudinal del miembro estructural. Por ejemplo, los elementos estructurales sujetos a momentos torsionantes incluyen una trabe en el extremo de un tablero que soporta un volado, ya que la torsión afecta directamente el equilibrio. Algunas veces estos momentos causan esfuerzos cortantes excesivos originando el desarrollo de importantes grietas más allá de los límites permisibles de servicio, a menos que se proporcione refuerzo especial por torsión.

En esta comparación de revisión por torsión entre las normas NTC-1987 y NTC-2004, se presentaron cambios importantes en sus expresiones. Estos cambios incluyen:

Refuerzo transversal por torsión “A<sub>sv</sub>”

NTC-1987

$$A_{sv} = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ Estribos } \geq \text{N}^\circ 2 \text{ ó } 6.3 \text{ mm}$$

$$A_s = \left( \frac{T_U - T_{CR}}{F_R * X_1 * Y_1 * f_y * \Omega} \right)$$

NTC-2004

$$A_{sv} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ Estribos } \geq \text{N}^\circ 2.5 \text{ ó } 7.9 \text{ mm}$$

$$A_{sv} \min = \frac{0.30 * \sqrt{f_c} * x * b}{f_y}$$

Refuerzo longitudinal por torsión “A<sub>st</sub>”

NTC-1987

$$A_{st} = \left( \frac{2 * A_{sv}}{s} \right) * (X_1 + Y_1) * \frac{f_{yv}}{f_y}$$

NTC-2004

$$A_{st} = \left( \frac{A_t}{s} \right) * p * h * \frac{f_{yv}}{f_y} * \cot^2(45^\circ)$$

Separación de estribos por torsión “s”

NTC-1987

$$s = b - (2 * r) \quad s = \frac{h - (2 * r)}{2}$$

NTC-2004

$$s = \frac{p * h}{8} \quad s = h + b$$

Estos son alguno de los cambios que han surgido en la NTC-2004 con respecto a la NTC-1987.

### **1.1.7 Normas Técnicas 2017**

Actualmente estas Normas son las más completas y actualizadas en el país ya que cuentan con un gran número de consideraciones para el diseño estructural. Tras el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017 se emitieron las NTC de emergencia

para la elaboración de dictámenes; sin embargo, se actualizaron posteriormente publicándose el 15 de diciembre de 2017, las cuales especifican estudios más adecuados del comportamiento del suelo para estructuras, además de ser más rígidas en el proceso de construcción para evitar temas de corrupción en obras y evitar irregularidades que provoquen daños materiales y víctimas mortales en caso de siniestro como fue el caso del sismo del 19 de Septiembre de 2017.

Debido al avance en el conocimiento y desempeño de las estructuras en la Ciudad de México y en toda la República Mexicana, se ha logrado un progreso notable y significativo. Esto ha sido posible gracias a la observación de estructuras instrumentadas en situaciones reales, lo que ha permitido comprender mejor su comportamiento. Además, las investigaciones realizadas en laboratorios, utilizando equipos y sistemas cada vez más sofisticados, han contribuido a esta comprensión. Para garantizar la seguridad de las construcciones, es crucial que se actualicen las Normas Técnicas Complementarias.

En torno a materiales, los cambios significativos que tuvo la NTC-2004, está ligado a la sustitución del  $f'_c$  en lugar de  $f^*c$ . trayendo consigo una consideración adicional en los factores de resistencia, para dejarlos en niveles equivalentes de seguridad a los que se tenían en las normas vigentes. También se introducen modificaciones o ampliaciones en los tipos de aceros que se pueden usar en el refuerzo longitudinal en el diseño de estructuras. Ahora se aceptan aceros de grado 42 y grado 52 de los aceros normales, así como aceros de baja aleación de grado 42 y grado 56. Estos tipos de acero tienen ciertas restricciones para su aplicación; primero, deben cumplir con la norma MX correspondiente y, en segundo lugar, los aceros deben tener una fluencia definida. Por último, la relación entre la resistencia y el esfuerzo de fluencia debe ser al menos 1.25 veces.

El acero para esfuerzos por cortante y torsión sigue estando limitado al grado 42 en cuanto a los esfuerzos de diseño. No obstante, no se restringe la posibilidad de usar aceros de grados superiores, aunque esto sería un desperdicio de las capacidades

de dichos aceros para este tipo de refuerzo. En el capítulo 3, Marcos de Concreto, se incluyen tablas con las estructuraciones más utilizadas en México. En ellas, se permiten todos los tipos de factores de ductilidad para las estructuras con marcos continuos, siempre y cuando se cumplan requisitos específicos para ciertos factores de ductilidad y criterios funcionales para las distorsiones límites.

Para los sistemas mixtos basados en marcos y muros de concreto reforzado, se permiten tres factores de comportamiento, cada uno con requisitos específicos que deben cumplirse. Para los factores de comportamiento sísmico más altos, se requiere que los marcos tengan una cierta capacidad en comparación con los muros. Un cambio significativo se introdujo en los sistemas basados en muros estructurales, donde ahora se permiten factores de comportamiento sísmico altos, siempre y cuando las estructuras con muros a cortante altos tengan la suficiente altura para desarrollar ese comportamiento. Se limita la distorsión límite para estructuras menores a 20 metros y se han realizado cambios en los armados de muros dúctiles, conforme a los capítulos de diseño. Para los marcos rigidizados con contraventeos, se restringen las distorsiones debido a la limitada capacidad de los aceros para permitir deformaciones significativas. Se consideran dos tipos de estructuraciones: aquellas en las que el contraventeo se utiliza para reforzar estructuras existentes y aquellas en las que se emplea para estructuras de alturas importantes.

Por otra parte, los sistemas basados en marcos con muros diafragma son ampliamente utilizados para reforzar estructuras. Se han realizado cambios en los sistemas suspendidos o en voladizo, limitando sus  $Q$  máximas según la capacidad de la estructura, especialmente en zonas sísmicas de alta actividad. Las distorsiones límites son relativamente bajas en comparación con otros tipos de estructuras según la tabla de factores. Además, se introduce un nuevo capítulo denominado Concretos Especiales, que incluye algunos tipos ya existentes como el concreto de alta resistencia y el concreto ligero, así como otros nuevos: concretos autocompactantes, concretos con fibras, concretos reciclados y concretos lanzados. Para cada uno de estos materiales, se presentan sus características específicas, su comportamiento

frente a diferentes tipos de acciones, y sus propiedades como resistencia a la compresión, tensión, módulo de elasticidad, entre otros. Se detalla también cómo modificar las expresiones de diseño para tener en cuenta las particularidades de cada material.

En el capítulo de estados límite de servicio, no se observan cambios significativos en cuanto a los esfuerzos bajo condiciones de servicio, tanto para el cálculo de las deflexiones como para el agrietamiento. Sin embargo, se añade un nuevo inciso que aborda las vibraciones, las cuales se evalúan en función del índice  $k$ , que representa la percepción humana ante las vibraciones. El cálculo de este índice se basa en la amplitud y la frecuencia de las vibraciones.

$$K = d \frac{f^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2}}$$

Se consideran vibraciones aceptables y tolerables hasta el nivel de la clase F. Sin embargo, se recomienda evitar vibraciones de esta magnitud o índice de percepción más allá de esta clase. En cuanto a la construcción con acero de refuerzo, se han añadido requisitos y controles de calidad para las uniones soldadas. Se establece que para que un acero sea soldable, su índice de carbono equivalente debe ser menor al 0.55%. Este requisito no se mencionaba en los criterios de las uniones, a pesar de ser un factor importante para garantizar una soldadura adecuada en las barras de refuerzo. Además, se detallan procedimientos de inspección visual, inspección radiográfica y pruebas destructivas. Se especifica la frecuencia de estas pruebas y los parámetros aceptables para clasificar la eficiencia de las uniones soldadas. En el caso del concreto, se han añadido requisitos específicos que deben cumplir la resistencia a la compresión para los concretos de alta resistencia.

El capítulo 16 es una adición nueva, enfocado en la inspección, evaluación y reparación o rehabilitación de estructuras que ya están en uso o que han experimentado algún tipo de problema durante su vida útil o en su comportamiento.

## **1.2 Estados Límite**

Se llama estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable y en el que se distinguen dos tipos de estados límite: aquellos relacionados con la seguridad, se denominan estados límites de falla y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección debido a cortante, flexión, torsión, carga axial, o cualquier combinación de estos efectos, que se denomina fuerzas internas, constituye un estado límite de falla. Del mismo modo, la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura, el pandeo de uno de sus miembros, el pandeo local de una sección y la falla por fatiga también se consideran estados límites de falla. Es responsabilidad del proyectista asegurarse de que no se produzcan estos estados límite de falla, no solo debido a las acciones que ocurren durante la operación normal de la estructura, sino también debido a las acciones correspondientes a condiciones excepcionales. El otro tipo de falla de estados límite se relaciona con aquellas situaciones que, aun si poner en juego la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la construcción. Estos se denominan estados límite de servicio y comprenden las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivos, así como el daño en elementos no estructurales de la construcción.

En este contexto, el objetivo del diseño estructural puede replantearse como sigue: proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límites de servicio.

Cabe recalcar la importancia de cumplir con ambas condiciones dado que es frecuente que los proyectistas de la estructura se concentran exclusivamente en cumplir con los requisitos de seguridad y descuiden los de servicio, dando lugar a que se presenten situaciones que hacen inservible la estructura, aun cuando sea adecuada su seguridad. Los requisitos de servicio se relacionan principalmente con la rigidez de la estructura y de sus miembros; de ella depende principalmente los movimientos, flechas y vibraciones, que constituyen los aspectos de la respuesta que afectan más frecuentemente el correcto funcionamiento.

Para evaluar si un conjunto determinado de acciones excede algún estado límite, se requiere disponer de procedimientos que vinculen la acción con la respuesta, así como criterios para determinar qué niveles de respuesta constituyen un estado límite. La relación entre la acción y la respuesta se establece mediante procedimientos de análisis estructural que determinan la distribución de fuerzas internas, deflexiones y deformaciones inducidas en la estructura. En caso de no contar con procedimientos de análisis confiables para la estructura en cuestión, se puede recurrir a ensayos en modelos o prototipos para establecer esta correlación. En cuanto a la determinación de las respuestas que constituyen un estado límite de servicio, los códigos establecen valores, generalmente convencionales, basados en el juicio de los expertos y en la experiencia sobre las condiciones que pueden resultar incómodas para los ocupantes o interferir con el funcionamiento adecuado de la construcción. La revisión de los estados límite consiste en ese caso en la comparación entre el valor de la respuesta calculado para las acciones especificadas y el valor fijado como estado límite o valor inadmisible.

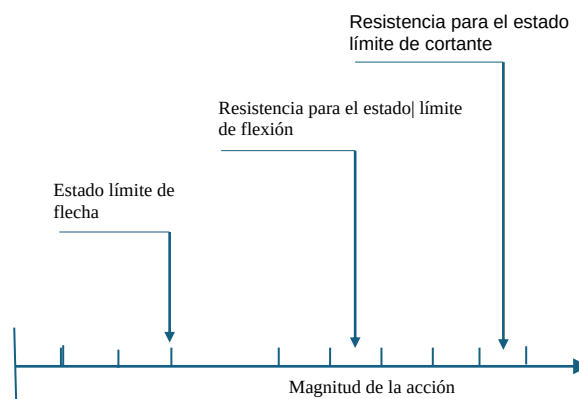
Para revisar si la respuesta de la estructura es adecuada en cuanto a la aparición de algún estado límite de falla, es necesario definir un índice de la respuesta que pueda compararse con la acción o combinación de acciones que afectan la estructura. Para este objeto conviene definir como resistencia de una estructura a la intensidad de la acción hipotética (o combinación de acciones) que conduce a la estructura a un estado límite de falla. La ventaja de esta definición es que las acciones y las

resistencias se miden en la misma escala. En el caso usual en que la revisión de la seguridad se hace por medios analíticos, conviene realizar la comparación a nivel de fuerzas internas; es decir, determinar por medio de un análisis estructural las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que un conjunto dado de acciones produce en las distintas secciones y compararlos con los valores de estas fuerzas internas que la estructura, o cada sección de ella, es capaz de resistir, puede hablarse de tantas resistencias como estados límite de falla puede presentarse, por ejemplo la resistencia a flexión será el momento flexionante máximo que es capaz de resistir la sección.

De la misma forma puede hablarse de resistencia en cortante o torsión. El estado límite que regirá la falla será aquel que se alcance primero al crecer la intensidad de la acción. La resistencia de un elemento estructural o de una sección se determina por métodos experimentales o analíticos en función de las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura, con procedimientos que son peculiares de cada material estructural tal como se muestra en la Figura 2.

### Figura 1.2

*Relación entre acción y resistencia.*



De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones 2017, en torno a los criterios de diseño estructural, se define que se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Según los artículos 148 y 149 del Reglamento, estos estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio.

En este contexto, los estados límite de falla implican la posibilidad de daños económicos o la presencia de condiciones que obstaculizan el funcionamiento adecuado para el cual se ha diseñado la construcción. Por otro lado, los estados límite de servicio incluyen modos de comportamiento que amenazan la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, así como su capacidad para resistir cargas adicionales. La resistencia de diseño se define como la magnitud de una acción o combinación de acciones que podría provocar la aparición de un estado límite de falla en la estructura o cualquiera de sus componentes. En términos generales, la resistencia se expresa en función de las fuerzas internas, o combinaciones de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entiende por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes, así como los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

### ***1.2.1 Estado Límite de Falla***

En base a lo indicado por el Artículo 148 del Reglamento del Distrito Federal, se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. En este sentido, las Normas establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material y tipo de estructura.

Según las Normas y Especificaciones Para Estudios, Proyectos Construcción e Instalaciones 2015, Volumen 4 Seguridad Estructural, Tomo 1 Normas de Disposiciones y Criterios Generales, se considerará que se ha alcanzado el estado límite de falla cuando ocurra cualquiera de las siguientes situaciones:

- Agotamiento definitivo de la capacidad de carga de una estructura o cualquiera de sus miembros.
- La estructura sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga, incluso sin agotar su capacidad de carga.

Además, se clasifica el estado límite de falla en dos categorías:

- Estado límite de falla dúctil: Se presenta cuando la capacidad de carga de la sección, elemento o estructura se mantiene para deformaciones apreciables mayores que las existentes antes de alcanzar el estado límite.
- Estado límite de falla frágil: Se presenta cuando la capacidad de carga se reduce bruscamente al alcanzarse el estado límite.

### **1.2.2 Estado Límite de Servicio**

Según la Norma 2017, los Estados Límite de Servicio para los Desplazamientos en edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables se definen de la siguiente manera:

a) Desplazamiento vertical:

- En el centro de trabes, incluyendo efectos a largo plazo: igual al claro entre 240.
- Para miembros cuyos desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería que no pueden soportar desplazamientos apreciables: igual al claro de la trabe entre 480, medido después de colocar los elementos no estructurales.

- Para elementos en voladizo, los límites anteriores se duplican.

b) Desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura:

- Si se han unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos: igual a la altura del entrepiso dividido entre 500.
- En otros casos: igual a la altura del entrepiso dividido entre 250.
- Para diseño sísmico o por viento, se seguirán las Normas correspondientes.

Aunado a esto, las amplitudes tolerables de los desplazamientos debido a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección antes mencionada. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera que se pueda evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipos sensibles a las situaciones indicadas. Además de lo estipulado en las secciones anteriores, se deberá seguir en base a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias relacionadas con los diferentes tipos de estructuras y los estados límite de servicio de la cimentación.

Por su parte, el estado límite de servicio se relaciona con situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura, pero que no ponen en peligro la estabilidad de la construcción, y este tendrá lugar cuando la estructura llegue a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones y/o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, aunque no se vea afectada su capacidad para soportar cargas. Se considerarán como estados límite de servicio los siguientes:

- Deformaciones, que ocasionen daños inaceptables a la construcción o a construcciones aledañas, o que causen interferencia con el funcionamiento de equipos instalaciones, drenajes y servicios públicos.
- Vibraciones, que afecten el funcionamiento de la construcción, que produzcan molestias o sensación de inseguridad en sus ocupantes.

- Grietas, desprendimientos, astillamientos, aplastamientos, torceduras y otros daños locales que afecten el funcionamiento de la construcción.

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

### **1.3 Categorías de Acciones Estructurales**

Según el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, en su sección Seguridad Estructural de las Construcciones, Título Sexto, se distinguen los siguientes tipos de acciones:

#### ***1.3.1 Acciones permanentes.***

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debido al efecto del esfuerzo, a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos y a la contracción por fraguado del concreto.

#### ***1.3.2 Acciones variables.***

Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. En esta categoría se incluyen: las cargas vivas, que son aquellas generadas por el funcionamiento de la construcción y no son permanentes; así como los efectos de los cambios de temperatura y volumen, los cuales varían con el tiempo.

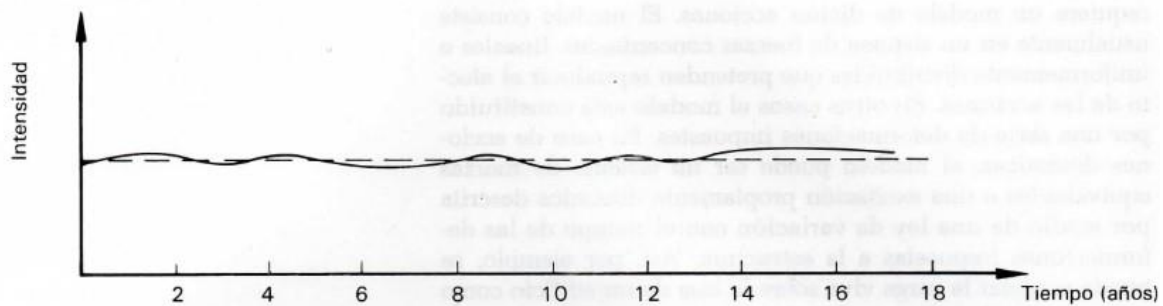
### **1.3.3 Acciones accidentales.**

Estas acciones no son resultado del funcionamiento habitual de la construcción y pueden tener valores importantes en cortos períodos de tiempo durante la vida útil de la estructura. Esta categoría abarca acciones como sismos, viento, oleaje y explosiones, las mismas que están asociadas con fenómenos físicos generalmente complejos y en los que poder evaluar su efecto en la estructura requiere un modelo específico para cada una de ellas. Cabe mencionar que el modelo consiste usualmente en un sistema de fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas que pretenden reproducir el efecto de las acciones y en otros casos el modelo está constituido por una serie de deformaciones impuestas. En caso de acciones dinámicas, el modelo puede ser un sistema de fuerzas equivalentes o una carga de naturaleza dinámica se describe mediante una función temporal que especifica las condiciones impuestas a la estructura. Así, por ejemplo, se puede modelar la carga viva sobre la losa de un edificio como una carga uniformemente distribuida, en puentes como un sistema de cargas concentradas y en un muro sobre una losa como una carga linealmente distribuida. Los modelos de cargas empleados en el diseño a menudo simplifican en exceso el fenómeno real, lo que puede resultar en errores significativos.

La clasificación anterior se basa en la variación temporal de la intensidad de las cargas. Estrictamente, los tres tipos de cargas varían con el tiempo, incluso las cargas permanentes; por ejemplo, la carga muerta varía debido a cambios en la humedad y al desgaste de los materiales por uso o intemperismo. De manera esquemática, esta variación de la carga muerta a lo largo del tiempo puede representarse como en la figura 1.3:

**Figura 1.3**

*Variación de carga muerta en años.*



Por otro lado, las cargas variables alteran su intensidad de manera más pronunciada con el tiempo. Por ejemplo, la carga viva en la losa de un edificio suele variar como se muestra en la figura 1.4, esto se debe a que está compuesta por una parte semipermanente correspondiente al peso de los muebles y equipos, que varía significativamente solo cuando hay cambios en el tipo de ocupación del inmueble, y por otra parte debido al peso de personas y equipos móviles que presentan variaciones continuas y significativas.

**Figura 1.4**

*Variación de carga viva en la losa de un edificio.*

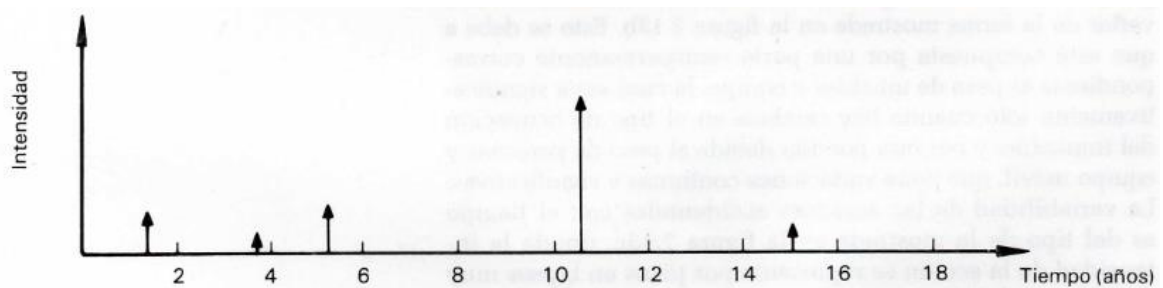


La variabilidad de las cargas accidentales en el tiempo se ilustra en la figura 1.5, donde la intensidad de la carga se representa por picos breves y espaciados, mientras que, en los intervalos restantes, la intensidad puede considerarse nula, ya que no produce efectos significativos. Esta variabilidad es especialmente importante

para definir cómo deben superponerse las diferentes cargas al considerar su efecto conjunto en el diseño de una estructura.

### Figura 1.5

*Variabilidad de las cargas accidentales.*



Para el diseñador, los tres tipos de carga son variables aleatorias debido a la incertidumbre asociada con la determinación de sus efectos en las estructuras. Aunque se pueda asumir que una carga permanente tiene una intensidad constante en el tiempo, esto no implica que dicha intensidad pueda predecirse con precisión. Las fuentes de incertidumbre incluyen la variabilidad inherente al fenómeno que genera la carga, la falta de información disponible sobre las características específicas del fenómeno para la situación de construcción particular, y la ausencia de rigor en el análisis de los efectos de la carga sobre la estructura.

### 1.4 Factores de carga

La actualización de las NTC-RDF en 2017 introduce nuevos parámetros para los factores de carga con el objetivo de asegurar una confiabilidad uniforme, los mismos que se caracterizan en función de las cargas permanentes y variables en un amplio rango. En tal sentido, se determina que las estructuras del Grupo A tienen un factor combinado superior a 1.5, lo que resulta en una sobre dimensionamiento. Por otro lado, para las estructuras del Grupo B, con relaciones de carga variable sobre carga permanente menores a uno, el factor de carga combinado disminuye hasta 1.3, lo

que indica que los nuevos diseños estarán subdimensionados, en ambos casos, con respecto a la normativa anterior.

El procedimiento convencional de reducción de cargas conduce a un factor de carga no uniforme, por lo que se propone un procedimiento alternativo para estandarizarlos. Con la nueva normativa, no se obtiene el mismo resultado al aplicar los factores a las cargas y a las fuerzas internas, por ende, este documento propone un factor de carga global que produce resultados uniformes independientemente del procedimiento utilizado. Según las normas técnicas complementarias 2017 para determinar el factor de carga FC se aplicarán las siguientes reglas:

- a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

2.3.a. Combinaciones de acciones: La seguridad de una estructura debe ser verificada para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Se consideran dos categorías de combinaciones:

- Para las combinaciones que involucren acciones permanentes y variables, se considerarán todas las acciones permanentes actuando sobre la estructura junto con las diferentes acciones variables, asimismo se seleccionará la acción variable más desfavorable con su máxima intensidad, mientras que las demás se tomarán con su intensidad instantánea, o bien, todas ellas con su intensidad media si se están evaluando efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta y carga viva, se utilizará la máxima intensidad de carga viva según la sección 6.1, distribuyéndola uniformemente sobre toda el área. Si se consideran distribuciones de carga viva más desfavorables que la distribución uniforme, se deberán emplear los valores de intensidad instantánea especificados en la sección mencionada.

- En las combinaciones que contengan acciones permanentes, variables y accidentales, se incluirán todas las acciones permanentes, las variables con sus valores instantáneos, y solo una acción accidental en cada combinación. En ambas categorías de combinación, los efectos de todas las acciones se multiplicarán por los factores de carga correspondientes. Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable y;

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

## **1.5 Análisis Sísmico**

Las NTC-2017 para el diseño por sismo, en el capítulo 7, establecen que, para aplicar los requisitos de este capítulo, se tomará como referencia el nivel a partir del cual los desplazamientos de la estructura con respecto al terreno circundante se vuelven significativos. Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se consideran según lo establecido en las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, que tratan sobre efectos de torsión, efectos de segundo orden, efectos bidireccionales, comportamiento asimétrico, péndulos invertidos, diafragmas de piso,

apéndices y contenidos, respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, apéndices y contenidos, se deben seguir las secciones 2.6 y 2.7.

## **1.6 Análisis Estático**

Hay varios métodos para calcular las solicitaciones causadas por el sismo de diseño en la estructura. Estos métodos, aceptados por las normativas, varían en su grado de refinamiento y se dividen en dos grupos principales: estáticos y dinámicos. En los métodos estáticos, se aplica un sistema de cargas laterales a la estructura, y se supone que su efecto estático es equivalente a la acción sísmica. En los métodos dinámicos, se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo, generalmente simplificado.

Durante algunos años, se han estado ofreciendo a los proyectistas programas de diseño altamente eficientes para el análisis sísmico de estructuras. La lista de programas de dominio público es extensa y, para mencionar solo algunos de los más reconocidos, se puede citar el STAAB. PRO, ETABS y el SAP. Programas como los mencionados realizan el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico de estructuras a base de barras, placas, cascarones y otros tipos de elementos, con lo cual es posible modelar de manera muy detallada la estructura y obtener una estimación precisa de su respuesta.

### **1.6.1 Análisis modal espectral (dinámico)**

Los métodos de análisis dinámico aceptados incluyen el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Para aplicar los requisitos de este capítulo, se tomará como referencia el nivel a partir del cual los desplazamientos de la estructura con respecto al terreno circundante se vuelven significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos, se considerarán las cargas muertas y vivas correspondientes, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Los efectos de torsión, de segundo orden, bidireccionales y de comportamiento asimétrico se tendrán en cuenta según lo establecido en las secciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5,

respectivamente. Para el diseño de péndulos invertidos y diafragmas, se deben consultar las secciones 2.6 y 2.7. El análisis modal debe emplear un modelo elástico tridimensional e incorporar el efecto de los modos naturales necesarios, ordenados de acuerdo con sus periodos de vibración decrecientes, para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea igual o mayor al 90% del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos,  $W_{ei}$ , se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{\left( \{\phi_i\}^T [W] \{J\} \right)^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}}$$

Donde  $\{\phi_i\}$  representa un vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibración de la estructura;  $[W]$  es la matriz de pesos de las masas de la estructura; y  $\{J\}$  es un vector conformado por "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y "ceros" en las demás posiciones. Para determinar la contribución de cada modo natural a las fuerzas laterales que afectan a la estructura, se emplearán los espectros de diseño definidos en la sección 3.1, ajustados según los valores de Q y R según lo estipulado en las secciones 3.4 y 3.5. Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $s_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para obtener las respuestas totales  $S$  de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

Cabe mencionar que, los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí, caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC). En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura a base de masas y resortes como el ejemplo de la figura 1.6. En este sentido, si se emplean métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada, de lo contrario debe recurrirse a un modelo simplificado.

Por lo tanto, el método dinámico más empleado en la práctica es el modal o el análisis modal con técnicas de espectro de respuesta. El RDF especifica este método, aceptando que se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Estos deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático y después superponerse. Se determinan los tres primeros modos de traslación, junto con cualquier modo adicional que tenga un período mayor a 0.4 segundos. Para calcular la contribución de cada modo natural a las fuerzas laterales que afectan a la estructura, se utiliza la aceleración correspondiente al espectro de diseño, ajustada por la ductilidad y para el período específico del modo considerado. Una vez analizando todo el proceso de cálculo de todo el edificio que consta de 4 niveles a base de marcos rígidos los cuales 7 marcos se localizan en el sentido X y 3 marcos en el sentido Y. Para la presente comparativa se considera solo el Marco 3 del sentido X considerando los 4 niveles ya que es donde se presenta mayor desplazamiento lateral, apoyado mediante el programa RISA 2D que es de uso educacional.

## 2. DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES DE ACUERDO A LA NTC-2004

### 2.1 Bajada de Cargas

#### 2.1.1 Cargas Muertas

Losa de Azotea

|                                |        |                            |                             |
|--------------------------------|--------|----------------------------|-----------------------------|
| Impermeabilizante =            |        | 5                          | kg/m <sup>2</sup>           |
| Relleno Alijerado=             |        | 80                         | Kg/m <sup>2</sup>           |
| Capa de Compresión             | 0.06 m | X 2400 kg/m <sup>3</sup> = | 144 Kg/m <sup>2</sup>       |
| Peso adicional por Reglamento= |        | 40                         | Kg/m <sup>2</sup>           |
| Instalaciones=                 |        | 10                         | Kg/m <sup>2</sup>           |
| Plafón de Yeso=                | 0.02 m | X 1500 kg/m <sup>3</sup> = | 22.5 Kg/m <sup>2</sup>      |
|                                |        |                            | <b>302 Kg/m<sup>2</sup></b> |

Área sólida= área total-área polistereno

$$\text{Área sólida} = 0.70 \times 0.70 - 1 \times 0.55 = 0.188 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de concreto} = 0.188 \times 0.29 = 0.055 \text{ m}^3$$

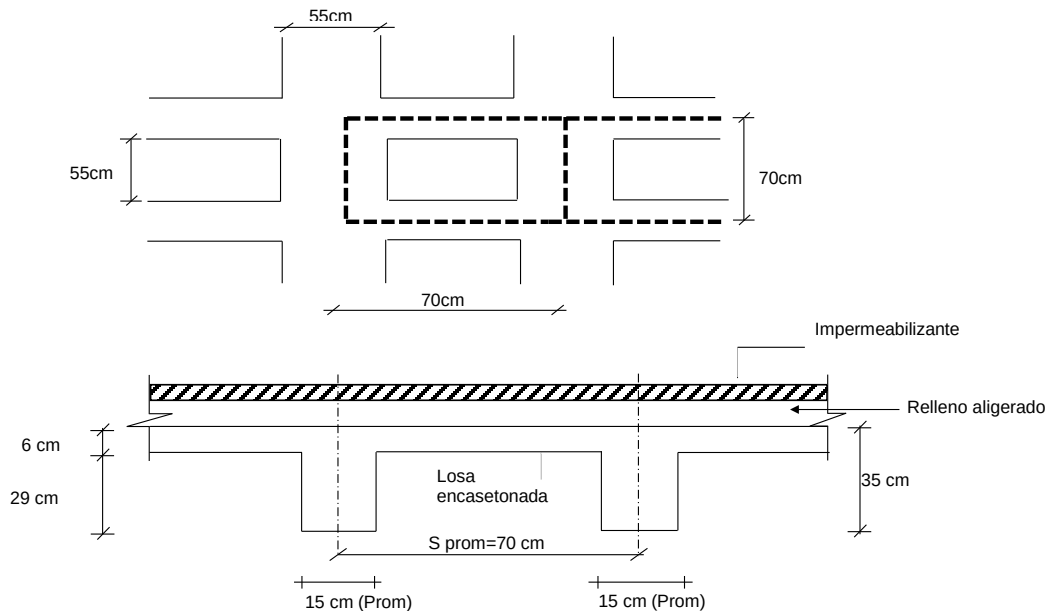
$$\text{Peso} = 0.055 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 130.85 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso/m}^2 = \frac{130.85}{0.70 \times 0.70} = 267.04 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso Promedio de Losa de Azotea} = 301.50 + 267 = 568.54 \text{ kg/m}^2$$

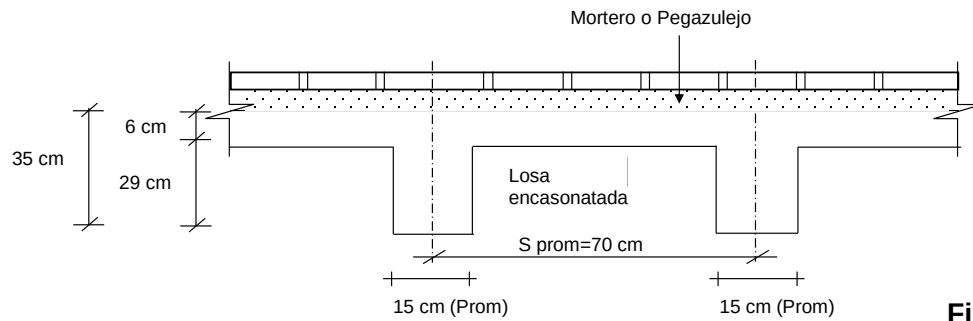
$$C_{\text{maz}} = 568.54 \text{ kg/m}^2$$

**Fig.2.1 Cargas Muertas**



**Fig.2.2 Cargas Muertas en Losas**

## Losa de entrepiso



**Fig.2.3**

|                               |        |   |                        |   |            |                         |
|-------------------------------|--------|---|------------------------|---|------------|-------------------------|
| Peso de loseta                |        |   |                        | = | 20         | Kg/m <sup>2</sup>       |
| Mortero o pegazulejo          | 0.02 m | x | 2200 kg/m <sup>3</sup> | = | 33         | Kg/m <sup>2</sup>       |
| Capa de compresión            | 0.06 m | x | 2400 kg/m <sup>3</sup> | = | 144        | Kg/m <sup>2</sup>       |
| Peso adicional por Reglamento |        |   |                        | = | 40         | Kg/m <sup>2</sup>       |
| Instalaciones                 |        |   |                        | = | 10         | Kg/m <sup>2</sup>       |
| Plafón de yeso                | 0.02 m | x | 1500 kg/m <sup>3</sup> | = | 22.5       | Kg/m <sup>2</sup>       |
|                               |        |   |                        |   | <b>270</b> | <b>Kg/m<sup>2</sup></b> |

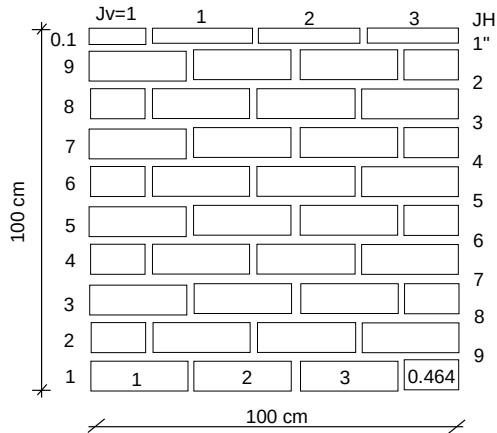
Nota: en nervios en Planta son los mismos datos que para losa de azotea

Peso de nervios= 267.04 Kg/m<sup>2</sup>

Peso Promedio de losa de entrepiso = 269.5 + 267.04

CM<sub>ent.</sub> = 536.54 kg/m<sup>2</sup>

## Peso de muro de Mampostería (Tabicón 14 cm esp.)



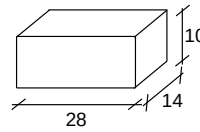
**Fig. 2.4**

H= Hiladas

JH= Juntas horizontales

Jv= Juntas Verticales

Espesor de Juntas= 1 cm



**Fig. 10**

Dimensión de tabicón (cm)

Peso por pie

$$\begin{aligned} & \times 0.14 \quad \times 0.10 \\ & = 1500 \quad \text{kg/m}^3 \\ & = 5.88 \quad \text{Kg} \end{aligned}$$

Comprobación de dimensión vertical =

$$9.1 \text{ hiladas} \times 10 \text{ cm} + 9 \text{ Juntas} \times 1 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

Comprobación de dimensión horizontal = 3.46 hiladas

$$\times 28 \text{ cm} + 3 \text{ Juntas} \times 1 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Número de Piezas} = 9.1 \times 3.464 = 31.52 \text{ pzas}$$

$$\text{Longitud de Juntas} = 1.0 \times 9 + 0.10 \text{ m} \times 3 \times 9.1 = 11.73 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de Juntas} = 11.7 \text{ m} \times 0.14 \text{ m} \times 0.01 \text{ m} = 0.016 \text{ m}^3$$

Peso de Muro por metro cuadrado

$$31.52 \times 6 \text{ kg} = 185.35 \text{ kg}$$

Mortero en juntas

$$0.016 \text{ m}^3 \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 35.20 \text{ kg}$$

Mortero en aplanado en dos caras

$$2 \text{ m}^2 \times 0.02 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^2$$

$$66 = \text{kg}$$

$$\boxed{286.55}$$

Peso de Muros de concreto armado

$$20 \text{ cm de espesor} = 0.20 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$15 \text{ cm de espesor} = 0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$$

Peso de muros de tablaroca

USG tablaroca regular de 1/2"

$$2 \text{ tablero} \times 2 \times 8 = 15.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{bastidores metálicos} = 5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{acabados} = \frac{1}{21.2} \text{ kg/m}^2$$

Distribución de carga muerta en los marcos

se consideran en el sentido "x" 8 marcos

Marco eje 2

Marco eje 3

Marco eje 5

Marco eje 7

Marco eje 10

Marco eje 14

Marco eje 16

Marco eje 17

Para el sentido "y" 3 Marcos

Marco eje A

Marco eje E

Marco eje G

Notas:

- El marco inclinado que se inicia en el eje 3 y que termina en el eje 1 tendrá participación en cuanto a rigidez lateral para ambos sentidos.
- Muro de concreto eje 15 aporta rigidez en x.

En la siguiente figura 2.5 se muestra las Áreas Tributarias

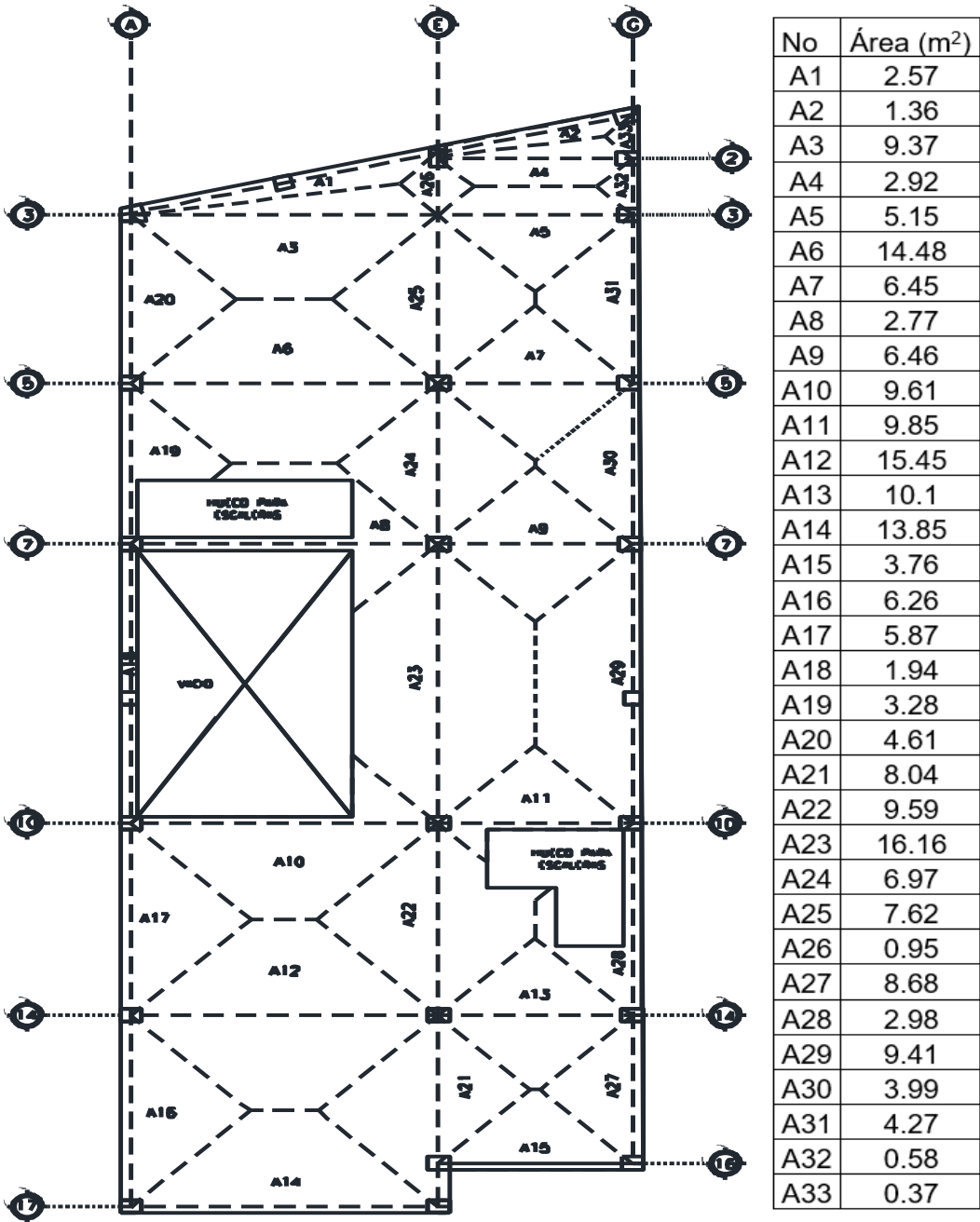


Fig. 2.5

Para dicho Estudio tomamos el Marco ubicado en el Sentido X eje 3.

Donde

$W_{CMA}$  = Peso de la Carga Muerta de Azotea

$W_{CME}$  = Peso de la Carga Muerta de Entrepiso

Tenemos la siguiente área Tributaria

$$A_{T3} = 9.37 \text{ m}^2$$

PESO DE LA CARGA MUERTA DE AZOTEA Y DE ENTREPISO

$$W_{CMA} = 567.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times (9.37 \text{ m}^2) = 5320.57 \text{ kg}$$

$$W_{CME} = 535.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times (9.37 \text{ m}^2) = 5020.73 \text{ kg}$$

REPARTIDA EN EL CLARO CORRESPONDIENTE

$$W_{CMA} = \frac{5320.57 \text{ kg}}{5.70 \text{ m}} = 933.43 \text{ kg/m}$$

$$W_{CME} = \frac{5020.73 \text{ kg}}{5.70 \text{ m}} = 880.83 \text{ kg/m}$$

Peso de Muro de Tabicón Pesado de 15 cm  
donde:

$$h = 3.25 \text{ m}$$

$$\ast W_{\text{muro}}$$

$$= 3.25 \text{ m} \times (286.55) \text{ kg/m}^2$$

$$= 931.29 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{col}} = 288 \text{ kg/m}$$

Donde

$P_{CMA}$  = Peso de la Carga Muerta de Azotea

$P_{CME}$  = Peso de la Carga Muerta de Entrepiso

Tenemos la siguiente área Tributaria

$$A_{T5} = 5.15 \text{ m}^2$$

PESO DE LA CARGA MUERTA DE AZOTEA Y DE ENTREPISO

$$W_{CMA} = 567.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times (5.15 \text{ m}^2) = 2924.32 \text{ kg}$$

$$W_{CME} = 535.83 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times (5.15 \text{ m}^2) = 2759.52 \text{ kg}$$

REPARTIDA EN EL CLARO CORRESPONDIENTE

$$W_{CMA} = \frac{2924.32 \text{ kg}}{3.52 \text{ m}} = 830.77 \text{ kg/m}$$

$$W_{CME} = \frac{2759.52 \text{ kg}}{3.52 \text{ m}} = 783.96 \text{ kg/m}$$

W muro de Concreto de 15 cm

donde:

$$h = 3.25 \text{ m}$$

∗  $W_{\text{muro}}$

$$= 3.25 \text{ m} \times (360) \text{ kg/m}^2$$

$$= 1170.00 \text{ kg/m}$$

W muro de Tabicón

$$= 3.25 \text{ m} \times (286.55 \text{ kg/m}) \times 0.30 \text{ m}$$

$$= 279.39 \text{ kg/m}$$

En la siguiente fig. 2.6 se muestra la distribución de cargas

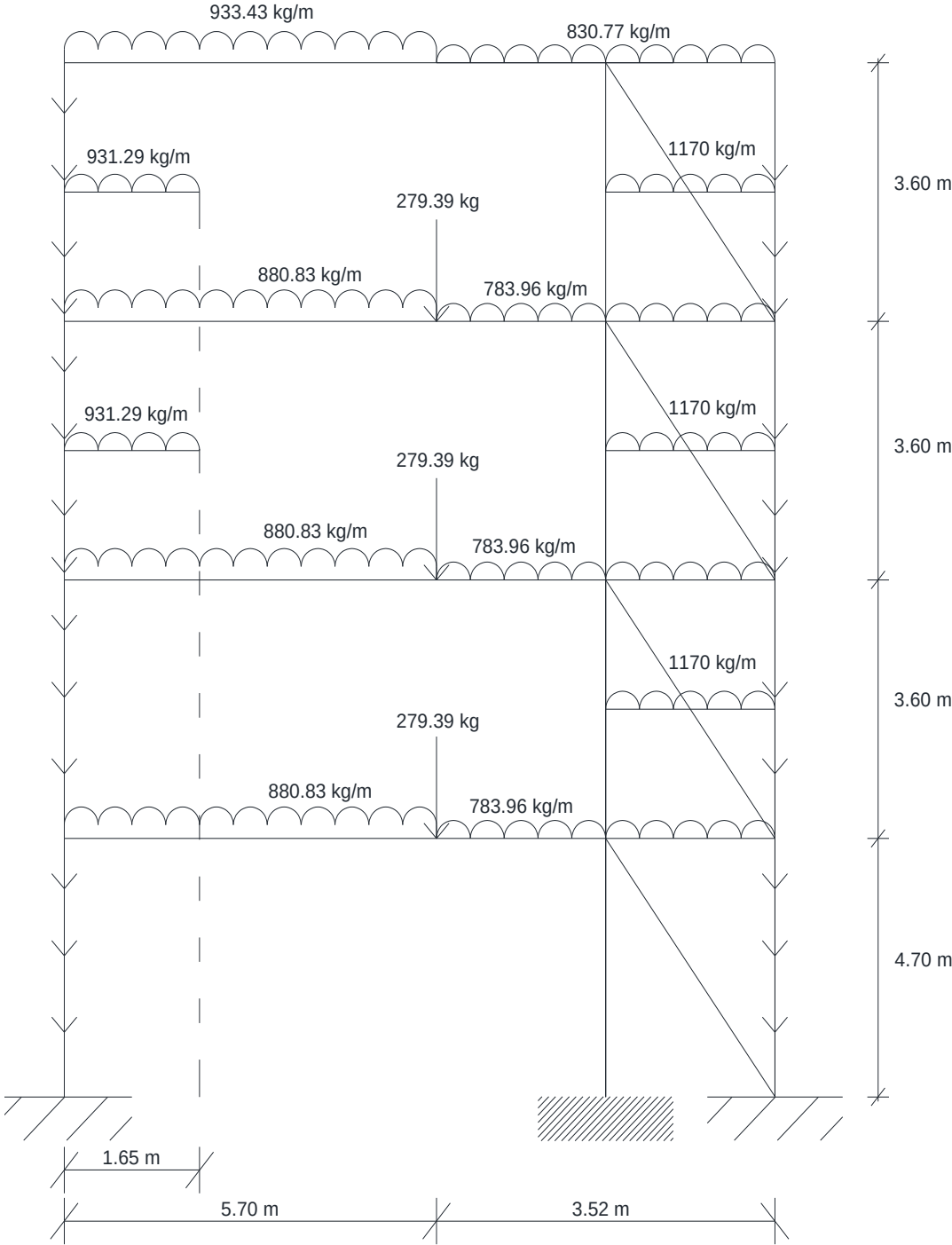


Fig. 2.6

## DATOS

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### Columna

$$A = 30 \times 40 = 1200.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 160000 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359$$

### Castillo

$$A = 30 \times 15 = 450.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 33750 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359$$

### Trabes

$$A = 3000 \text{ cm}^2$$

$$I = 352312.50 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359$$

### Diagonales 1

$$A = 165.278 \times 15 = 2479.17 \text{ cm}^2$$

$$I = 5643586.159 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359$$

### Diagonales 2-4

$$A = 123.484 \times 15 = 1852.26 \text{ cm}^2$$

$$I = 2353651.077 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359$$

Para dicho Estudio tomamos el Marco ubicado en el Sentido Y eje G.

$$A_{T27} = 8.68 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 8.68 \right) \text{m}^2 = 4934.93 \text{ kg}$$

$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 8.68 \right) \text{m}^2 = 4657.14 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{4934.93 \text{ kg}}{3.44 \text{ m}} = 1434.57 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{4657.14 \text{ kg}}{3.44 \text{ m}} = 1353.82 \text{ kg/m}$$

$$A_{T29} = 9.41 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 9.41 \right) \text{m}^2 = 5349.96 \text{ kg}$$

$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 9.41 \right) \text{m}^2 = 5048.81 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{5349.96 \text{ kg}}{6.47 \text{ m}} = 826.89 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{5048.81 \text{ kg}}{6.47 \text{ m}} = 780.34 \text{ kg/m}$$

$$A_{T31} = 4.27 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 4.27 \right) \text{m}^2 = 2427.67 \text{ kg}$$

$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 4.27 \right) \text{m}^2 = 2291.01 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{2427.67 \text{ kg}}{3.91 \text{ m}} = 620.89 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{2291.01 \text{ kg}}{3.91 \text{ m}} = 585.94 \text{ kg/m}$$

$$A_{T28} = 2.98 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 2.98 \right) \text{m}^2 = 1694.25 \text{ kg}$$

$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 2.98 \right) \text{m}^2 = 1598.88 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{1694.25 \text{ kg}}{4.46 \text{ m}} = 379.88 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{1598.88 \text{ kg}}{4.46 \text{ m}} = 358.49 \text{ kg/m}$$

$$A_{T30} = 3.99 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 3.99 \right) \text{m}^2 = 2268.47 \text{ kg}$$

$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 3.99 \right) \text{m}^2 = 2140.78 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{2268.47 \text{ kg}}{3.75 \text{ m}} = 604.93 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{2140.78 \text{ kg}}{3.75 \text{ m}} = 570.88 \text{ kg/m}$$

$$A_{T32} = 0.58 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 0.58 \right) \text{m}^2 = 329.75 \text{ kg}$$

$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 0.58 \right) \text{m}^2 = 311.191 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{329.75 \text{ kg}}{1.31 \text{ m}} = 251.72 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{311.19 \text{ kg}}{1.31 \text{ m}} = 237.55 \text{ kg/m}$$

$$A_{T33} = 0.37 \text{ m}^2$$

$$P_c M_a = 568.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 0.37 \right) \text{m}^2 = 210.36 \text{ kg}$$

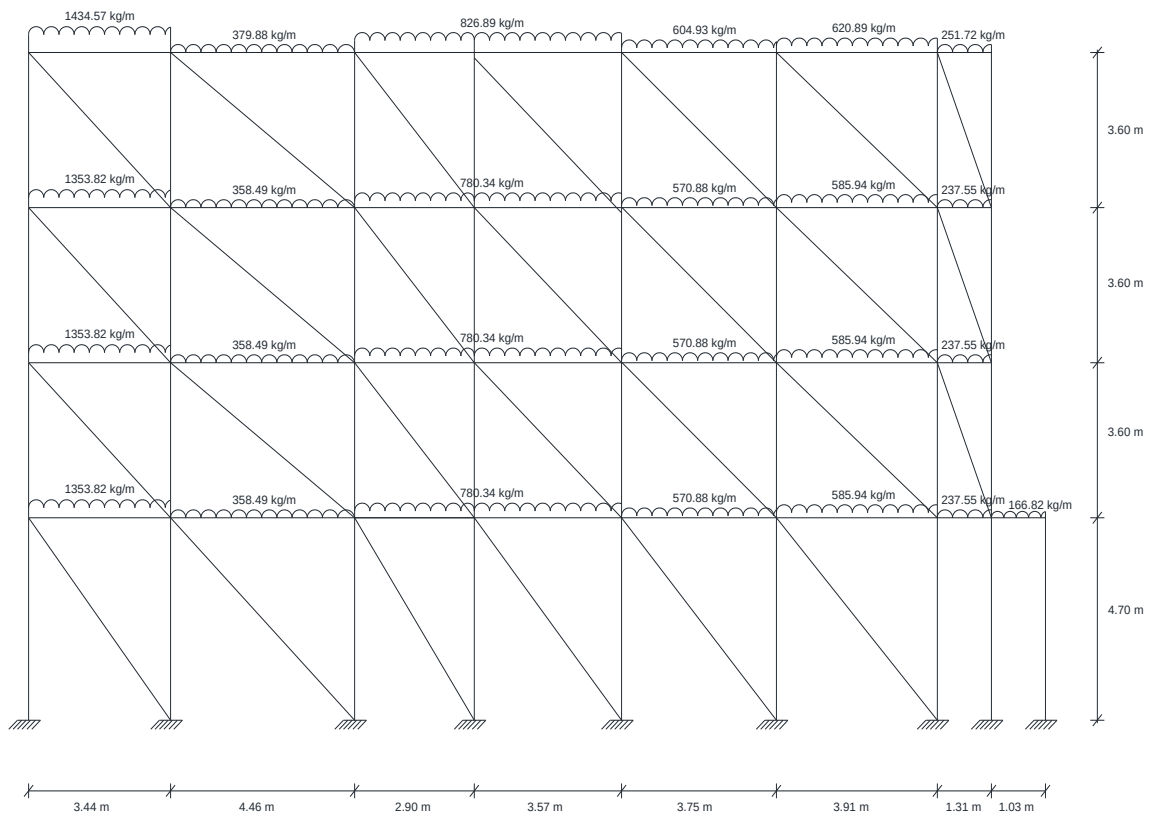
$$P_c M_e = 536.54 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left( 0.37 \right) \text{m}^2 = 198.52 \text{ kg}$$

$$W_c M_a = \frac{210.36 \text{ kg}}{1.19 \text{ m}} = 176.77 \text{ kg/m}$$

$$W_c M_e = \frac{198.52 \text{ kg}}{1.19 \text{ m}} = 166.82 \text{ kg/m}$$

$$\text{Muro de tabicón} = 931.26 \text{ kg/m}$$

$$P1 = 931.26 \text{ kg/m} \times (1.79) = 1666.96 \text{ kg/m}$$



**Fig.2.7** Marco Ubicado en sentido Y

## 2.1.2 Cargas Vivas

**Tabla 2.1**

Carga Viva Gravitacional Wcvg

|                              |   |                       |
|------------------------------|---|-----------------------|
| Azotea Pendiente menor al 5% | = | 100 kg/m <sup>2</sup> |
| Oficinas                     | = | 250 kg/m <sup>2</sup> |
| Comercial                    | = | 350 kg/m <sup>2</sup> |

Carga Viva Accidental Wcva

|                              |   |                       |
|------------------------------|---|-----------------------|
| Azotea Pendiente menor al 5% | = | 70 kg/m <sup>2</sup>  |
| Oficinas                     | = | 180 kg/m <sup>2</sup> |
| Comercial                    | = | 250 kg/m <sup>2</sup> |

Análisis del Marco Ubicado en el Eje 3 para Cargas Vivas  
Tenemos la siguiente área Tributaria

$$A_{T3} = 9.37 \text{ m}^2$$

Carga Viva Gravitacional Wcvg

$$W_{cvg1} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 \times 9.37 \text{ m}^2}{5.70} = 164.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg2} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 \times 9.37 \text{ m}^2}{5.70} = 410.96 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg3} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 \times 9.37 \text{ m}^2}{5.70} = 575.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Viva Accidental Wcva

$$W_{cva1} = \frac{70 \text{ kg/m}^2 \times 9.37 \text{ m}^2}{5.70} = 115.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva2} = \frac{180 \text{ kg/m}^2 \times 9.37 \text{ m}^2}{5.70} = 295.89 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva3} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 \times 9.37 \text{ m}^2}{5.70} = 410.96 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Tenemos la siguiente área Tributaria

$$A_{T5} = 5.15 \text{ m}^2$$

Carga Viva Gravitacional Wcvg

$$W_{cvg1} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 \times 5.15 \text{ m}^2}{3.52} = 146.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg2} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 \times 5.15 \text{ m}^2}{3.52} = 365.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg3} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 \times 5.15 \text{ m}^2}{3.52} = 512.07 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

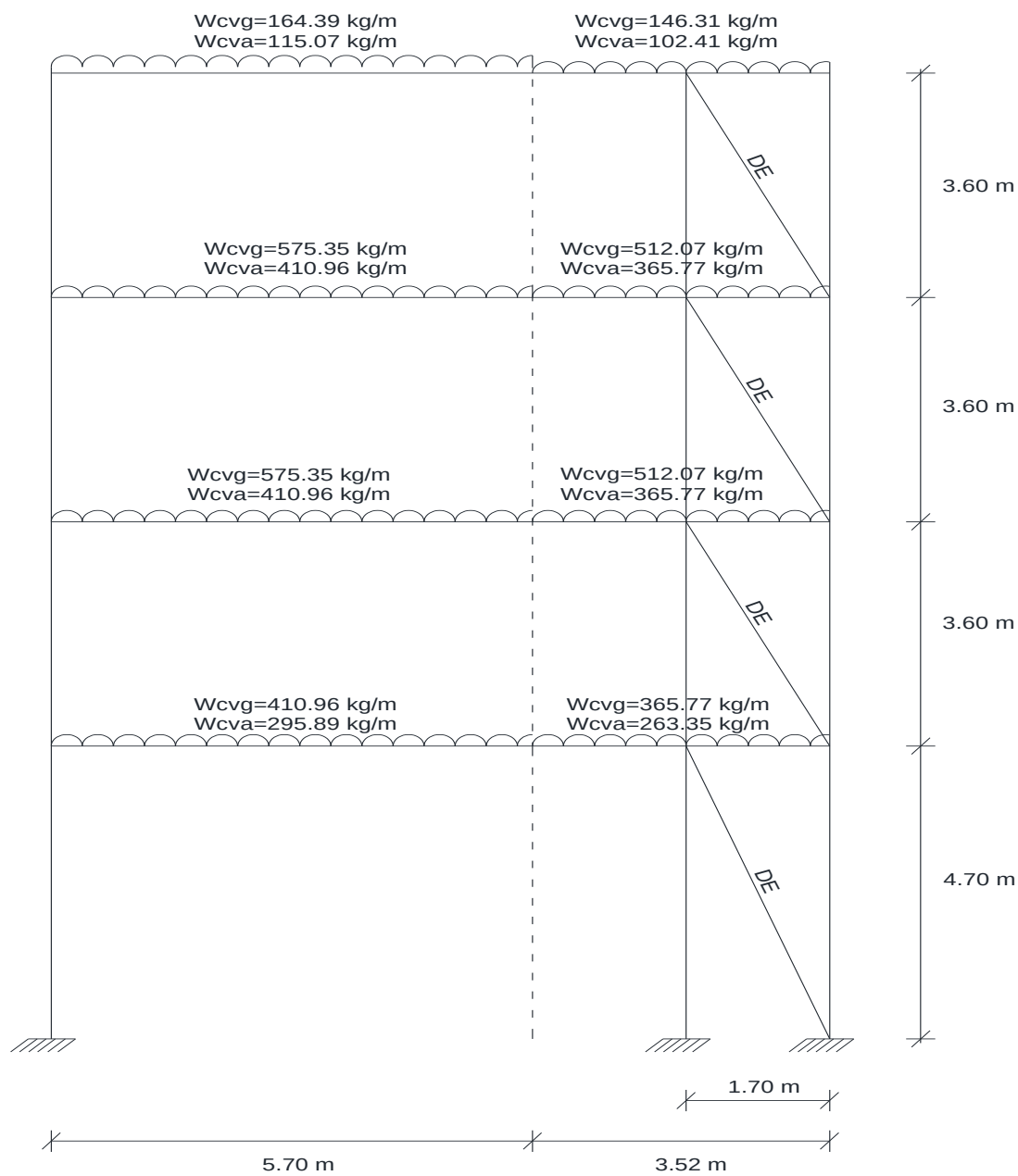
Carga Viva Accidental Wcva

$$W_{cvg1} = \frac{70 \text{ kg/m}^2 \times 5.15 \text{ m}^2}{3.52} = 102.41 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg2} = \frac{180 \text{ kg/m}^2 \times 5.15 \text{ m}^2}{3.52} = 263.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg3} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 \times 5.15 \text{ m}^2}{3.52} = 365.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

En la siguiente fig.2.8 se muestra la distribución de cargas vivas gravitacionales y cargas vivas accidentales.



**Fig. 2.8** Distribución de cargas vivas gravitacionales y accidentales

Análisis del Marco Ubicado en el Sentido Y Eje G para Cargas Vivas

$$A_{T27} = 8.68 \text{ m}^2$$

$$W_{cvg1} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (8.68) \text{ m}^2}{3.44} = 252.33 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg2} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 (8.68) \text{ m}^2}{3.44} = 883.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg3} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (8.68) \text{ m}^2}{3.44} = 630.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva1} = \frac{70 \text{ kg/m}^2 (8.68) \text{ m}^2}{3.44} = 176.63 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva2} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (8.68) \text{ m}^2}{3.44} = 630.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg3} = \frac{180 \text{ kg/m}^2 (8.68) \text{ m}^2}{3.44} = 454.19 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$A_{T29} = 9.41 \text{ m}^2$$

$$W_{cvg7} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (9.41) \text{ m}^2}{6.47} = 145.44 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg8} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 (9.41) \text{ m}^2}{6.47} = 509.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg9} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (9.41) \text{ m}^2}{6.47} = 363.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva7} = \frac{70 \text{ kg/m}^2 (9.41) \text{ m}^2}{6.47} = 101.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva8} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (9.41) \text{ m}^2}{6.47} = 363.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg9} = \frac{180 \text{ kg/m}^2 (9.41) \text{ m}^2}{6.47} = 261.79 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$A_{T31} = 4.27 \text{ m}^2$$

$$W_{cvg13} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (4.27) \text{ m}^2}{3.91} = 109.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg14} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 (4.27) \text{ m}^2}{3.91} = 382.23 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg15} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (4.27) \text{ m}^2}{3.91} = 273.02 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$A_{T28} = 2.98 \text{ m}^2$$

$$W_{cvg4} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (2.98) \text{ m}^2}{4.46} = 66.82 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg5} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 (2.98) \text{ m}^2}{4.46} = 233.86 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg6} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (2.98) \text{ m}^2}{4.46} = 167.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva4} = \frac{70 \text{ kg/m}^2 (2.98) \text{ m}^2}{4.46} = 46.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva5} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (2.98) \text{ m}^2}{4.46} = 167.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg6} = \frac{180 \text{ kg/m}^2 (2.98) \text{ m}^2}{4.46} = 120.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$A_{T30} = 3.99 \text{ m}^2$$

$$W_{cvg10} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (3.99) \text{ m}^2}{3.75} = 106.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg11} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 (3.99) \text{ m}^2}{3.75} = 372.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg12} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (3.99) \text{ m}^2}{3.75} = 266.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva10} = \frac{70 \text{ kg/m}^2 (3.99) \text{ m}^2}{3.75} = 74.48 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cva11} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (3.99) \text{ m}^2}{3.75} = 266.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg12} = \frac{180 \text{ kg/m}^2 (3.99) \text{ m}^2}{3.75} = 191.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

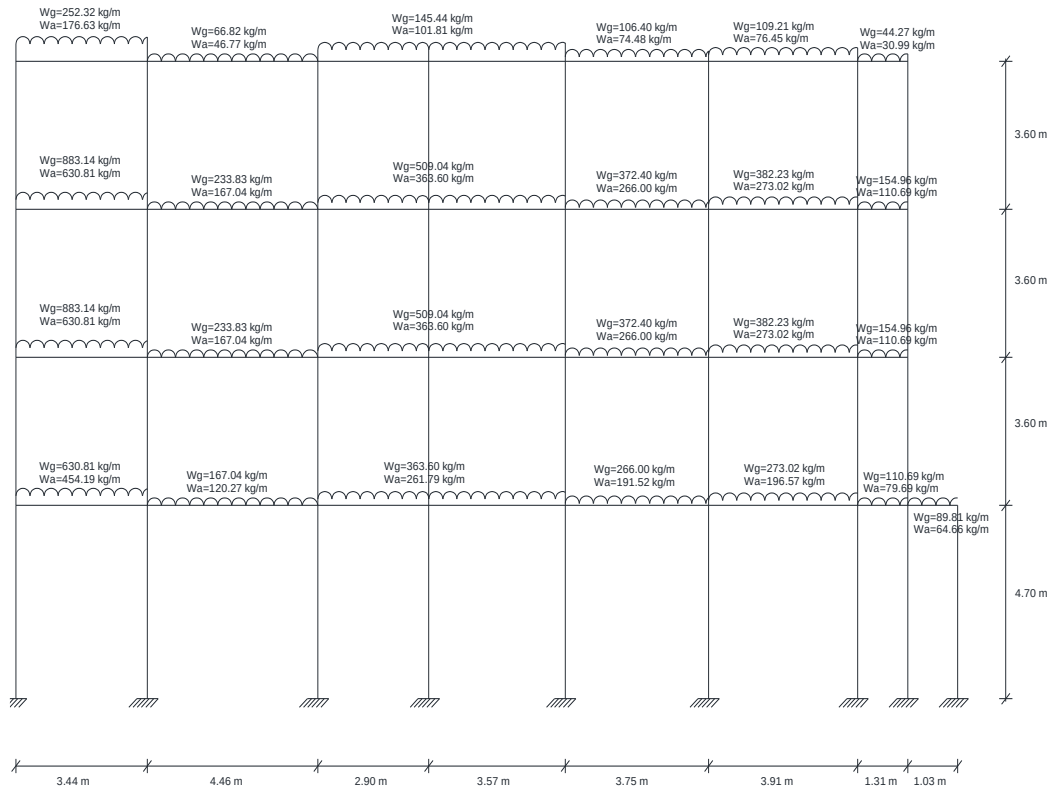
$$A_{T32} = 0.58 \text{ m}^2$$

$$W_{cvg16} = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (0.58) \text{ m}^2}{1.31} = 44.27 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg17} = \frac{350 \text{ kg/m}^2 (0.58) \text{ m}^2}{1.31} = 154.96 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{cvg18} = \frac{250 \text{ kg/m}^2 (0.58) \text{ m}^2}{1.31} = 110.69 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned}
 Wcva_{13} &= \frac{70 \text{ kg/m}^2 (4.27) \text{ m}^2}{3.91} = 76.45 \frac{\text{kg}}{\text{m}} & Wcva_{16} &= \frac{70 \text{ kg/m}^2 (0.58) \text{ m}^2}{1.31} = 30.99 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 Wcva_{14} &= \frac{250 \text{ kg/m}^2 (4.27) \text{ m}^2}{3.91} = 273.02 \frac{\text{kg}}{\text{m}} & Wcva_{17} &= \frac{250 \text{ kg/m}^2 (0.58) \text{ m}^2}{1.31} = 110.69 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 Wcvg_{15} &= \frac{180 \text{ kg/m}^2 (4.27) \text{ m}^2}{3.91} = 196.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}} & Wcvg_{18} &= \frac{180 \text{ kg/m}^2 (0.58) \text{ m}^2}{1.31} = 79.69 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 \\ 
 A_{T33} &= 0.37 \text{ m}^2 \\
 Wcvg_{19} &= \frac{100 \text{ kg/m}^2 (0.37) \text{ m}^2}{1.03} = 35.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 Wcvg_{20} &= \frac{350 \text{ kg/m}^2 (0.37) \text{ m}^2}{1.03} = 125.73 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 Wcvg_{21} &= \frac{250 \text{ kg/m}^2 (0.37) \text{ m}^2}{1.03} = 89.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 \\ 
 Wcva_{19} &= \frac{70 \text{ kg/m}^2 (0.37) \text{ m}^2}{1.03} = 25.15 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 Wcva_{20} &= \frac{250 \text{ kg/m}^2 (0.37) \text{ m}^2}{1.03} = 89.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 Wcvg_{21} &= \frac{180 \text{ kg/m}^2 (0.37) \text{ m}^2}{1.03} = 64.66 \frac{\text{kg}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$



**Fig.2.9** Marco ubicado en el sentido Y eje G para cargas vivas

## 2.2 Análisis Estructural

### 2.2.1 Cálculo de diagonales Equivalentes en Marcos

Formulas

$$w = (0.35 + 0.022\lambda)h$$

$$\lambda = (E_c A_c) / (G_m A_m)$$

donde:

w= Ancho de la diagonal

$\lambda$ = Parámetro de rigideces relativas marco-muro

$E_c$ = Módulo de Elasticidad del Concreto 14000  $(\sqrt{f'c})$

$A_c$ = Área de columnas

$G_m$ = Módulo de cortante de la mampostería  $(0.4 E_m)$

$A_m$ = Área de muro de mampostería

$f'c$ = 250  $\text{kg/cm}^2$

Nota: Si el muro es de mampostería

$$E_m = 12000 \text{ kg/cm}^2$$

Si el muro es de concreto

$$E_m = 2E + 05 \text{ kg/cm}^2$$

**Tabla 2.2**

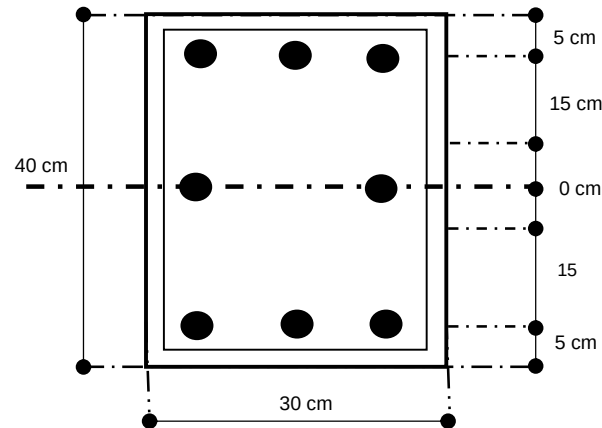
| Marco    | Nivel | Crujilla | $E_c$            | $A_c$         | $G_m$            | $L$ | $A_m$         | $\lambda$ | $h$ | $w$     | $L_d/4$ | Rige    |
|----------|-------|----------|------------------|---------------|------------------|-----|---------------|-----------|-----|---------|---------|---------|
|          |       |          | $\text{kg/cm}^2$ | $\text{cm}^2$ | $\text{kg/cm}^2$ | cm  | $\text{cm}^2$ |           | cm  | cm      | cm      | w       |
| Eje 3    | 1     | 2        | 221359.00        | 825           | 88543.60         | 101 | 1515          | 1.361     | 435 | 165.278 | 111.643 | 111.643 |
| Eje 3    | 2-4   | 2        | 221359.00        | 825           | 88543.60         | 101 | 1515          | 1.361     | 325 | 123.484 | 85.083  | 85.083  |
| Eje A    | 1     | 1        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 146 | 2044          | 27.07     | 435 | 411.350 | 114.712 | 114.712 |
| Eje A    | 2-4   | 1        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 146 | 2044          | 27.07     | 325 | 307.331 | 89.072  | 89.072  |
| Eje A    | 1     | 2        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 412 | 6180          | 8.955     | 435 | 237.946 | 149.785 | 149.785 |
| Eje A    | 2-4   | 2        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 412 | 6180          | 8.955     | 325 | 177.776 | 131.189 | 131.189 |
| Eje A    | 1     | 3        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 416 | 6240          | 8.869     | 435 | 237.122 | 150.474 | 150.474 |
| Eje A    | 2-4   | 3        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 416 | 6240          | 8.869     | 325 | 177.160 | 131.976 | 131.976 |
| Eje A    | 1     | 4        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 260 | 3900          | 14.19     | 435 | 288.045 | 126.695 | 126.695 |
| Eje A    | 2-4   | 4        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 260 | 3900          | 14.19     | 325 | 215.206 | 104.051 | 104.051 |
| Eje A    | 1     | 5        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 327 | 4905          | 11.28     | 435 | 260.222 | 136.050 | 136.050 |
| Eje A    | 2-4   | 5        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 327 | 4905          | 11.28     | 325 | 194.419 | 115.259 | 115.259 |
| Eje A    | 1     | 6        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 346 | 5190          | 10.66     | 435 | 254.293 | 138.956 | 138.956 |
| Eje A    | 2-4   | 6        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 346 | 5190          | 10.66     | 325 | 189.989 | 118.675 | 118.675 |
| Eje A    | 1     | 7        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 361 | 5415          | 10.22     | 435 | 250.053 | 141.321 | 141.321 |
| Eje A    | 2-4   | 7        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 361 | 5415          | 10.22     | 325 | 186.821 | 121.436 | 121.436 |
| Eje E    | 1     | 2        | 221359.00        | 1200          | 88543.60         | 314 | 4710          | 0.637     | 435 | 158.346 | 134.122 | 134.122 |
| Eje E    | 2-4   | 2        | 221359.00        | 1200          | 88543.60         | 314 | 4710          | 0.637     | 325 | 118.304 | 112.977 | 112.977 |
| Eje G    | 1     | 1        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 314 | 4710          | 11.75     | 435 | 264.692 | 134.122 | 134.122 |
| Eje G    | 2-4   | 1        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 314 | 4710          | 11.75     | 325 | 197.758 | 112.977 | 112.977 |
| Eje G    | 1     | 2        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 416 | 6240          | 8.869     | 435 | 237.122 | 150.474 | 150.474 |
| Eje G    | 2-4   | 2        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 416 | 6240          | 8.869     | 325 | 177.160 | 131.976 | 131.976 |
| Eje G    | 1     | 3        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 260 | 3900          | 14.19     | 435 | 288.045 | 126.695 | 126.695 |
| Eje G    | 2-4   | 3        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 260 | 3900          | 14.19     | 325 | 215.206 | 104.051 | 104.051 |
| Eje G    | 1     | 4        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 327 | 4905          | 11.28     | 435 | 260.222 | 136.050 | 136.050 |
| Eje G    | 2-4   | 4        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 327 | 4905          | 11.28     | 325 | 194.419 | 115.259 | 115.259 |
| Eje G    | 1     | 5        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 344 | 5160          | 10.72     | 435 | 254.886 | 138.645 | 138.645 |
| Eje G    | 2-4   | 5        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 344 | 5160          | 10.72     | 325 | 190.432 | 118.311 | 118.311 |
| Eje G    | 1     | 6        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 361 | 5415          | 10.22     | 435 | 250.053 | 141.321 | 141.321 |
| Eje G    | 2-4   | 6        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 361 | 5415          | 10.22     | 325 | 186.821 | 121.436 | 121.436 |
| Eje G    | 1     | 7        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 101 | 1515          | 36.53     | 435 | 501.822 | 111.643 | 111.643 |
| Eje G    | 2-4   | 7        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 101 | 1515          | 36.53     | 325 | 374.924 | 85.083  | 85.083  |
| Eje G    | 2-4   | 8        | 221359.00        | 1200          | 4800.00          | 73  | 1095          | 50.54     | 435 | 635.904 | 110.271 | 110.271 |
| Eje Diag | 1     | 1        | 221359.00        | 1200          | 88543.60         | 588 | 8820          | 0.34      | 435 | 155.505 | 182.854 | 155.505 |
| Eje Diag | 1     | 2        | 221359.00        | 1200          | 88543.60         | 357 | 5355          | 0.56      | 435 | 157.611 | 140.684 | 140.684 |

## 2.3 Diseño de elementos de concreto armado

Diseño de columnas C1 en sentido x

Datos

$P_u = 78.2$  ton       $f'_c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $M_{ux} = 7.56$  ton.m       $f'_c = 170$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $e_x = 0.1$        $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $f'_c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>       $\beta = 0.85$   
 $\epsilon_s = 2000000$        $p = \frac{A_s}{ab}$   
 $A = 30$  cm  
 $b = 40$  cm  
 $\epsilon_{cu}$  = deformación unitaria máxima del concreto



|                   | No.   | Díam. | db(cm) | Av    | No. | Diam. | Av              | As                 |
|-------------------|-------|-------|--------|-------|-----|-------|-----------------|--------------------|
|                   | (Pza) | N°    |        | (cm2) |     |       | cm <sup>2</sup> | (cm <sup>2</sup> ) |
| A <sub>s1</sub> = | 3     | 6     | 1.91   | 2.85  | 0   | 0     | 0               | 8.55               |
| A <sub>s2</sub> = | 2     | 6     | 1.91   | 2.85  | 0   | 0     | 0               | 5.70               |
| A <sub>s3</sub> = | 0     | 0     | 0.00   | 0.00  | 0   | 0     | 0               | 0.00               |
| A <sub>s4</sub> = | 3     | 6     | 1.91   | 2.85  | 0   | 0     | 0               | 8.55               |

**Tabla 2.3**

Datos para elementos de concreto armado

$A_s = 22.80$

$p = 0.019$

**Fig. 2.10**  
Elementos de concreto

Punto. 1 Cálculo de resistencia pura a compresión

$$P_{ro} = 0.85 f'_c A_g + A_s F_y$$

$$= 299768 \text{ kg}$$

$$= 299.77 \text{ tn}$$

$$\epsilon_{y=\frac{f_y}{E_s}} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

Punto. 2 Considerando

$$\text{si } \epsilon'_s > \epsilon_y$$

$$\text{si } \epsilon > 0.002 \therefore f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.85 f'_c x a b$$

$$T =$$

$$C > T \therefore \text{debe reducirse el valor de } C.$$

$$a = \beta * c$$

$$c = 35 \text{ cm}$$

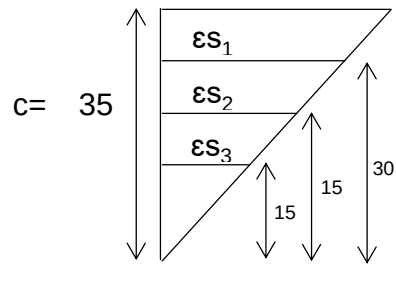
$$a = 29.75 \text{ cm}$$

Por Triangulos semejantes

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{c-d'}{c}$$

$$f_s = \epsilon_s * \epsilon_y$$



|                   |                              |     |           |         |                        |
|-------------------|------------------------------|-----|-----------|---------|------------------------|
| $\epsilon_{s1} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 30$ | $=$ | $0.00257$ | $f's =$ | $4200 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_{s2} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 15$ | $=$ | $0.00129$ | $f's =$ | $2571 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_{s3} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 15$ | $=$ | $0.00129$ | $f's =$ | $2571 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_{s4} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 0$  | $=$ | $0.00000$ | $f's =$ | $0 \text{ kg/cm}^2$    |

Cálculo del momento

Tomando momentos con respecto al eje geométrico de la sección

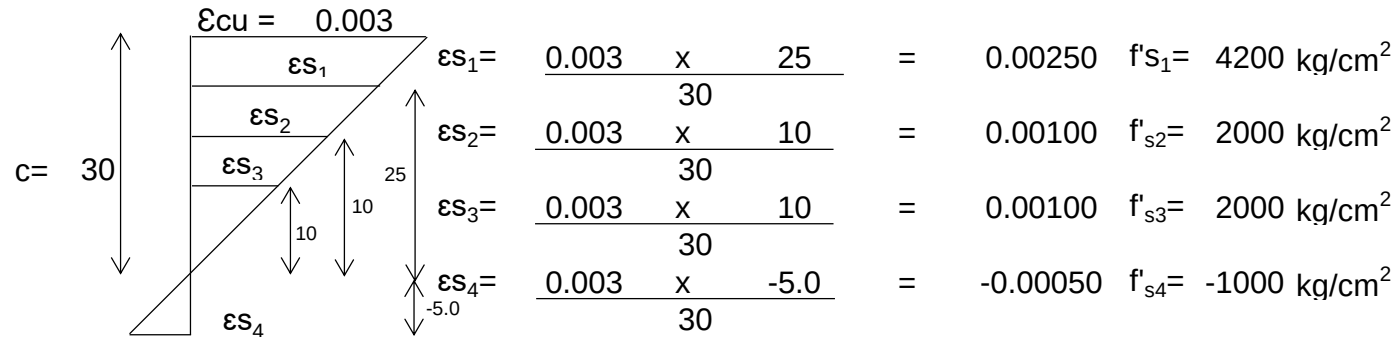
|     | Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |        |
|-----|-----------------|---------------|---------------------|--------|
| C1= | 151.73          | 5.125         | 777.59              | bloque |
| T1= | 35.91           | 15.00         | 538.69              | acero  |
| T2= | 14.66           | 0.00          | 0                   | acero  |
|     | 0.00            | 0.00          | 0                   | acero  |
| T3  | 0.00            | -15.00        | 0                   | acero  |
|     | 202.30          |               | 1316.28             |        |

$$P = 202.3 \text{ ton}$$

$$M = 13.16 \text{ ton.m}$$

Punto. 3 Considerando

tent.  $c = 30$  cm  
 $a = 25.5$  cm

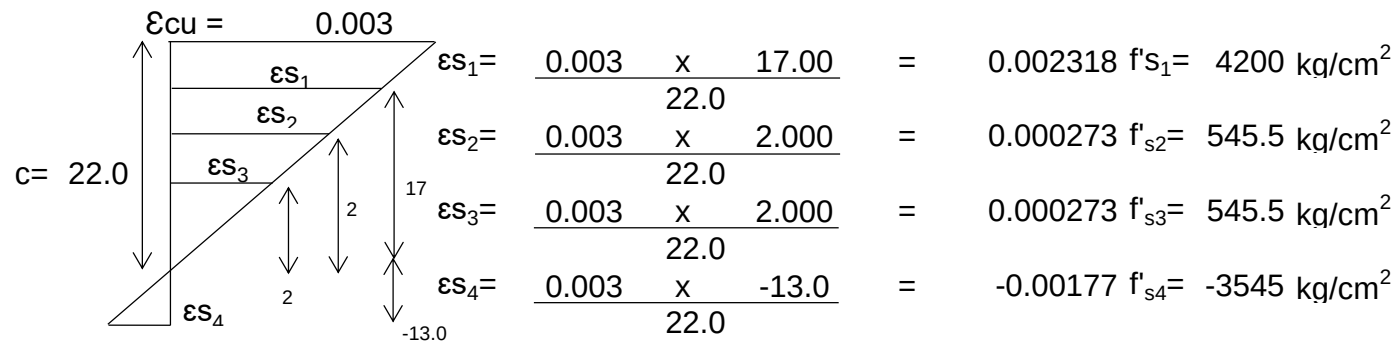


| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 130.05          | 7.25          | 942.863             |
| 35.91           | 15.0          | 538.693             |
| 11.40           | 0.0           | 0                   |
| 0.00            | 0.0           | 0                   |
| -8.55           | -15.0         | 128.26              |
| 168.81          |               | 1609.82             |

$P = 168.8$  ton  
 $M = 16.1$  ton.m

Punto. 4 Considerando

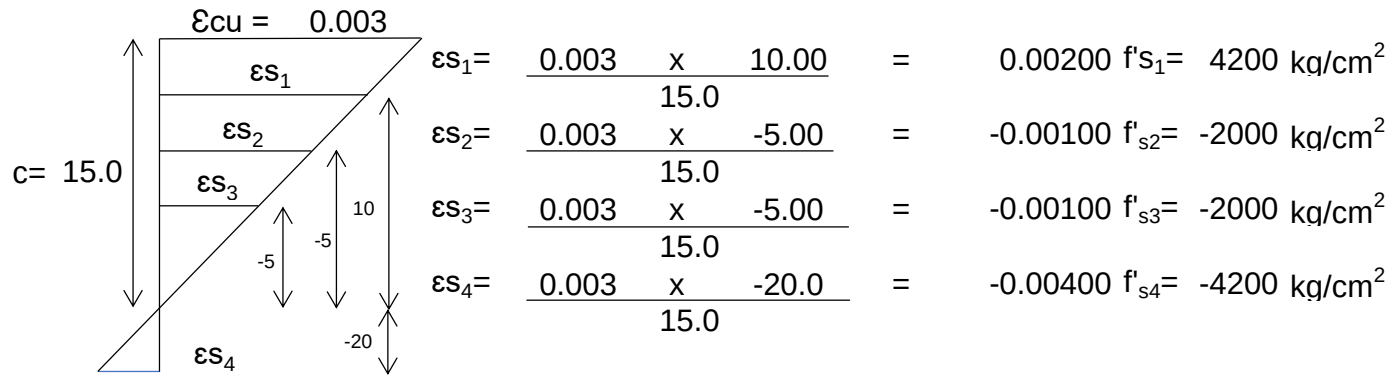
tent.  $c = 22$  cm  $a = 18.70$



| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |               |
|-----------------|---------------|---------------------|---------------|
| 95.37           | 10.65         | 1015.69             |               |
| 35.91           | 15.0          | 538.69              |               |
| 3.11            | 0.0           | 0                   |               |
| 0.00            | 0.0           | 0                   | P= 104.1 ton  |
| -30.32          | -15.0         | 454.74              | M= 20.1 ton.m |
| 104.08          |               | 2009.13             |               |

Punto. 5 Considerando

tent.  $c = 15$  cm  $a = 12.75$

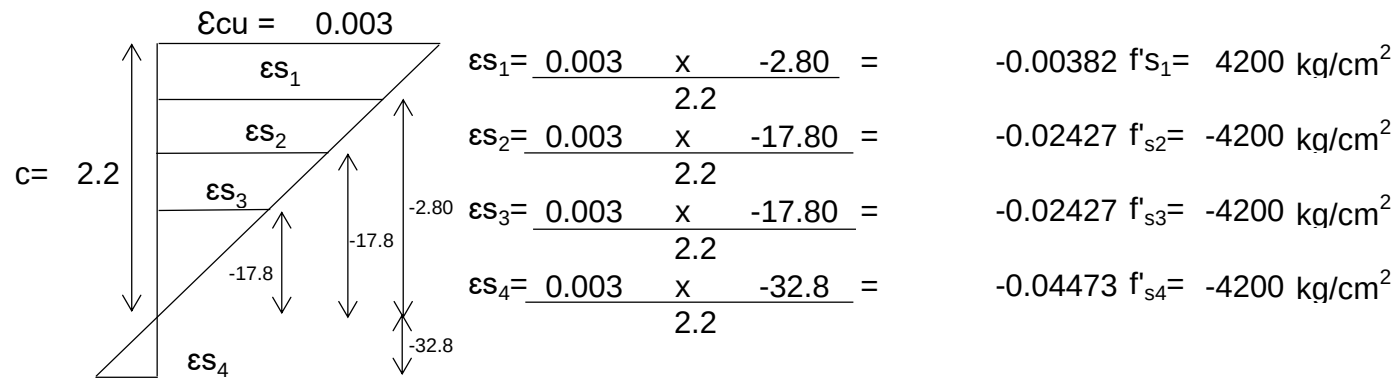


| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 65.03           | 13.63         | 885.97              |
| 35.91           | 15.0          | 538.69              |
| -11.40          | 0.0           | 0.00                |
| 0.00            | 0.0           | 0.00                |
| -35.91          | -15.0         | 538.69              |
| 53.62           |               | 1963.35             |

$P = 53.6$  ton  
 $M = 19.6$  ton.m

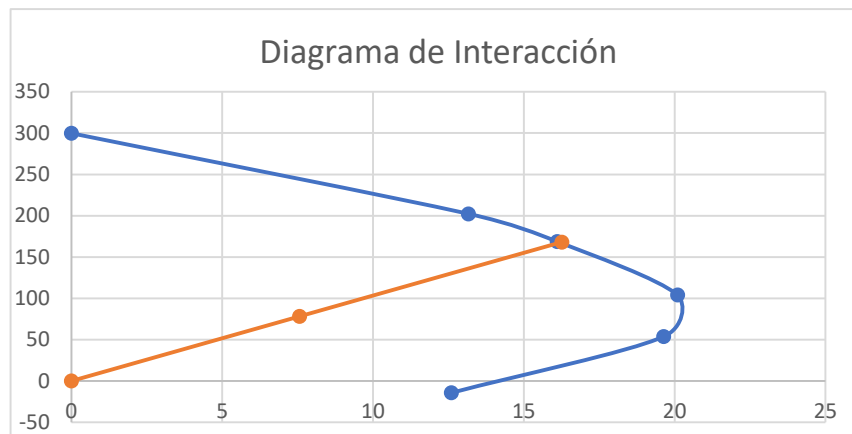
Punto. 6 Considerando

tent.  $c = 2.2$  cm  $a = 1.87$



| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 9.54            | 19.07         | 181.82              |
| 35.91           | 15.0          | 538.69              |
| -23.94          | 0.0           | 0.00                |
| 0.00            | 0.0           | 0.00                |
| -35.91          | -15.0         | 538.69              |
| -14.40          |               | 1259.21             |

-14.40  
12.59



**Fig. 2.11**

| PUN | M     | P      |
|-----|-------|--------|
| 1   | 0     | 299.77 |
| 2   | 13.16 | 202.3  |
| 3   | 16.1  | 168.8  |
| 4   | 20.1  | 104.1  |
| 5   | 19.6  | 53.6   |
| 6   | 12.59 | -14.40 |

| PUN | M     | P      |
|-----|-------|--------|
| 1   | 0     | 0      |
| 2   | 7.56  | 78.15  |
| 3   | 16.25 | 168.02 |

2.2

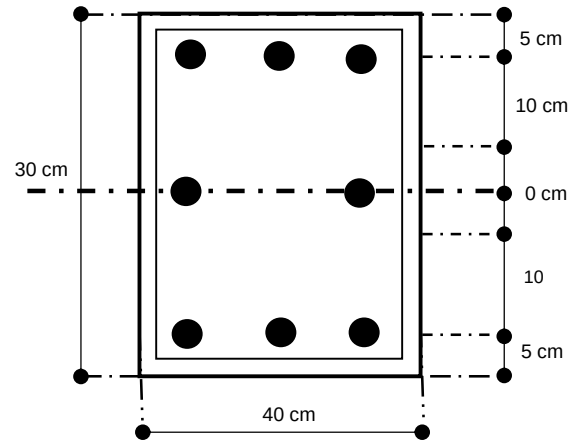
$P_{nx} = 168.0$

## 2.4 Diseño de elementos de concreto armado

Diseño de columnas C1 en sentido Y

Datos

$P_u = 78.2$  ton       $f'_c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $M_{uy} = 3.17$  ton.m       $f''_c = 170$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $e_y = 0.04$        $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $f^*_c = 200$  kg/cm<sup>2</sup>       $\beta = 0.85$   
 $\epsilon_s = 2000000$        $p = \frac{A_s}{ab}$   
 $A = 30$  cm  
 $b = 40$  cm  
 $\epsilon_{cu}$  = deformación unitaria máxima del concreto



| No.<br>(Pza) | Díam.<br>N° | db(cm) | Av<br>(cm <sup>2</sup> ) | No.  | Diam. | Av<br>cm <sup>2</sup> | As<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-------------|--------|--------------------------|------|-------|-----------------------|--------------------------|
| $A_{s1} =$   | 3           | 6      | 1.91                     | 2.85 | 0     | 0                     | 8.55                     |
| $A_{s2} =$   | 2           | 6      | 1.91                     | 2.85 | 0     | 0                     | 5.70                     |
| $A_{s3} =$   | 0           | 0      | 0.00                     | 0.00 | 0     | 0                     | 0.00                     |
| $A_{s4} =$   | 3           | 6      | 1.91                     | 2.85 | 0     | 0                     | 8.55                     |

**Tabla 2.4**

Datos para elementos de concreto armado

**Fig. 2.12**  
Elementos de concreto armado

$A_s = 22.80$

$p = 0.019$

Punto. 1 Cálculo de resistencia pura a compresión

$$P_{ro} = 0.85 f'_c A_g + A_s F_y$$

$$= 299768 \text{ kg}$$

$$= 299.77 \text{ tn}$$

$$\epsilon_{y=\frac{f_y}{E_s}} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

Punto. 2 Considerando

$$\text{si } \epsilon'_s > \epsilon_y \quad \text{si } \epsilon > 0.002 \quad \therefore f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 0.85 f'_c x a b$$

$$T =$$

$$C > T \quad \therefore \text{debe reducirse el valor de C.}$$

$$a = \beta * c$$

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

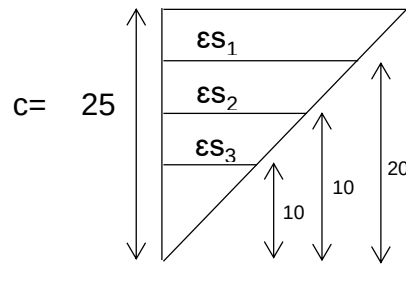
$$a = 21.25 \text{ cm}$$

Por Triangulos semejantes

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{c-d'}{c}$$

$$f_s = \epsilon_s * \epsilon_y$$



$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{0.003}{25} \times 20 = 0.00240 \quad f's = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \epsilon_{s2} &= \frac{0.003}{25} \times 10 = 0.00120 \quad f's = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \epsilon_{s3} &= \frac{0.003}{25} \times 10 = 0.00120 \quad f's = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \epsilon_{s4} &= \frac{0.003}{25} \times 0 = 0.00000 \quad f's = 0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del momento

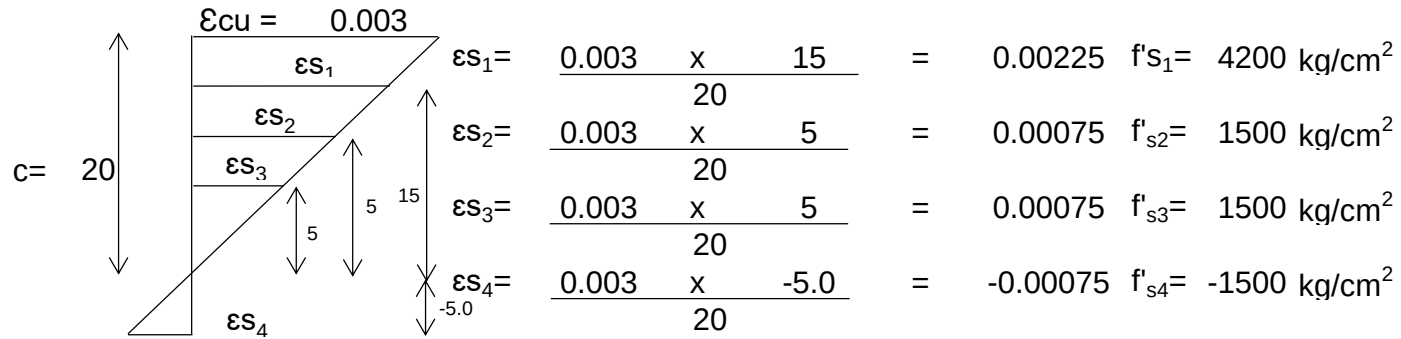
Tomando momentos con respecto al eje geométrico de la sección

|     | Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |        |
|-----|-----------------|---------------|---------------------|--------|
| C1= | 144.50          | 4.375         | 632.19              | bloque |
| T1= | 35.91           | 10.00         | 359.13              | acero  |
| T2= | 13.68           | 0.00          | 0                   | acero  |
|     | 0.00            | 0.00          | 0                   | acero  |
| T3  | 0.00            | -10.00        | 0                   | acero  |
|     | 194.09          |               | 991.32              |        |

$$\begin{aligned} P &= 194.1 \text{ ton} \\ M &= 9.91 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Punto. 3 Considerando

tent.  $c = 20$  cm  
 $a = 17$  cm

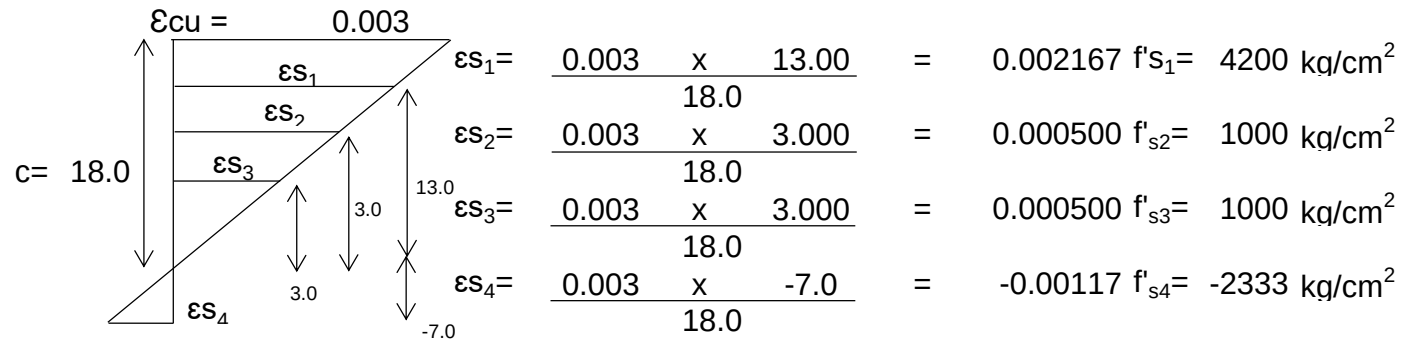


| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 115.60          | 6.50          | 751.4               |
| 35.91           | 10.0          | 359.129             |
| 8.55            | 0.0           | 0                   |
| 0.00            | 0.0           | 0                   |
| -12.83          | -10.0         | 128.26              |
| 147.24          |               | 1238.79             |

$P = 147.2$  ton  
 $M = 12.4$  ton.m

Punto. 4 Considerando

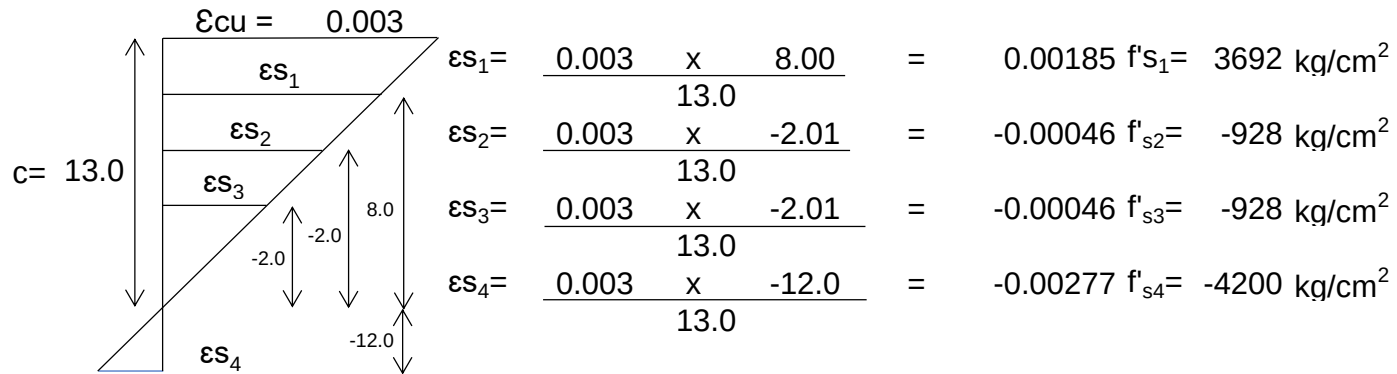
tent.  $c = 18$  cm  $a = 15.30$



| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |               |
|-----------------|---------------|---------------------|---------------|
| 104.04          | 7.35          | 764.69              |               |
| 35.91           | 10.0          | 359.13              |               |
| 5.70            | 0.0           | 0                   |               |
| 0.00            | 0.0           | 0                   | P= 125.7 ton  |
| -19.95          | -10.0         | 199.52              | M= 13.2 ton.m |
| 125.70          |               | 1323.34             |               |

Punto. 5 Considerando

tent.  $c = 13$  cm  $a = 11.05$

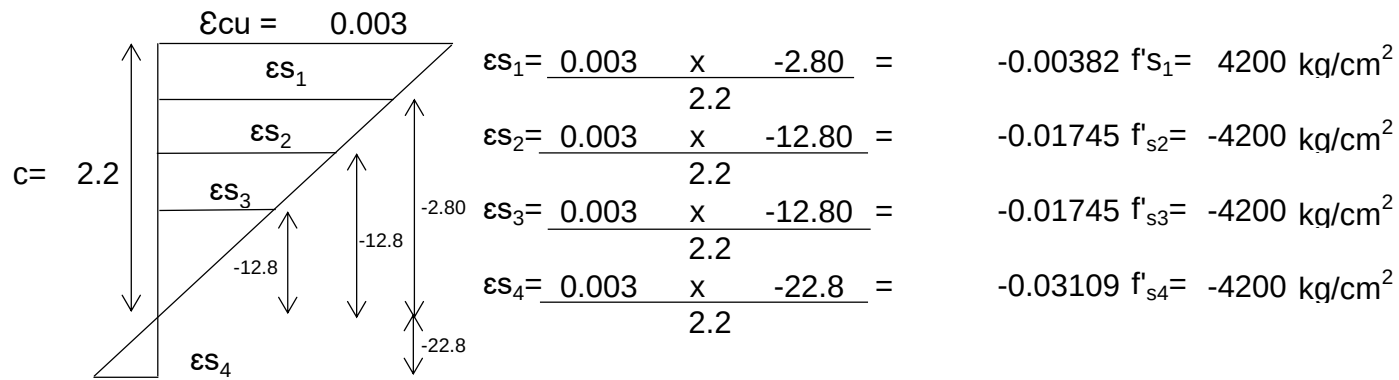


| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 75.14           | 9.48          | 711.95              |
| 31.57           | 10.0          | 315.72              |
| -5.29           | 0.0           | 0.00                |
| 0.00            | 0.0           | 0.00                |
| -35.91          | -10.0         | 359.13              |
| 65.51           |               | 1386.80             |

$P = 65.5$  ton  
 $M = 13.9$  ton.m

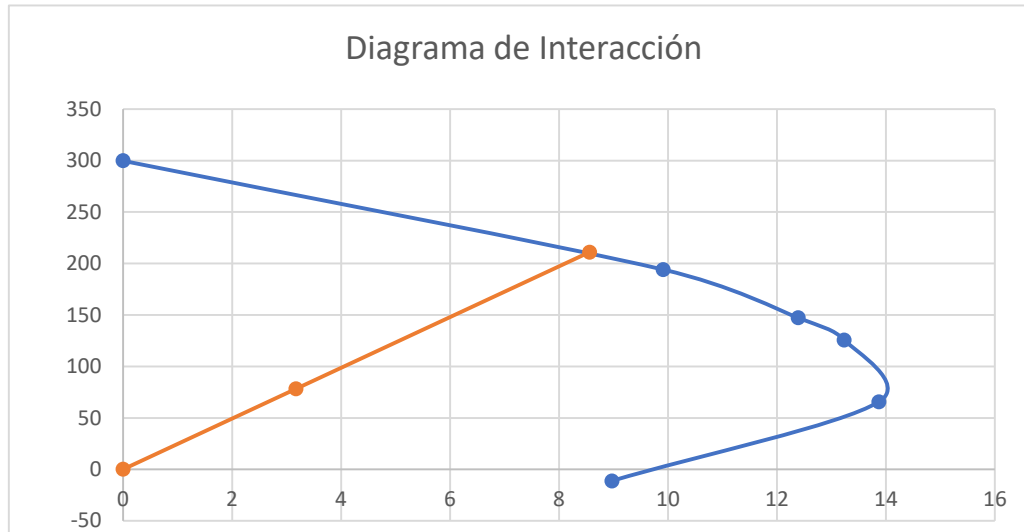
Punto. 6 Considerando

tent.  $c = 2.2$  cm  $a = 1.87$



| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton.cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 12.72           | 14.07         | 178.85              |
| 35.91           | 10.0          | 359.13              |
| -23.94          | 0.0           | 0.00                |
| 0.00            | 0.0           | 0.00                |
| -35.91          | -10.0         | 359.13              |
| -11.23          |               | 897.11              |

-11.23  
8.97



| PUN | M    | P      |
|-----|------|--------|
| 1   | 0    | 299.77 |
| 2   | 9.91 | 194.1  |
| 3   | 12.4 | 147.2  |
| 4   | 13.2 | 125.7  |
| 5   | 13.9 | 65.5   |
| 6   | 8.97 | -11.23 |

Diagrama de interacción  
**Fig.2.13**

| PUN | M     | P       |
|-----|-------|---------|
| 1   | 0     | 0       |
| 2   | 3.17  | 78.15   |
| 3   | 8.559 | 211.005 |

2.7

$P_{RY} = 211.0$  ok

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRO}}$$

$$PRn = \frac{1}{\frac{1}{168.0} + \frac{1}{211.0} - \frac{1}{299.77}}$$

$$PR = FR \quad PRn = \begin{matrix} 135.96 \\ 108.77 \\ 108.77 \end{matrix} \quad \begin{matrix} tn \\ FR = 0.8 \\ > 78.15 \end{matrix} \quad \begin{matrix} tn \\ OK \end{matrix}$$

## 2.5 Análisis Sísmico

### 2.5.1 Resumen Centro de cargas

**Tabla 2.5**

Centro de Cargas-Tercer nivel

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px            | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|---------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m         | ton-m          |
| COLUMNAS             | 22.29  | 119.71 | 306.35  | 11.15         | 59.86         | 153.17         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 48.72  | 245.48 | 604.93  | 24.36         | 122.74        | 302.46         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 2.01   | 17.93  | 21.73   | 1.01          | 8.97          | 10.87          |
| LOSAS                | 137.57 | 685.98 | 1942.58 | 137.57        | 685.98        | 1942.58        |
|                      |        |        |         | <b>174.08</b> | <b>877.54</b> | <b>2409.08</b> |
|                      |        |        |         | x=            | 5.04          |                |
|                      |        |        |         | y=            | 13.84         |                |

**Tabla 2.6**

Centro de Cargas-Segundo nivel

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px             | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|----------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m          | ton-m          |
| COLUMNAS             | 22.29  | 119.71 | 306.35  | 22.29         | 119.71         | 306.35         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 47.25  | 235.60 | 599.75  | 47.99         | 240.54         | 602.34         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 2.12   | 9.08   | 30.40   | 2.07          | 13.51          | 26.07          |
| LOSAS                | 169.49 | 845.15 | 2394.29 | 169.49        | 845.15         | 2394.29        |
|                      |        |        |         | <b>241.83</b> | <b>1218.91</b> | <b>3329.04</b> |
|                      |        |        |         | x=            | 5.04           |                |
|                      |        |        |         | y=            | 13.77          |                |

**Tabla 2.7**

Centro de Cargas-Primer nivel

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px             | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|----------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m          | ton-m          |
| COLUMNAS             | 22.29  | 119.71 | 306.35  | 22.29         | 119.71         | 306.35         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 47.25  | 235.60 | 599.75  | 47.62         | 238.07         | 601.04         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 2.98   | 15.55  | 40.15   | 2.52          | 14.53          | 33.11          |
| LOSAS                | 169.28 | 845.01 | 2388.72 | 169.28        | 845.01         | 2388.72        |
|                      |        |        |         | <b>241.71</b> | <b>1217.32</b> | <b>3329.22</b> |
|                      |        |        |         | x=            | 5.04           |                |
|                      |        |        |         | y=            | 13.77          |                |

**Tabla 2.8**

Centro de Cargas-Planta Baja

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px             | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|----------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m          | ton-m          |
| COLUMNAS             | 33.09  | 178.07 | 505.01  | 27.69         | 148.89         | 405.68         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 74.40  | 372.21 | 1094.11 | 61.01         | 305.14         | 847.57         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 1.39   | 10.17  | 15.38   | 1.96          | 12.35          | 24.24          |
| LOSAS                | 145.59 | 742.38 | 1989.95 | 145.59        | 742.38         | 1989.95        |
|                      |        |        |         | <b>236.25</b> | <b>1208.76</b> | <b>3267.44</b> |
|                      |        |        |         | x=            | 5.12           |                |
|                      |        |        |         | y=            | 13.8307        |                |

Periodo Fundamental en Sentido X

**Tabla 2.9**

| NIVEL | W             | H    | WH              | c/Q,a <sub>0</sub> | F         | V         | K     | Δ           | x <sub>i</sub> | Wx <sub>i</sub> <sup>2</sup> | Fx <sub>i</sub> | Δ <sub>real</sub> | Δ <sub>adm</sub> |    |
|-------|---------------|------|-----------------|--------------------|-----------|-----------|-------|-------------|----------------|------------------------------|-----------------|-------------------|------------------|----|
|       | t             | m    | t.m             |                    | t         | t         | ton/m | m           | m              | ton.m                        | ton.m           | cm                | cm               |    |
| 4     | 174.08        | 15.5 | 2698.28         | 0.25               | 69.366592 | 69.366592 | 9530  | 0.007278761 | 0.0372         | 0.2408                       | 2.58            | 2.18              | 4.32             | ok |
| 3     | 241.83        | 11.9 | 2877.827        | 0.25               | 73.982344 | 143.34894 | 11237 | 0.012756869 | 0.0299         | 0.2164                       | 2.21            | 3.83              | 4.32             | ok |
| 2     | 241.71        | 8.3  | 2006.203        | 0.25               | 51.574875 | 194.92381 | 14347 | 0.013586381 | 0.0172         | 0.0712                       | 0.88            | 4.08              | 4.32             | ok |
| 1     | 236.25        | 4.7  | 1110.357        | 0.25               | 28.544743 | 223.46855 | 62569 | 0.003571554 | 0.0036         | 0.0030                       | 0.10            | 1.07              | 5.64             | ok |
|       | <b>893.87</b> |      | <b>8692.667</b> |                    |           |           |       |             |                | <b>0.53</b>                  | <b>5.78</b>     |                   |                  |    |

Nota: 1.8 Revisión de desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9, y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q. Este mismo desplazamiento

se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones 1.9 y 1.10, respectivamente.

Nota: Se utilizo un progra como el RISA 2D, ya que no son solamente marcos , ya que contamos con diagonales equivalentes y muros que hacen mas complejo el cálculo, por esa razón no se utilio algún otro método como WILBUR, etc.

Los desplazamientos en el sentido (Y) son mas pequeños

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i x_i}} = 0.009$$

Periodo Fundamental en Sentido Y

**Tabla 2.10**

| NIVEL | W<br>t        | H<br>m | WH<br>t.m       | c/Q,a <sub>0</sub> | F<br>t    | V<br>t    | K<br>ton/m | Δ<br>m      | x <sub>i</sub> | Wx <sub>i</sub> <sup>2</sup> | Fx <sub>i</sub> | Δ <sub>real</sub> | Δ <sub>adm</sub> |    |
|-------|---------------|--------|-----------------|--------------------|-----------|-----------|------------|-------------|----------------|------------------------------|-----------------|-------------------|------------------|----|
| 4     | 174.08        | 15.5   | 2698.28         | 0.25               | 69.366592 | 69.366592 | 46161      | 0.00150271  | 0.011          | 0.0210                       | 0.76            | 0.45              | 4.32             | ok |
| 3     | 241.83        | 11.9   | 2877.827        | 0.25               | 73.982344 | 143.34894 | 51610      | 0.002777542 | 0.009          | 0.0218                       | 0.70            | 0.83              | 4.32             | ok |
| 2     | 241.71        | 8.3    | 2006.203        | 0.25               | 51.574875 | 194.92381 | 57957      | 0.003363249 | 0.007          | 0.0109                       | 0.35            | 1.01              | 4.32             | ok |
| 1     | 236.25        | 4.7    | 1110.357        | 0.25               | 28.544743 | 223.46855 | 66758      | 0.003347442 | 0.003          | 0.0026                       | 0.10            | 1.00              | 5.64             | ok |
|       | <b>893.87</b> |        | <b>8692.667</b> |                    |           |           |            |             |                | <b>0.06</b>                  | <b>1.91</b>     |                   |                  |    |

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i x_i}} = 0.003$$

## REGIDECES DE ENTREPISO

### MARCOS EN SENTIDO X

Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 4

**Tabla 2.11**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 4662                    |  | 466.20   |
| EJE 3    | 12270                   |  | 1227.00  |
| EJE 5    | 10309                   |  | 1030.90  |
| EJE 7    | 11111                   |  | 1111.10  |
| EJE 10   | 12422                   |  | 1242.20  |
| EJE 14   | 14184                   |  | 1418.40  |
| EJE 16   | 7407                    |  | 740.70   |
| EJE 17   | 6515                    |  | 651.50   |
| DIAGONAL | 3760                    |  | 376.00   |
| MURO 57  | 12658                   |  | 1265.80  |

Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 3

**Tabla 2.12**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 5089                    |  | 508.90   |
| EJE 3    | 18018                   |  | 1801.80  |
| EJE 5    | 9259                    |  | 925.90   |
| EJE 7    | 12195                   |  | 1219.50  |
| EJE 10   | 13158                   |  | 1315.80  |
| EJE 14   | 15038                   |  | 1503.80  |
| EJE 16   | 8197                    |  | 819.70   |
| EJE 17   | 6920                    |  | 692.00   |
| DIAGONAL | 4492                    |  | 449.20   |
| MURO 40  | 20000                   |  | 2000.00  |

Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 2

**Tabla 2.13**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 5277                    |  | 527.70   |
| EJE 3    | 26667                   |  | 2666.70  |
| EJE 5    | 14493                   |  | 1449.30  |
| EJE 7    | 12346                   |  | 1234.60  |
| EJE 10   | 13158                   |  | 1315.80  |
| EJE 14   | 15038                   |  | 1503.80  |
| EJE 16   | 8621                    |  | 862.10   |
| EJE 17   | 7042                    |  | 704.20   |
| DIAGONAL | 7493                    |  | 749.30   |
| MURO 23  | 33333                   |  | 3333.30  |

Rigidez entre piso – Marcos en sentido X Nivel 1

**Tabla 2.14**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 4914                    |  | 491.40   |
| EJE 3    | 34483                   |  | 3448.30  |
| EJE 5    | 10417                   |  | 1041.70  |
| EJE 7    | 9756                    |  | 975.60   |
| EJE 10   | 10000                   |  | 1000.00  |
| EJE 14   | 10471                   |  | 1047.10  |
| EJE 16   | 6689                    |  | 668.90   |
| EJE 17   | 6192                    |  | 619.20   |
| DIAGONAL | 485147                  |  | 48514.70 |
| MURO 5   | 47619                   |  | 4761.90  |

MARCOS EN EL SENTIDO Y

Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 4

**Tabla 2.15**

|       | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m) |
|-------|-------------------------|--|-----------|
| EJA A | 192308                  |  | 19230.80  |
| EJE E | 79681                   |  | 7968.10   |
| EJE G | 188679                  |  | 18867.90  |
| EJE G | 938                     |  | 93.80     |

Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 3

**Tabla 2.16**

|       | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------------------|--|-------------------------|
| EJA A | 202020                  |  | 20202.00                |
| EJE E | 114943                  |  | 11494.30                |
| EJE G | 198020                  |  | 19802.00                |
| EJE G | 1120                    |  | 112.00                  |

Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 2

**Tabla 2.17**

|       | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------------------|--|-------------------------|
| EJA A | 206186                  |  | 20618.60                |
| EJE E | 169492                  |  | 16949.20                |
| EJE G | 202020                  |  | 20202.00                |
| EJE G | 1868                    |  | 186.80                  |

Rigidez entre piso – Marcos en sentido Y Nivel 1

**Tabla 2.18**

|       | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------------------|--|-------------------------|
| EJA A | 170940                  |  | 17094.00                |
| EJE E | 206186                  |  | 20618.60                |
| EJE G | 169492                  |  | 16949.20                |
| EJE G | 120960                  |  | 12096.00                |

## CÁLCULO DE CORTANTES

DATOS     $Q = 2$   
 Espectro Correspondiente  
 Zona Sísmica **C**

$a_0 = 0.13$   
 $c = 0.5$   
 $T_a = 0.3$   
 $T_b = 1.4$   
 $r = 2/3$

De acuerdo con este requisito (8.1), la fuerza lateral que actúa en el  $i$ -ésimo nivel  $F_i$ , resulta ser.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_0$$

Donde  
 $W_i$  peso de la  $i$ -ésima masa y  
 $h_i$  altura de la  $i$ -ésima masa sobre el  
 desplante

Análisis en el sentido x

$Q = 3.00$        $F_i = 0.9$        $Q'x = 2.70$   
 $T = 0.608$        $a = 0.5$

**Tabla 2.19**

| NIVEL | W             | H    | WH               | $a/Q'x, a_0$ | F         | V       |
|-------|---------------|------|------------------|--------------|-----------|---------|
|       | t             | m    | t.m              |              | t         | t       |
| 4     | 174.08        | 15.5 | 2698.2799        | 0.19         | 51.382661 | 51.3827 |
| 3     | 241.83        | 11.9 | 2877.8273        | 0.19         | 54.801737 | 106.184 |
| 2     | 241.71        | 8.3  | 2006.2027        | 0.19         | 38.203611 | 144.388 |
| 1     | 236.25        | 4.7  | 1110.3574        | 0.19         | 21.144254 | 165.532 |
|       | <b>893.87</b> |      | <b>8692.6673</b> |              |           |         |

Análisis en el sentido Y

$Q = 2.00$        $F_i = 0.9$        $Q'y = 1.80$   
 $T = 0.346$        $a = 0.5$

**Tabla 2.20**

| NIVEL | W             | H    | WH               | $a/Q'x, a_0$ | Fs        | V       |
|-------|---------------|------|------------------|--------------|-----------|---------|
|       | t             | m    | t.m              |              | t         | t       |
| 4     | 174.08        | 15.5 | 2698.2799        | 0.28         | 77.073991 | 77.074  |
| 3     | 241.83        | 11.9 | 2877.8273        | 0.28         | 82.202605 | 159.277 |
| 2     | 241.71        | 8.3  | 2006.2027        | 0.28         | 57.305416 | 216.582 |
| 1     | 236.25        | 4.7  | 1110.3574        | 0.28         | 31.716381 | 248.298 |
|       | <b>893.87</b> |      | <b>8692.6673</b> |              |           |         |

FUERZA SÍSMICA PARA CADA MARCO CONSIDERANDO EFECTO DE TORSIÓN

**Tabla 2.21**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 1

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs    | e    | b     | e1         | e2       | Mt1    | Mt2    |
|---------|-------|-------|-------|------|-------|------------|----------|--------|--------|
|         | m     | m     | ton   | m    | m     | m          | m        | ton.m  | ton.m  |
| X       | 5.12  |       | 21.14 | 9.10 | 27.27 | 16.3797008 | 6.3748   | 346.34 | 134.79 |
| Y       |       | 13.83 | 31.72 | 0.04 | 9.69  | 1.02311759 | -0.93292 | 32.45  | -29.59 |

| MURO   | Kx              | y     | Kx y           | Yt     | Kx Yt  | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx           | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|--------|-----------------|-------|----------------|--------|--------|--------------------|--------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|        | ton/m           | m     | ton.m          | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton          | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton   |
| EJE 2  | 491.40          | 26.08 | 12816          | 3.15   | 1547   | 4868               | 0.17         | 0.05                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.05 | 0.22            | 0.01            | 0.22                | 0.08                  | 0.22  |
| EJE 3  | 3448.30         | 24.77 | 85414          | 1.84   | 6336   | 11643              | 1.17         | 0.21                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.21 | 1.38            | 0.05            | 1.39                | 0.46                  | 1.39  |
| EJE 5  | 1041.70         | 20.86 | 21730          | -2.07  | -2159  | 4474               | 0.35         | 0.18                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.18 | 0.54            | 0.02            | 0.54                | 0.18                  | 0.54  |
| EJE 7  | 975.60          | 17.12 | 16702          | -5.81  | -5671  | 32960              | 0.33         | 0.48                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.48 | 0.81            | 0.05            | 0.83                | 0.29                  | 0.83  |
| EJE 10 | 1000.00         | 10.65 | 10650          | -12.28 | -12282 | 150859             | 0.34         | 1.05                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.05 | 1.39            | 0.10            | 1.42                | 0.51                  | 1.42  |
| EJE 14 | 1047.10         | 6.18  | 6471           | -16.75 | -17542 | 293863             | 0.35         | 1.50                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.50 | 1.85            | 0.14            | 1.90                | 0.70                  | 1.90  |
| EJE 16 | 668.90          | 2.75  | 1839           | -20.18 | -13500 | 272464             | 0.23         | 1.15                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.15 | 1.38            | 0.11            | 1.41                | 0.52                  | 1.41  |
| EJE 17 | 619.20          | 1.76  | 1090           | -21.17 | -13110 | 277571             | 0.21         | 1.12                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.12 | 1.33            | 0.11            | 1.36                | 0.50                  | 1.36  |
| DIAG   | 48515           | 26.00 | 1261382        | 3.07   | 148821 | 456513             | 16.39        | 4.95                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4.95 | 21.35           | 1.19            | 21.70               | 7.60                  | 21.70 |
| MURO 5 | 4761.90         | 3.52  | 16762          | -19.41 | -92440 | 1794492            | 1.61         | 7.90                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 7.90 | 9.51            | 0.74            | 9.73                | 3.59                  | 9.73  |
|        | <b>62568.80</b> |       | <b>1434857</b> |        |        | <b>3299708.44</b>  | <b>21.14</b> |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

Y<sub>T</sub>= 22.93

| MURO  | Ky             | x    | Ky x            | Xt     | Kx Xt  | Kx Xt <sup>2</sup> | Vy           | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> +   | 0.3 V <sub>YT</sub> + | FS    |
|-------|----------------|------|-----------------|--------|--------|--------------------|--------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m          | m    | ton.m           | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton          | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>XT</sub> | V <sub>XT</sub>       | ton   |
| EJE A | 17094.00       | 0.2  | 3418.8          | -4.953 | -84660 | 419288.406         | 8.12         | 0.00                   | 0.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.68            | 8.80            | 7.24                | 10.97                 | 10.97 |
| EJE E | 20618.60       | 5.9  | 121649.7        | 0.747  | 15410  | 11517.2241         | 9.80         | 0.00                   | 0.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.11            | 9.91            | 1.32                | 10.30                 | 10.30 |
| EJE G | 16949.20       | 9.49 | 160847.9        | 4.337  | 73515  | 318863.737         | 8.05         | 0.00                   | 0.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.54            | 8.59            | 6.29                | 10.48                 | 10.48 |
| DIAG  | 12096.00       | 4.8  | 58060.8         | -0.353 | -4265  | 1503.98525         | 5.75         | 0.00                   | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.03            | 5.78            | 0.36                | 5.89                  | 5.89  |
|       | <b>66757.8</b> |      | <b>343977.2</b> |        |        | <b>751173.352</b>  | <b>31.72</b> |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

X<sub>T</sub>= 5.153

**4050881.79**

**Tabla 2.22**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 2

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs    | e    | b     | e1     | e2       | Mt1     | Mt2    |
|---------|-------|-------|-------|------|-------|--------|----------|---------|--------|
|         | m     | m     | ton   | m    | m     | m      | m        | ton.m   | ton.m  |
| X       | 5.04  |       | 38.20 | -0.6 | 27.27 | -3.594 | 2.14922  | -137.29 | 82.108 |
| Y       |       | 13.8  | 57.31 | 0.1  | 9.69  | 1.09   | -0.88527 | 62.73   | -50.73 |

| MURO   | Kx       | y     | Kx y   | Yt     | Kx Yt  | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx    | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT+</sub>    | 0.3 V <sub>XT+</sub> | FS    |
|--------|----------|-------|--------|--------|--------|--------------------|-------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|----------------------|-------|
|        | ton/m    | m     | ton.m  | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton   | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>      | ton   |
| EJE 2  | 528      | 26.08 | 13762  | 12.88  | 6799   | 87599.81           | 1.41  | 0.00                   | 0.00 | 0.43 | 0.00 | 0.43 | 1.84            | 0.20            | 1.90                | 0.75                 | 1.90  |
| EJE 3  | 2667     | 24.77 | 66054  | 11.57  | 30865  | 357237.79          | 7.10  | 0.00                   | 0.00 | 1.97 | 0.00 | 1.97 | 9.07            | 0.90            | 9.34                | 3.62                 | 9.34  |
| EJE 5  | 1449     | 20.86 | 30232  | 7.66   | 11108  | 85132.20           | 3.86  | 0.00                   | 0.00 | 0.71 | 0.00 | 0.71 | 4.57            | 0.32            | 4.67                | 1.70                 | 4.67  |
| EJE 7  | 1235     | 17.12 | 21136  | 3.92   | 4845   | 19012.20           | 3.29  | 0.00                   | 0.00 | 0.31 | 0.00 | 0.31 | 3.60            | 0.14            | 3.64                | 1.22                 | 3.64  |
| EJE 10 | 1316     | 10.65 | 14013  | -2.55  | -3350  | 8527.72            | 3.50  | 0.00                   | 0.00 | 0.13 | 0.00 | 0.13 | 3.63            | 0.10            | 3.66                | 1.19                 | 3.66  |
| EJE 14 | 1504     | 6.18  | 9293   | -7.02  | -10550 | 74018.86           | 4.00  | 0.00                   | 0.00 | 0.40 | 0.00 | 0.40 | 4.41            | 0.31            | 4.50                | 1.63                 | 4.50  |
| EJE 16 | 862      | 2.75  | 2371   | -10.45 | -9005  | 94067.51           | 2.30  | 0.00                   | 0.00 | 0.34 | 0.00 | 0.34 | 2.64            | 0.26            | 2.72                | 1.05                 | 2.72  |
| EJE 17 | 704      | 1.76  | 1239   | -11.44 | -8053  | 92093.26           | 1.88  | 0.00                   | 0.00 | 0.31 | 0.00 | 0.31 | 2.18            | 0.24            | 2.25                | 0.89                 | 2.25  |
| DIAG   | 749      | 26.00 | 19482  | 12.80  | 9594   | 122846.21          | 2.00  | 0.00                   | 0.00 | 0.61 | 0.00 | 0.61 | 2.61            | 0.28            | 2.69                | 1.06                 | 2.69  |
| MURO 5 | 3333     | 3.52  | 11733  | -9.68  | -32252 | 312066.15          | 8.88  | 0.00                   | 0.00 | 1.23 | 0.00 | 1.23 | 10.11           | 0.94            | 10.39               | 3.97                 | 10.39 |
|        | 14346.80 |       | 189317 |        |        | 1252602            | 38.20 |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                      |       |

$$Y_T = 13.2$$

| MURO  | K <sub>y</sub> | Y    | K <sub>x y</sub> | Yt    | Kx Yt      | Kx Yt <sup>2</sup> | V <sub>x</sub> | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT+</sub>    | 0.3 V <sub>XT+</sub> | FS    |
|-------|----------------|------|------------------|-------|------------|--------------------|----------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|----------------------|-------|
|       | ton/m          | m    | ton.m            | m     | ton.m      | ton.m <sup>2</sup> | ton            | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>      | ton   |
| EJE A | 20618.60       | 0.2  | 4123.72          | -4.95 | -102115.99 | 505741.192         | 20.39          | 0.00                   | 2.98 | 0.00 | 0.00 | 2.98 | 23.37           | 6.53            | 24.26               | 13.81                | 24.26 |
| EJE E | 16949.20       | 5.9  | 100000.3         | 0.75  | 12667.58   | 9467.55525         | 16.76          | 0.00                   | 0.30 | 0.00 | 0.00 | 0.30 | 17.06           | 0.81            | 17.15               | 5.95                 | 17.15 |
| EJE G | 20202.00       | 9.49 | 191717           | 4.34  | 87623.85   | 380058.364         | 19.98          | 0.00                   | 2.07 | 0.00 | 0.00 | 2.07 | 22.04           | 5.60            | 22.67               | 12.40                | 22.67 |
| DIAG  | 186.80         | 4.8  | 896.64           | -0.35 | -65.87     | 23.2262273         | 0.18           | 0.00                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.19            | 0.00            | 0.19                | 0.06                 | 0.19  |
|       | 57956.60       |      | 296738           |       |            | 895290.337         | 57.31          |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                      |       |

$$X_T = 5.12$$

$$2147892$$

**Tabla 2.23**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 3

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs    | e      | b     | e1     | e2    | Mt1     | Mt2    |
|---------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|---------|--------|
|         | m     | m     | ton   | m      | m     | m      | m     | ton.m   | ton.m  |
| X       | 5.04  |       | 54.80 | -0.987 | 27.27 | -4.207 | 1.74  | -230.56 | 95.37  |
| Y       |       | 13.77 | 82.20 | 0.004  | 9.69  | 0.974  | -0.97 | 80.10   | -79.36 |

| MURO   | Kx    | y     | Kx y   | Yt     | Kx Yt      | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx    | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|--------|-------|-------|--------|--------|------------|--------------------|-------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|        | ton/m | m     | ton.m  | m      | ton.m      | ton.m <sup>2</sup> | ton   | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton   |
| EJE 2  | 509   | 26.08 | 13272  | 13.30  | 6768.86307 | 90032.4371         | 2.48  | 0.00                   | 0.00 | 0.87 | 0.00 | 0.87 | 3.35            | 0.30            | 3.44                | 1.31                  | 3.44  |
| EJE 3  | 1802  | 24.77 | 44631  | 11.99  | 21605.3277 | 259068.813         | 8.79  | 0.00                   | 0.00 | 2.78 | 0.00 | 2.78 | 11.56           | 0.96            | 11.85               | 4.43                  | 11.85 |
| EJE 5  | 926   | 20.86 | 19314  | 8.08   | 7482.16909 | 60463.1756         | 4.52  | 0.00                   | 0.00 | 0.96 | 0.00 | 0.96 | 5.48            | 0.33            | 5.58                | 1.98                  | 5.58  |
| EJE 7  | 1220  | 17.12 | 20878  | 4.34   | 5293.81156 | 22980.2713         | 5.95  | 0.00                   | 0.00 | 0.68 | 0.00 | 0.68 | 6.63            | 0.24            | 6.70                | 2.22                  | 6.70  |
| EJE 10 | 1316  | 10.65 | 14013  | -2.13  | -2801.3791 | 5964.22334         | 6.42  | 0.00                   | 0.00 | 0.15 | 0.00 | 0.15 | 6.57            | 0.13            | 6.60                | 2.09                  | 6.60  |
| EJE 14 | 1504  | 6.18  | 9293   | -6.60  | -9923.623  | 65486.2968         | 7.33  | 0.00                   | 0.00 | 0.53 | 0.00 | 0.53 | 7.86            | 0.44            | 7.99                | 2.80                  | 7.99  |
| EJE 16 | 820   | 2.75  | 2254   | -10.03 | -8220.7968 | 82446.6269         | 4.00  | 0.00                   | 0.00 | 0.44 | 0.00 | 0.44 | 4.43            | 0.37            | 4.54                | 1.70                  | 4.54  |
| EJE 17 | 692   | 1.76  | 1218   | -11.02 | -7625.1695 | 84021.9803         | 3.37  | 0.00                   | 0.00 | 0.41 | 0.00 | 0.41 | 3.78            | 0.34            | 3.88                | 1.47                  | 3.88  |
| DIAG   | 449   | 26.00 | 11679  | 13.22  | 5938.85922 | 78517.473          | 2.19  | 0.00                   | 0.00 | 0.76 | 0.00 | 0.76 | 2.95            | 0.27            | 3.03                | 1.15                  | 3.03  |
| MURO 5 | 2000  | 3.52  | 7040   | -9.26  | -18518.062 | 171,459.31         | 9.75  | 0.00                   | 0.00 | 0.98 | 0.00 | 0.98 | 10.74           | 0.83            | 10.99               | 4.05                  | 10.99 |
|        | 11237 |       | 143593 |        |            | 920441             | 54.80 |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

Y<sub>T</sub>= 12.78

| MURO  | Ky       | x    | Kyx      | Xt     | Kx Xt      | Kx Xt <sup>2</sup> | V <sub>Y</sub> | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> +   | 0.3 V <sub>YT</sub> + | FS    |
|-------|----------|------|----------|--------|------------|--------------------|----------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m    | m    | ton.m    | m      | ton.m      | ton.m <sup>2</sup> | ton            | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>XT</sub> | V <sub>XT</sub>       | ton   |
| EJE A | 20202.00 | 0.2  | 4040.4   | -4.844 | -97,855.75 | 473999.959         | 32.18          | 0.00                   | 4.37 | 0.00 | 0.00 | 4.37 | 36.55           | 12.57           | 37.86               | 23.93                 | 37.86 |
| EJE E | 11494.30 | 5.9  | 67816.37 | 0.856  | 9840.68051 | 8424.95783         | 18.31          | 0.00                   | 0.44 | 0.00 | 0.00 | 0.44 | 18.74           | 1.26            | 18.87               | 6.93                  | 18.87 |
| EJE G | 19802.00 | 9.49 | 187921   | 4.446  | 88042.379  | 391448.364         | 31.54          | 0.00                   | 3.89 | 0.00 | 0.00 | 3.89 | 35.43           | 11.31           | 36.60               | 22.29                 | 36.60 |
| DIAG  | 112.00   | 4.8  | 537.6    | -0.244 | -27.312802 | 6.66061758         | 0.18           | 0.00                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.18            | 0.00            | 0.18                | 0.06                  | 0.18  |
|       | 51610.30 |      | 260315.4 |        |            | 873879.941         | 82.20          |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

X<sub>T</sub>= 5.044

1794320.55

**Tabla 2.24**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 4

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs    | e      | b     | e1     | e2      | Mt1     | Mt2    |
|---------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|---------|---------|--------|
|         | m     | m     | ton   | m      | m     | m      | m       | ton.m   | ton.m  |
| X       | 5.04  |       | 51.38 | -0.986 | 27.27 | -4.205 | 1.74146 | -216.08 | 89.481 |
| Y       |       | 13.84 | 77.07 | -0.050 | 9.69  | -1.045 | 0.91856 | 80.52   | -70.80 |

| MURO   | Kx    | y     | Kx y   | Yt     | Kx Yt  | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx    | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS   |
|--------|-------|-------|--------|--------|--------|--------------------|-------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|------|
|        | ton/m | m     | ton.m  | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton   | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton  |
| EJE 2  | 466   | 26.08 | 12158  | 13.23  | 6166   | 81561.1409         | 2.51  | 0.00                   | 0.00 | 0.85 | 0.00 | 0.85 | 3.36            | 0.32            | 3.46                | 1.32                  | 3.46 |
| EJE 3  | 1227  | 24.77 | 30393  | 11.92  | 14622  | 174247.066         | 6.62  | 0.00                   | 0.00 | 2.01 | 0.00 | 2.01 | 8.63            | 0.75            | 8.85                | 3.34                  | 8.85 |
| EJE 5  | 1031  | 20.86 | 21505  | 8.01   | 8254   | 66090.174          | 5.56  | 0.00                   | 0.00 | 1.13 | 0.00 | 1.13 | 6.69            | 0.42            | 6.82                | 2.43                  | 6.82 |
| EJE 7  | 1111  | 17.12 | 19022  | 4.27   | 4741   | 20228.4317         | 5.99  | 0.00                   | 0.00 | 0.65 | 0.00 | 0.65 | 6.64            | 0.24            | 6.72                | 2.24                  | 6.72 |
| EJE 10 | 1242  | 10.65 | 13229  | -2.20  | -2737  | 6029.63007         | 6.70  | 0.00                   | 0.00 | 0.16 | 0.00 | 0.16 | 6.85            | 0.14            | 6.90                | 2.20                  | 6.90 |
| EJE 14 | 1418  | 6.18  | 8766   | -6.67  | -9465  | 63163.2011         | 7.65  | 0.00                   | 0.00 | 0.54 | 0.00 | 0.54 | 8.19            | 0.48            | 8.33                | 2.94                  | 8.33 |
| EJE 16 | 741   | 2.75  | 2037   | -10.10 | -7483  | 75606.3631         | 3.99  | 0.00                   | 0.00 | 0.43 | 0.00 | 0.43 | 4.42            | 0.38            | 4.53                | 1.71                  | 4.53 |
| EJE 17 | 652   | 1.76  | 1147   | -11.09 | -7227  | 80172.6756         | 3.51  | 0.00                   | 0.00 | 0.41 | 0.00 | 0.41 | 3.92            | 0.37            | 4.04                | 1.55                  | 4.04 |
| DIAG   | 376   | 26.00 | 9776   | 13.15  | 4943   | 64987.4379         | 2.03  | 0.00                   | 0.00 | 0.68 | 0.00 | 0.68 | 2.71            | 0.25            | 2.78                | 1.07                  | 2.78 |
| MURO 5 | 1266  | 3.52  | 4456   | -9.33  | -11814 | 110261.572         | 6.82  | 0.00                   | 0.00 | 0.67 | 0.00 | 0.67 | 7.50            | 0.60            | 7.68                | 2.85                  | 7.68 |
|        | 9530  |       | 122488 |        |        | 742348             | 51.38 |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |      |

Y<sub>T</sub>= 12.85

| MURO  | Ky       | x    | Kyx      | Xt     | Kx Xt     | Kx Xt <sup>2</sup> | V <sub>Y</sub> | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> +   | 0.3 V <sub>YT</sub> + | FS    |
|-------|----------|------|----------|--------|-----------|--------------------|----------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m    | m    | ton.m    | m      | ton.m     | ton.m <sup>2</sup> | ton            | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>XT</sub> | V <sub>XT</sub>       | ton   |
| EJE A | 19230.80 | 0.2  | 3846.16  | -4.791 | -92125.18 | 441325.865         | 32.11          | 0.00                   | 4.72 | 0.00 | 0.00 | 4.72 | 36.83           | 13.51           | 38.24               | 24.98                 | 38.24 |
| EJE E | 7968.10  | 5.9  | 47011.79 | 0.909  | 7246.97   | 6591.10741         | 13.30          | 0.00                   | 0.33 | 0.00 | 0.00 | 0.33 | 13.63           | 1.06            | 13.73               | 5.18                  | 13.73 |
| EJE G | 18867.90 | 9.49 | 179056.4 | 4.499  | 84896.08  | 381989.755         | 31.50          | 0.00                   | 3.82 | 0.00 | 0.00 | 3.82 | 35.33           | 12.45           | 36.47               | 23.39                 | 36.47 |
| DIAG  | 93.80    | 4.8  | 450.24   | -0.191 | -17.87    | 3.40409257         | 0.16           | 0.00                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.16            | 0.00            | 0.16                | 0.05                  | 0.16  |
|       | 46160.60 |      | 230364.6 |        |           | 829910.131         | 77.0740        |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

X<sub>T</sub>= 4.991

1572258

## 2.6 Elementos Mecánicos de Diseño Para Cargas Accidentales

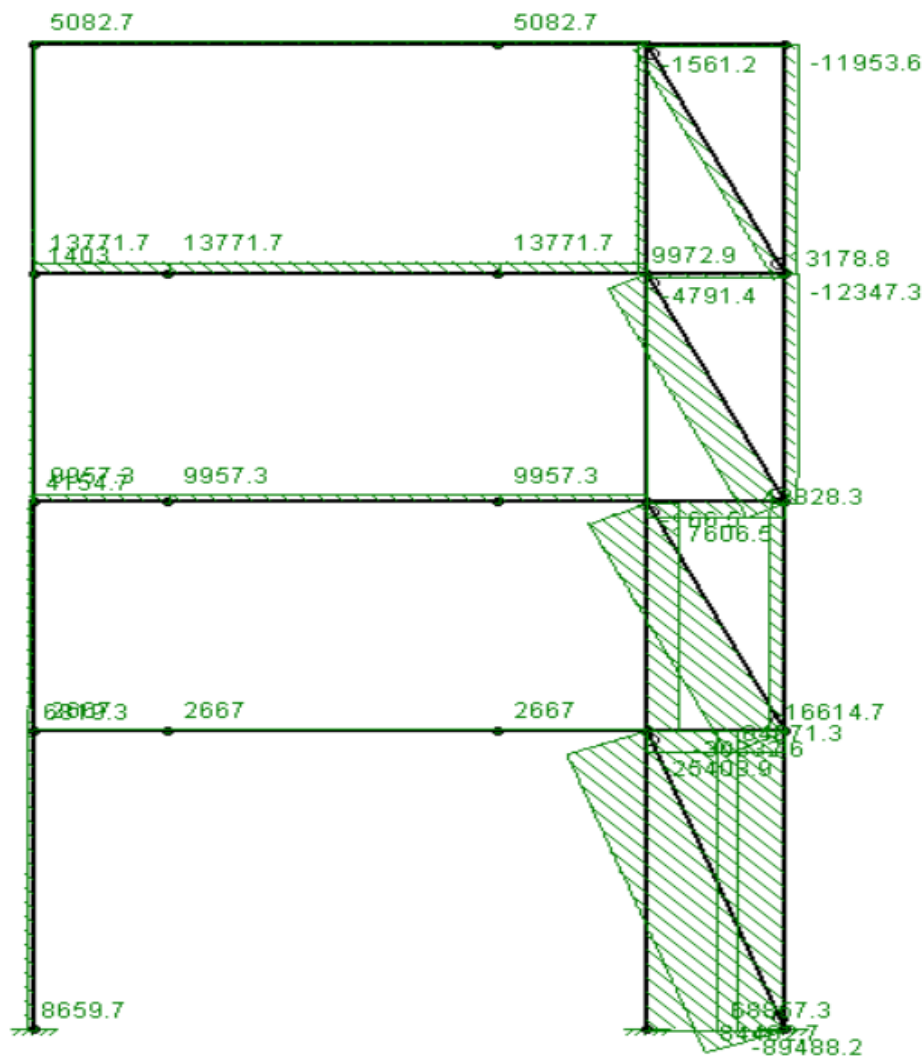
Mediante el uso del Programa RISA 2D y SAP 2000 se revisaron todos los marcos del edificio para obtener los elementos mecánicos de diseño para combinaciones accidentales, usando el factor de carga de 1.1 tanto para carga muerta, carga viva accidental y las cargas laterales con efecto de torsión provocadas por el sismo.

Para este trabajo unicamente se muestra los elementos Mecánicos del Marco 3 del sentido X, y Marco G del sentido Y.

Elementos Mecánicos del Marco 3 obtenidos con el programa RISA 2D

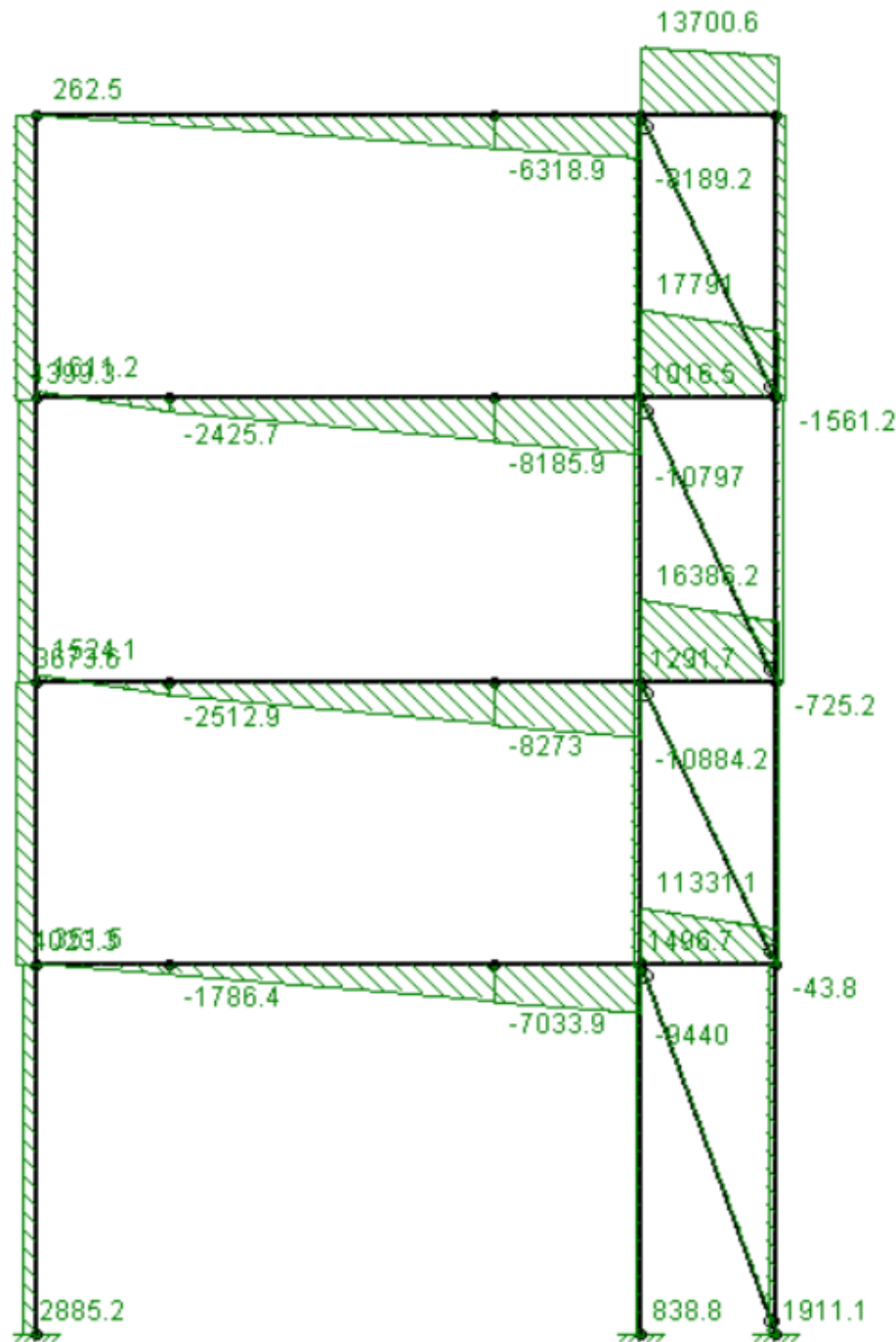
Carga Axial

**Fig. 2.14**



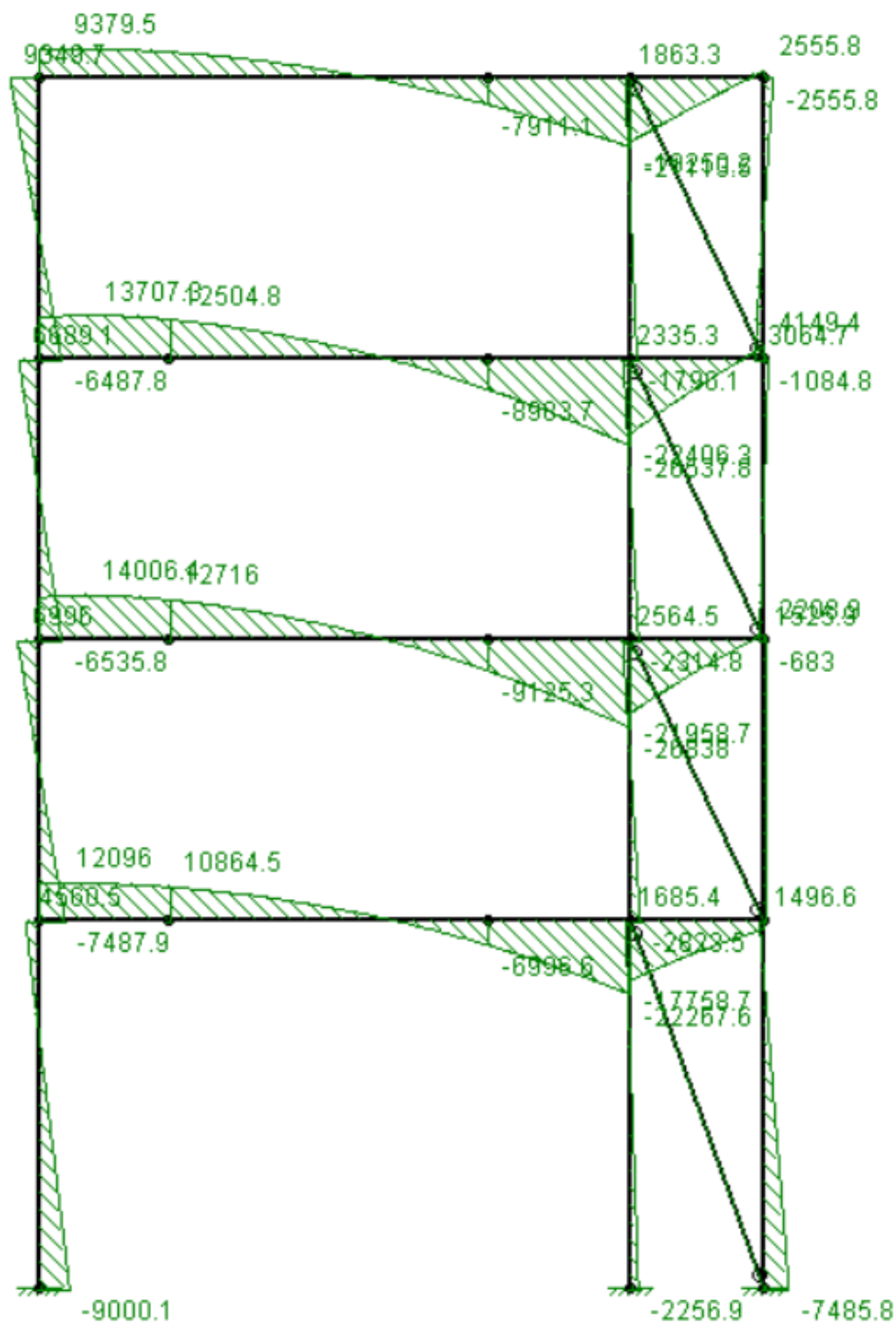
Cortante

Fig. 2.15

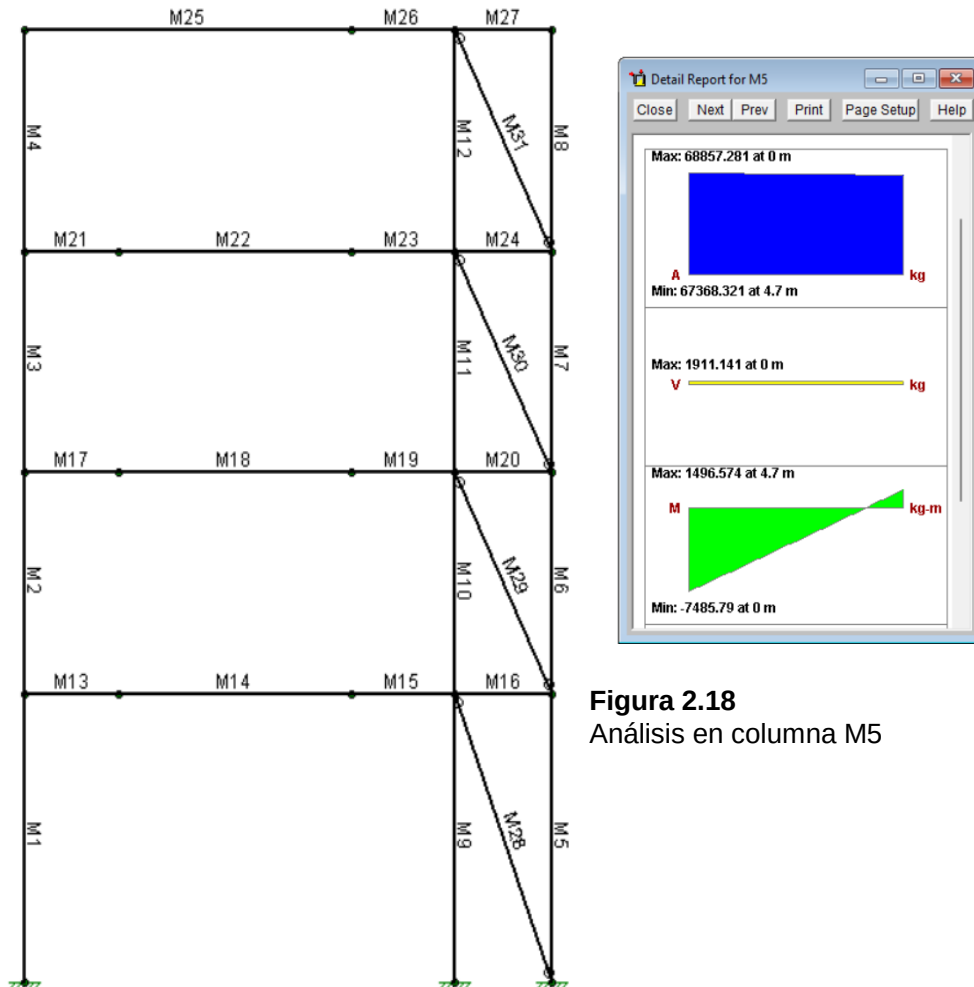


Momento Flexionante

Fig. 2.16



A continuación se muestra la numeración de los miembros del marco y los datos que fueron analizados en la columna M5.



**Figura 2.18**  
Análisis en columna M5

**Fig. 2.17**  
Análisis en columna M5

| Member Section Forces |               |      |           |           |              |
|-----------------------|---------------|------|-----------|-----------|--------------|
|                       | Member Lab... | S... | Axial[kg] | Shear[kg] | Moment[kg-m] |
| 18                    |               | 3    | 832.746   | 4399.303  | 1430.987     |
| 19                    |               | 4    | 547.626   | 4399.303  | 5390.36      |
| 20                    |               | 5    | 262.506   | 4399.303  | 9349.733     |
| 21                    | <b>M5</b>     | 1    | 68857.281 | 1911.141  | -7485.79     |
| 22                    |               | 2    | 68485.041 | 1911.141  | -5240.199    |
| 23                    |               | 3    | 68112.801 | 1911.141  | -2994.608    |
| 24                    |               | 4    | 67740.561 | 1911.141  | -749.017     |
| 25                    |               | 5    | 67368.321 | 1911.141  | 1496.574     |
| 26                    | <b>M6</b>     | 1    | 16614.721 | -43.806   | -525.277     |
| 27                    |               | 2    | 16329.601 | -43.806   | -564.702     |

**Fig. 2.19**  
Análisis en columna M5

Elementos Mecánicos del Marco G sentido Y – Carga Axial  
Carga Axial



Fig. 2.20

Elementos Mecánicos del Marco G sentido Y – Carga Axial  
Momento Flexionante

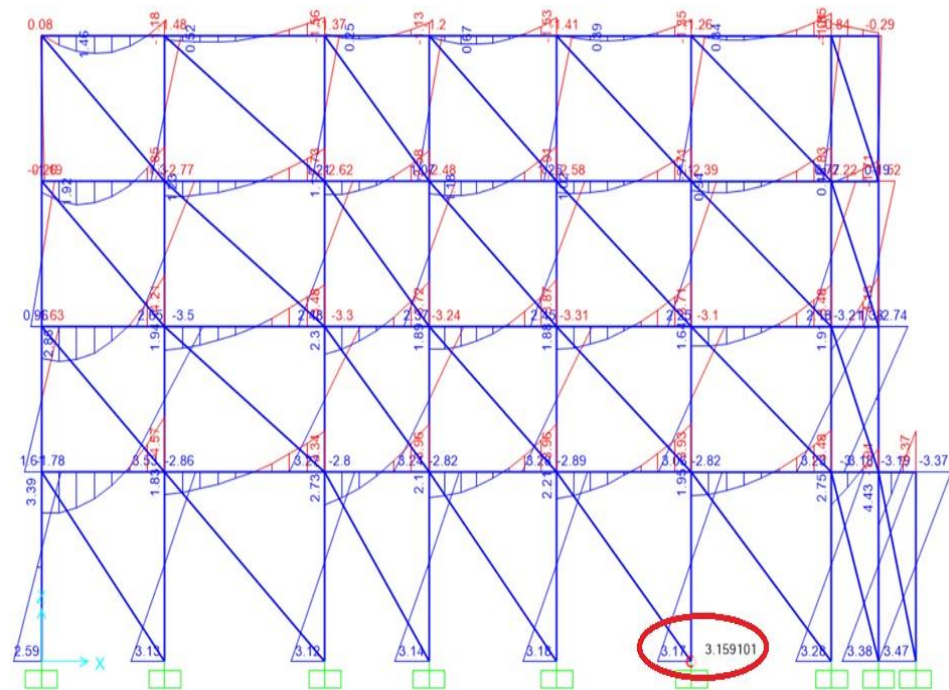


Fig. 2.21

Acontinuación se muestra la numeración de los miembros del marco y los datos que fueron analizados en la columna M5.

Datos analizados en M5

| Element Forces - Frames                          |            |           |            |               |        |         |         |          |           |           |                |
|--------------------------------------------------|------------|-----------|------------|---------------|--------|---------|---------|----------|-----------|-----------|----------------|
| File View Edit Format-Filter-Sort Select Options |            |           |            |               |        |         |         |          |           |           |                |
| Units: As Noted                                  |            |           |            |               |        |         |         |          |           |           |                |
| Filter:                                          |            |           |            |               |        |         |         |          |           |           |                |
|                                                  | Frame Text | Station m | OutputCase | CaseType Text | P Tonf | V2 Tonf | V3 Tonf | T Tonf-m | M2 Tonf-m | M3 Tonf-m | FrameElem Text |
|                                                  | 18         | 0         | COMB1      | Combination   | 4.54   | 1.8297  | 0       | 0        | 0         | 3.27989   | 18-1           |
|                                                  | 18         | 1.8       | COMB1      | Combination   | 4.54   | 1.8297  | 0       | 0        | 0         | -0.01357  | 18-1           |
|                                                  | 18         | 3.6       | COMB1      | Combination   | 4.54   | 1.8297  | 0       | 0        | 0         | -3.30703  | 18-1           |
|                                                  | 19         | 0         | COMB1      | Combination   | 4.9773 | 1.3961  | 0       | 0        | 0         | 2.44887   | 19-1           |
|                                                  | 19         | 1.8       | COMB1      | Combination   | 4.9773 | 1.3961  | 0       | 0        | 0         | -0.06412  | 19-1           |
|                                                  | 19         | 3.6       | COMB1      | Combination   | 4.9773 | 1.3961  | 0       | 0        | 0         | -2.5771   | 19-1           |
|                                                  | 20         | 0         | COMB1      | Combination   | 3.3149 | 0.7387  | 0       | 0        | 0         | 1.24791   | 20-1           |
|                                                  | 20         | 1.8       | COMB1      | Combination   | 3.3149 | 0.7387  | 0       | 0        | 0         | -0.08169  | 20-1           |
|                                                  | 20         | 3.6       | COMB1      | Combination   | 3.3149 | 0.7387  | 0       | 0        | 0         | -1.41128  | 20-1           |
|                                                  | 21         | 0         | COMB1      | Combination   | 8.7046 | 1.2738  | 0       | 0        | 0         | 3.16894   | 21-1           |
|                                                  | 21         | 2.35      | COMB1      | Combination   | 8.7046 | 1.2738  | 0       | 0        | 0         | 0.17542   | 21-1           |
|                                                  | 21         | 4.7       | COMB1      | Combination   | 8.7046 | 1.2738  | 0       | 0        | 0         | -2.8181   | 21-1           |
|                                                  | 22         | 0         | COMB1      | Combination   | 4.0936 | 1.7125  | 0       | 0        | 0         | 3.06022   | 22-1           |

Fig. 2.22

Datos analizados en M5

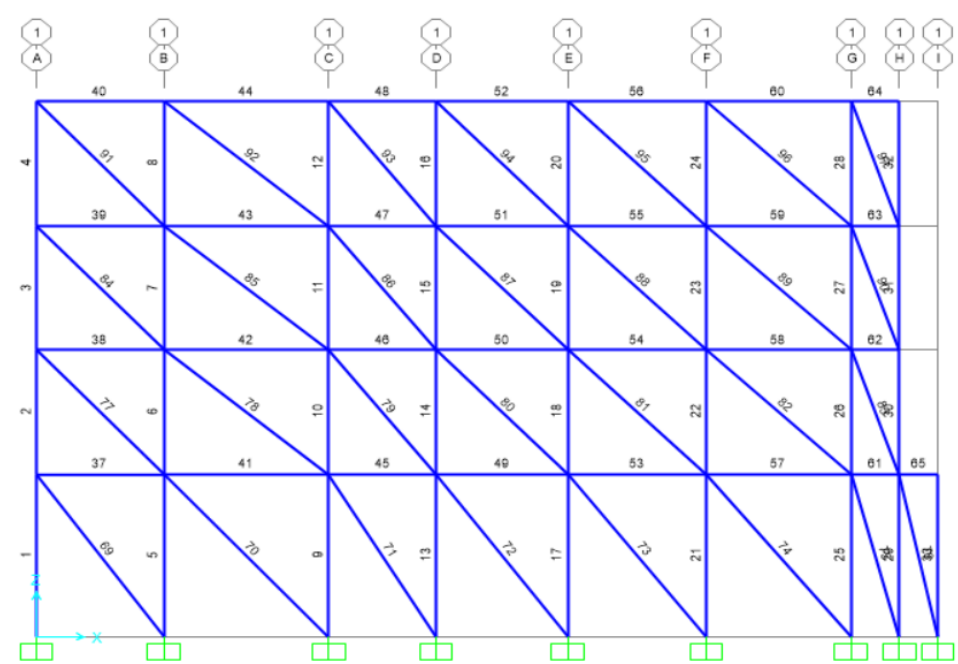


Fig. 2.23

## 2.7 Diseño de Nervios

Momento total para 2 nervios de 20 cm de base y uno de 30 cm con peralte de 35 cm

$$\begin{array}{lll} M_u = 27.04 \text{ t.m} & V_u = 10.93 \text{ t} & \\ M_u = 7.73 \text{ t.m} & V_u = 3.12 \text{ t} & \text{Para nervios de 20 cm} \\ M_u = 11.59 \text{ t.m} & V_u = 4.68 \text{ t} & \text{Para nervios de 30 cm} \end{array}$$

### NERVIO N-1

$$\begin{array}{ll} M_u = 11.59 & \text{ton-m} \\ M_u = 1158857 & \text{kg-cm} \\ V_u = 4.68 & \text{ton} \end{array}$$

### Revisión por Flexión

MATERIALES.

$$\begin{array}{ll} \text{Concreto} & f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\ & f_c^* = 200 \text{ kg/cm}^2 \\ & f_c'' = 170 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero} & F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ & F_R = 0.9 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & r = 4 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} & d = 31 \text{ cm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} MR = FRbd^2 f_c'' q(1 - 0.5q) \\ MR = 11.34 & \text{tn-m} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Dia} = 3/4 \\ A_b = 2.85 \\ 4 \# 6 & 4 \\ A_s = 11.40 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} p = \frac{A_s}{bd} & q = \frac{p f_y}{f_c''} \\ p = 0.012 & q = 0.303 \end{array}$$

$$T_{AS} = 0.012 \times 30 \times 31 = 11.16$$

### Revisión por Cortante

$$\begin{array}{ll} V_u = 4.684 \text{ ton} & \text{como } p = 0.012 > 0.01 \\ = 4684 \text{ kg} & \therefore VCR = 0.5FRbd\sqrt{f_c^*} \\ F_R = 0.8 & \end{array}$$

$$V_{CR} = 5260.87 \text{ kg.}$$

$$\begin{array}{lll} 1.5FRbd\sqrt{f_c^*} = & 15782.62 & > V_{CR} \text{ BIEN} \\ 2.5FRbd\sqrt{f_c^*} = & 26304.37 & > V_u \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} V_u & V_{CR} & 1.5FRbd\sqrt{f_c^*} \\ 4684.3 & < 5260.874 & < 15782.62 \end{array}$$

**Nota:** debido a que  $V_{CR}$  es mayor que  $V_u$  se deberá colocar acero mínimo, se colocará estribos de 3/8, d/2.

$$A_{vmin} = \frac{0.30 * \sqrt{f^*c} * b * s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 0.303 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 0.71$$

Proponiendo estribos del #3 en 2 ramas:

Necesita Estribos

$$A_b = 1.43$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = (F_R ab Fy d / Vu - VCR) \leq (F_R ab Fy / 3.5b)$$

$$S = -257.45 < 45.6 \text{ cm}$$

$$S = -257.4 \text{ cm}$$

Separación máxima

como:  $V_u < V_{CR} < 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$

$$Vu < 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$$

$$S = 0.5 \times 31 = 15.50 \text{ cm}$$

La separación será:

$$\text{ext. } 15.50 \text{ cm } 15 \text{ cm}$$

#### NERVIO N-2

$$M_u = 7.73 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 772571 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = 3.12 \text{ ton}$$

$$\text{Dia} = 5/8$$

$$A_b = 1.98$$

$$4 \# 5 \quad 4$$

$$A_s = 7.92$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad q = \frac{pf_y}{f^*c}$$

$$p = 0.013 \quad q = 0.315$$

$$T_{AS} = 0.013 \times 20 \times 31 = 7.92$$

#### Revisión por Flexión

MATERIALES.

Concreto  $f^*c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$   
 $f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$

Acero  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R = 0.9$

$$b = 20 \text{ cm} \quad r = 4 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \quad d = 31 \text{ cm}$$

$$MR = FRbd^2 f^*c q (1 - 0.5q)$$

$$MR = 7.814 \text{ tn-m}$$

### Revisión por Cortante

$$\begin{aligned}
 V_u &= 3.12 \text{ ton} \\
 &= 3123 \text{ kg} \quad \text{como } p = 0.013 < 0.015 \\
 F_R &= 0.8 \\
 s_{\max} &= \frac{d}{2} \quad \therefore VCR = 0.5FRbd\sqrt{f^*c} \\
 &\quad V_{CR} = 3507.25 \text{ kg.} \\
 S_{\max} &= 15.50 \\
 S_{\max} &= 15 \text{ cm} \quad 1.5FRbd\sqrt{f^*c} = 10521.75 > V_{CR} \\
 &\quad 2.5FRbd\sqrt{f^*c} = 17536.25 > V_u \quad \text{BIEN} \\
 V_u &\quad V_{CR} \quad 1.5FRbd\sqrt{f^*c} \\
 3122.86 &< 3507.25 < 10521.75
 \end{aligned}$$

**Nota:** debido a que  $V_{CR}$  es mayor que  $V_u$  se deberá colocar acero mínimo, se colocará estribos de  $3/8$ ,  $d/2$ .

$$\begin{aligned}
 A_{vmin} &= \frac{0.30 * \sqrt{f^*c} * b * s}{f_y} \\
 A_{vmin} &= 0.303 \text{ cm}^2 \\
 A_b &= 0.71
 \end{aligned}$$

Proponiendo estribos del #3 en 2 ramas:

Necesita Estribos

$$\begin{aligned}
 A_b &= 0.713 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 S &= (F_R ab F_y d / V_u - VCR) \leq (F_R ab F_y / 3.5b) \\
 S &= -193.08 > 34.2 \text{ cm} \\
 S &= -193.08 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Separación máxima

como:  $V_u < V_{CR} < 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$

$$V_u < 1.5FRbd\sqrt{f^*c}$$

La separación será:

$$S = 0.5 \times 31 = 15.50 \text{ cm} \quad \text{ext. } -193.08 \text{ cm} \quad 15 \text{ cm}$$

## 2.8 Diseño de elementos de Mampostería

Se tomo de referncia los marcos del Muro A por se mas desfavorables  
cálculo de fuerza cortante a partir de la fuerza axial de las diagonales  
equivalentes

| Muro                     | $P_u$<br>Ton | $\phi$ | $V_u$     |
|--------------------------|--------------|--------|-----------|
| 1                        | 13.09        | 71     | 4.165     |
| 2                        | 29.82        | 47     | 20.51     |
| 3                        | 31.59        | 46     | 21.83     |
| 4                        | 27.35        | 59     | 14.03     |
| 5                        | 29.74        | 53     | 17.87     |
| 6                        | 30.76        | 52     | 19.15     |
| 7                        | 32.33        | 50     | 20.65     |
| Total de cortante $V_u=$ |              |        | 118.2 Ton |

Fuerza lateral aplicada al marco A por nivel desde el análisis sísmico

|         |        |   |                       |
|---------|--------|---|-----------------------|
| Nivel 1 | 10.97  | t |                       |
| Nivel 2 | 24.26  | t | multiplicado por: 1.1 |
| Nivel 3 | 37.86  | t | $V_u=$ 122.466 Ton    |
| Nivel 4 | 38.24  | t |                       |
| Total   | 111.33 | t |                       |

Las columnas deben absorber parte de ese cortante, las cuales estan armadas  
con un porcentaje total  $p=0.012$ , por lo tanto por cara; tendrán  $p=0.00306$  que  
se usará para cálculo de cortante resistente.

Resistentencia del concreto

$$V_{CR} = FRbd(0.2+20p)\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR}= 2586.691 \text{ kg}$$

$$b= 40 \text{ cm} \quad H= 30 \text{ cm}$$

$$d= 25 \text{ cm} \quad f^*c= 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R= 0.70 \quad f^*c= 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P= 0.00306$$

Resistencia del acero de refuerzo

$$V_{SR} = \frac{F_R A_b f_y d}{s}$$

$$s= 15 \text{ cm}$$

$$F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$4 \text{ ramas de } 3/8" \quad A_v= 2.85 \text{ cm}^2$$

$$V_{SR}= 13966 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante total que resiste una columna} = 16552.816 \text{ kg}$$

$$\text{Según la norma 2004 no se debe exceder de: } 2FRbd\sqrt{f^*c} = 19799.0 \text{ kg por columna}$$

En este marco contamos con 7 columnas, por lo tanto estas absorben un total de:

**115869.7 kg**

$$\begin{aligned} \text{quedando por absorber la mampostería} &= 129151 - 115869.71 \\ &= \mathbf{13281.28806 \text{ kg}} \end{aligned}$$

De acuerdo a las normas técnicas complementarias el cortante resistente de los muros diafragma es:

$$\begin{aligned} V_m &= 3.00 \text{ kg/cm}^2 & V_{mR} &= F_R(0.85V_m A_T) \\ F_R &= 0.7 \end{aligned}$$

| Muro               | Long<br>cm | esp<br>cm | $V_m R$<br>kg   |
|--------------------|------------|-----------|-----------------|
| 1                  | 146        | 14        | 3648.54         |
| 2                  | 412        | 14        | 10295.88        |
| 3                  | 416        | 14        | 10395.84        |
| 4                  | 260        | 14        | 6497.4          |
| 5                  | 327        | 14        | 8171.73         |
| 6                  | 346        | 14        | 8646.54         |
| 7                  | 361        | 14        | 9021.39         |
| Total de cortante= |            |           | <b>56677.32</b> |

56677.32 > 13281.28806  
Es aceptable el diseño

### **3. DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES DE ACUERDO A LA NTC-2017**

#### **3.1 Bajada de Cargas**

##### **3.1.1 Cargas Muertas**

Para este capítulo se utilizarán los mismos valores del capítulo anterior puesto que en esto no cambia en función de la norma para sus valores nominales o de servicio.

##### **3.1.2 Cargas Vivas**

En el caso de cargas vivas tanto gravitacionales y accidentales sucede lo mismo puesto que la NTC-2017 recomienda los mismo valores para uso de oficinas y comerciales que la NTC-2004. Por todo lo anterior solo cambiarán los factores de cargas para obtener los elementos mecánicos de diseño, como veremos mas adelante.

#### **3.2 Análisis Estructural**

Como se mencionó anteriormente, se usarán los mismos marcos del capítulo 2 para este análisis, solo habrá cambios en factores de carga y en las consideraciones para el análisis sísmico que a continuación se menciona.

#### **3.3 Análisis Sísmico**

Debido a que los valores de carga muerta y carga viva son los mismos del capítulo anterior partiremos del resumen de la bajada de cargas para sismo.

##### **3.3.1 Resumen centro de cargas**

Debido a que los valores de carga muerta y carga viva son los mismos del capítulo anterior partiremos del resumen de la bajada de cargas para sismo.

#### Resumen de centro de cargas Nivel 3

**Tabla 3.1**

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px            | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|---------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m         | ton-m          |
| COLUMNAS             | 22.29  | 119.71 | 306.35  | 11.15         | 59.86         | 153.17         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 48.72  | 245.48 | 604.93  | 24.36         | 122.74        | 302.46         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 2.01   | 17.93  | 21.73   | 1.01          | 8.97          | 10.87          |
| LOSAS                | 137.57 | 685.98 | 1942.58 | 137.57        | 685.98        | 1942.58        |
|                      |        |        |         | <b>174.08</b> | <b>877.54</b> | <b>2409.08</b> |
|                      |        |        |         |               | x=            | 5.04           |
|                      |        |        |         |               | y=            | 13.84          |

#### Resumen de centro de cargas Nivel 2

**Tabla 3.2**

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px             | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|----------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m          | ton-m          |
| COLUMNAS             | 22.29  | 119.71 | 306.35  | 22.29         | 119.71         | 306.35         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 47.25  | 235.60 | 599.75  | 47.99         | 240.54         | 602.34         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 2.12   | 9.08   | 30.40   | 2.07          | 13.51          | 26.07          |
| LOSAS                | 169.49 | 845.15 | 2394.29 | 169.49        | 845.15         | 2394.29        |
|                      |        |        |         | <b>241.83</b> | <b>1218.91</b> | <b>3329.04</b> |
|                      |        |        |         |               | x=             | 5.04           |
|                      |        |        |         |               | y=             | 13.77          |

#### Resumen de centro de cargas Nivel 1

**Tabla 3.3**

|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px             | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|----------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m          | ton-m          |
| COLUMNAS             | 22.29  | 119.71 | 306.35  | 22.29         | 119.71         | 306.35         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 47.25  | 235.60 | 599.75  | 47.62         | 238.07         | 601.04         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 2.98   | 15.55  | 40.15   | 2.52          | 14.53          | 33.11          |
| LOSAS                | 169.28 | 845.01 | 2388.72 | 169.28        | 845.01         | 2388.72        |
|                      |        |        |         | <b>241.71</b> | <b>1217.32</b> | <b>3329.22</b> |
|                      |        |        |         |               | x=             | 5.04           |
|                      |        |        |         |               | y=             | 13.77          |

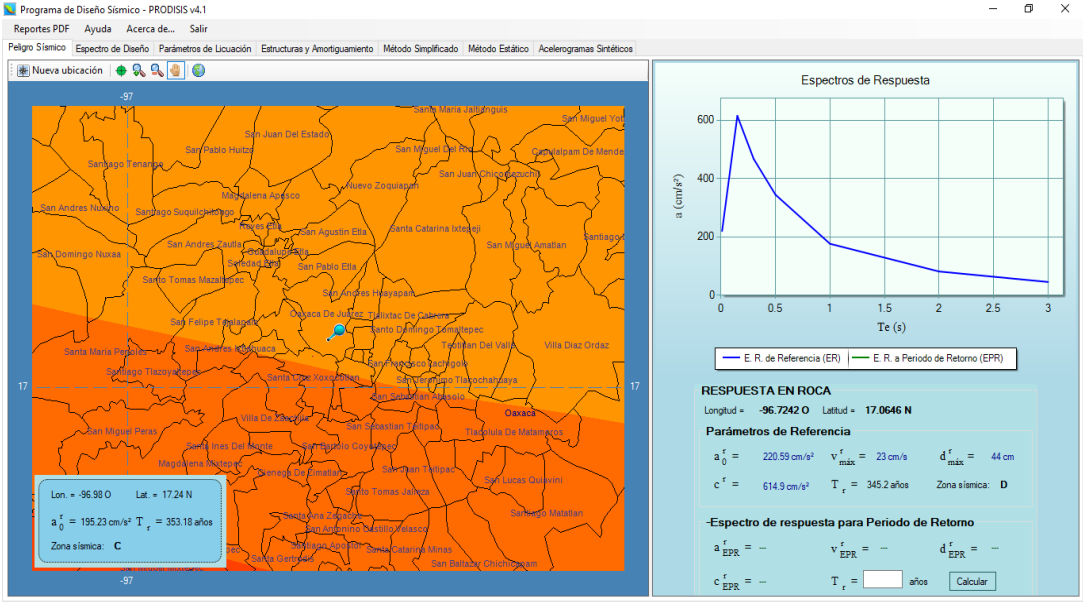
#### Resumen de centro de cargas Planta Baja

**Tabla 3.4**

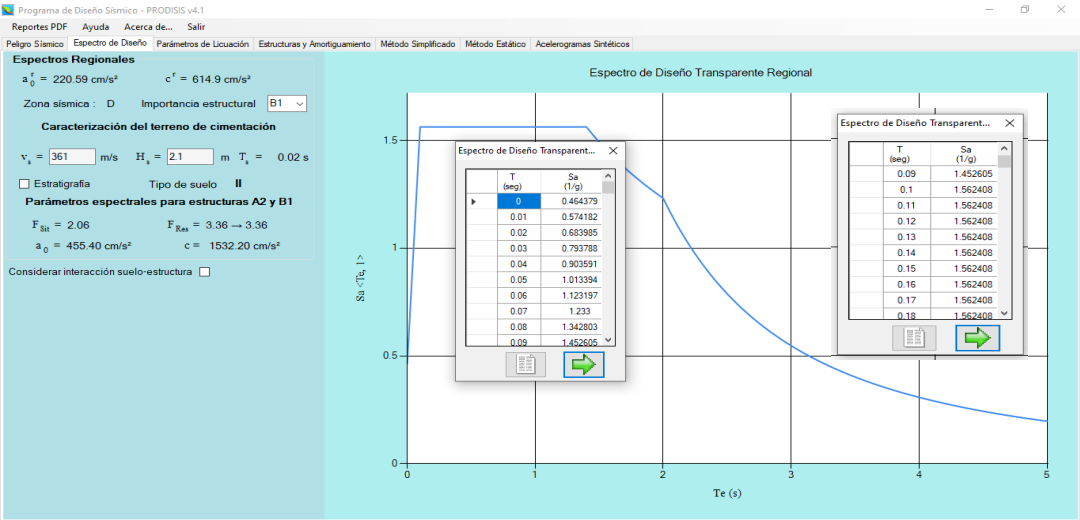
|                      | P      | Px     | Py      | P             | Px             | Py             |
|----------------------|--------|--------|---------|---------------|----------------|----------------|
|                      | ton    | ton-m  | ton-m   | ton           | ton-m          | ton-m          |
| COLUMNAS             | 33.09  | 178.07 | 505.01  | 27.69         | 148.89         | 405.68         |
| MUROS DE MAMPOSTERÍA | 74.40  | 372.21 | 1094.11 | 61.01         | 305.14         | 847.57         |
| MUROS DE TABLAROCA   | 1.39   | 10.17  | 15.38   | 1.96          | 12.35          | 24.24          |
| LOSAS                | 145.59 | 742.38 | 1989.95 | 145.59        | 742.38         | 1989.95        |
|                      |        |        |         | <b>236.25</b> | <b>1208.76</b> | <b>3267.44</b> |
|                      |        |        |         |               | x=             | 5.12           |
|                      |        |        |         |               | y=             | 13.8307        |

En cuanto a los valores del espectro sísmico de diseño se usará los valores obtenidos por el programa PRODISIS para un suelo tipo II, en la zona D de acuerdo a la nueva reconfiguración del Manual CFE 2015, para la zona de Pueblo Nuevo, Oaxaca.

**Fig. 3.1**  
 Prodisis para un suelo Tipo II



**Espectros regionales y parámetros espectrales**  
**Fig. 3.2**



**Tabla 3.5**

Periodo fundamental en sentido X

| NIVEL | W             | H    | WH            | F     | V      | K     | $\Delta$ | $x_i$ | $Wx_i^2$    | $Fx_i$      | $\Delta_{real}$ | $\Delta_{adm}$ |    |
|-------|---------------|------|---------------|-------|--------|-------|----------|-------|-------------|-------------|-----------------|----------------|----|
|       | t             | m    | t.m           | t     | t      | ton/m | m        | m     | ton.m       | ton.m       | cm              | cm             |    |
| 4     | 174.08        | 15.5 | 2698.3        | 69.37 | 69.37  | 9530  | 0.0073   | 0.037 | 0.24        | 2.58        | 2.18            | 5.4            | ok |
| 3     | 241.83        | 11.9 | 2877.8        | 73.98 | 143.35 | 11237 | 0.0128   | 0.030 | 0.22        | 2.21        | 3.83            | 5.4            | ok |
| 2     | 241.71        | 8.3  | 2006.2        | 51.57 | 194.92 | 14347 | 0.0136   | 0.017 | 0.07        | 0.88        | 4.08            | 5.4            | ok |
| 1     | 236.25        | 4.7  | 1110.4        | 28.54 | 223.47 | 62569 | 0.0036   | 0.004 | 0.00        | 0.10        | 1.07            | 7.05           | ok |
|       | <b>893.87</b> |      | <b>8692.7</b> |       |        |       |          |       | <b>0.53</b> | <b>5.78</b> |                 |                |    |

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

T= 0.608 s

Q= 3

**Tabla 3.6**

Periodo fundamental en sentido Y

| NIVEL | W             | H    | WH            | F     | V      | K     | $\Delta$ | $x_i$ | $Wx_i^2$    | $Fx_i$      | $\Delta_{real}$ | $\Delta_{adm}$ |    |
|-------|---------------|------|---------------|-------|--------|-------|----------|-------|-------------|-------------|-----------------|----------------|----|
|       | t             | m    | t.m           | t     | t      | ton/m | m        |       |             |             |                 |                |    |
| 4     | 174.08        | 15.5 | 2698          | 69.37 | 69.37  | 46161 | 0.0015   | 0.011 | 0.02        | 0.76        | 0.30            | 3.6            | ok |
| 3     | 241.83        | 11.9 | 2878          | 73.98 | 143.35 | 51610 | 0.0028   | 0.009 | 0.02        | 0.70        | 0.56            | 3.6            | ok |
| 2     | 241.71        | 8.3  | 2006          | 51.57 | 194.92 | 57957 | 0.0034   | 0.007 | 0.01        | 0.35        | 0.67            | 3.6            | ok |
| 1     | 236.25        | 4.7  | 1110          | 28.54 | 223.47 | 66758 | 0.0033   | 0.003 | 0.00        | 0.10        | 0.67            | 4.7            | ok |
|       | <b>893.87</b> |      | <b>8692.7</b> |       |        |       |          |       | <b>0.06</b> | <b>1.91</b> |                 |                |    |

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

T= 0.345 s

Q= 2

## Rigideces de Entrepiso

Mediante el uso del programa Risa 2D, se calcularon todos los valores.

Marcos en sentido X – Nivel 4

**Tabla 3.7**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 4662                    |  | 466.20   |
| EJE 3    | 12270                   |  | 1227.00  |
| EJE 5    | 10309                   |  | 1030.90  |
| EJE 7    | 11111                   |  | 1111.10  |
| EJE 10   | 12422                   |  | 1242.20  |
| EJE 14   | 14184                   |  | 1418.40  |
| EJE 16   | 7407                    |  | 740.70   |
| EJE 17   | 6515                    |  | 651.50   |
| DIAGONAL | 3760                    |  | 376.00   |
| MURO 57  | 12658                   |  | 1265.80  |

Marcos en sentido X – Nivel 3

**Tabla 3.8**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 5089                    |  | 508.90   |
| EJE 3    | 18018                   |  | 1801.80  |
| EJE 5    | 9259                    |  | 925.90   |
| EJE 7    | 12195                   |  | 1219.50  |
| EJE 10   | 13158                   |  | 1315.80  |
| EJE 14   | 15038                   |  | 1503.80  |
| EJE 16   | 8197                    |  | 819.70   |
| EJE 17   | 6920                    |  | 692.00   |
| DIAGONAL | 4492                    |  | 449.20   |
| MURO 40  | 20000                   |  | 2000.00  |

Marcos en sentido X – Nivel 2

**Tabla 3.9**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 5277                    |  | 527.70   |
| EJE 3    | 26667                   |  | 2666.70  |
| EJE 5    | 14493                   |  | 1449.30  |
| EJE 7    | 12346                   |  | 1234.60  |
| EJE 10   | 13158                   |  | 1315.80  |
| EJE 14   | 15038                   |  | 1503.80  |
| EJE 16   | 8621                    |  | 862.10   |
| EJE 17   | 7042                    |  | 704.20   |
| DIAGONAL | 7493                    |  | 749.30   |
| MURO 23  | 33333                   |  | 3333.30  |

Marcos en sentido X – Nivel 1

**Tabla 3.10**

|          | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (tn/m) |
|----------|-------------------------|--|----------|
| EJE 2    | 4914                    |  | 491.40   |
| EJE 3    | 34483                   |  | 3448.30  |
| EJE 5    | 10417                   |  | 1041.70  |
| EJE 7    | 9756                    |  | 975.60   |
| EJE 10   | 10000                   |  | 1000.00  |
| EJE 14   | 10471                   |  | 1047.10  |
| EJE 16   | 6689                    |  | 668.90   |
| EJE 17   | 6192                    |  | 619.20   |
| DIAGONAL | 485147                  |  | 48514.70 |
| MURO 5   | 47619                   |  | 4761.90  |

Marcos en sentido Y – Nivel 4

**Tabla 3.11**

|         | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m) |
|---------|-------------------------|--|-----------|
| NIVEL 4 |                         |  |           |
| EJA A   | 192308                  |  | 19230.80  |
| EJE E   | 79681                   |  | 7968.10   |
| EJE G   | 188679                  |  | 18867.90  |
| EJE G   | 938                     |  | 93.80     |

Marcos en sentido Y – Nivel 3

**Tabla 3.12**

|         | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m) |
|---------|-------------------------|--|-----------|
| NIVEL 3 |                         |  |           |
| EJA A   | 202020                  |  | 20202.00  |
| EJE E   | 114943                  |  | 11494.30  |
| EJE G   | 198020                  |  | 19802.00  |
| EJE G   | 1120                    |  | 112.00    |

Marcos en sentido Y – Nivel 2

**Tabla 3.13**

|         | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m) |
|---------|-------------------------|--|-----------|
| NIVEL 2 |                         |  |           |
| EJA A   | 206186                  |  | 20618.60  |
| EJE E   | 169492                  |  | 16949.20  |
| EJE G   | 202020                  |  | 20202.00  |
| EJE G   | 1868                    |  | 186.80    |

Marcos en sentido Y – Nivel 1

**Tabla 3.14**

|         | K (kg/cm <sup>2</sup> ) |  | K (ton/m) |
|---------|-------------------------|--|-----------|
| NIVEL 1 |                         |  |           |
| EJA A   | 170940                  |  | 17094.00  |
| EJE E   | 206186                  |  | 20618.60  |
| EJE G   | 169492                  |  | 16949.20  |
| EJE G   | 120960                  |  | 12096.00  |

## Cálculo de Cortantes

Análisis en el sentido X

$$F_i = \frac{c}{Q'R} w_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Q= 3 R= 2  
 R<sub>o</sub>= 2 β= 1.000  
 p= 1.00 Q'= 2.31  
 ξ<sub>e</sub>= 0.05  
 α= 0.90

Zona D

Terreno II

Te= 0.60  
 Ta= 0.10 a= 1.562  
 Tb= 1.40  
 K= 1.00

| NIVEL | W             | H     | WH          | Fs    | V      |
|-------|---------------|-------|-------------|-------|--------|
|       | t             | m     | t.m         | t     | t      |
| 4     | 174.08        | 15.50 | 2698        | 93.8  | 93.81  |
| 3     | 241.83        | 11.90 | 2878        | 100.1 | 193.86 |
| 2     | 241.71        | 8.30  | 2006        | 69.7  | 263.61 |
| 1     | 236.25        | 4.70  | 1110        | 38.6  | 302.21 |
|       | <b>893.87</b> |       | <b>8693</b> |       |        |

Análisis en el sentido Y

Q= 2 R= 2  
 R<sub>o</sub>= 2 β= 0.859  
 p= 1.00 Q'= 1.46  
 ξ<sub>e</sub>= 0.07  
 α= 0.90

| NIVEL | W             | H     | WH          | Fs    | V      |
|-------|---------------|-------|-------------|-------|--------|
|       | t             | m     | t.m         | t     | t      |
| 4     | 174.08        | 15.50 | 2698        | 148.4 | 148.43 |
| 3     | 241.83        | 11.90 | 2878        | 158.3 | 306.73 |
| 2     | 241.71        | 8.30  | 2006        | 110.4 | 417.08 |
| 1     | 236.25        | 4.70  | 1110        | 61.1  | 478.16 |
|       | <b>893.87</b> |       | <b>8693</b> |       |        |

Terreno II

Te= 0.35  
 Ta= 0.10 a= 1.562  
 Tb= 1.40  
 K= 1.00

**FUERZA SÍSMICA PARA CADA MARCO CONSIDERANDO EFECTO DE TORSIÓN**

**Tabla 3.15**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 1

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs    | e    | b     | e1        | e2        | Mt1     | Mt2     |
|---------|-------|-------|-------|------|-------|-----------|-----------|---------|---------|
|         | m     | m     | ton   | m    | m     | m         | m         | ton.m   | ton.m   |
| X       | 5.12  |       | 38.60 | 9.10 | 27.27 | 16.379701 | 6.3748005 | 632.312 | 246.09  |
| Y       |       | 13.83 | 61.08 | 0.04 | 9.69  | 1.0231176 | -0.932922 | 62.4899 | -56.981 |

| MURO   | Kx              | y     | Kx y           | Yt     | Kx Yt  | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx           | APORTACION POR TORSIÓN |      |      |      |       | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|--------|-----------------|-------|----------------|--------|--------|--------------------|--------------|------------------------|------|------|------|-------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|        | ton/m           | m     | ton.m          | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton          | ton                    |      |      |      |       | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton   |
| EJE 2  | 491.40          | 26.08 | 12816          | 3.15   | 1547   | 4868               | 0.30         | 0.09                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.09  | 0.40            | 0.02            | 0.40                | 0.14                  | 0.40  |
| EJE 3  | 3448.30         | 24.77 | 85414          | 1.84   | 6336   | 11643              | 2.13         | 0.38                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.38  | 2.51            | 0.10            | 2.54                | 0.85                  | 2.54  |
| EJE 5  | 1041.70         | 20.86 | 21730          | -2.07  | -2159  | 4474               | 0.64         | 0.34                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.34  | 0.98            | 0.03            | 0.99                | 0.33                  | 0.99  |
| EJE 7  | 975.60          | 17.12 | 16702          | -5.81  | -5671  | 32960              | 0.60         | 0.89                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.89  | 1.49            | 0.09            | 1.51                | 0.53                  | 1.51  |
| EJE 10 | 1000.00         | 10.65 | 10650          | -12.28 | -12282 | 150859             | 0.62         | 1.92                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.92  | 2.53            | 0.19            | 2.59                | 0.95                  | 2.59  |
| EJE 14 | 1047.10         | 6.18  | 6471           | -16.75 | -17542 | 293863             | 0.65         | 2.74                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.74  | 3.38            | 0.27            | 3.47                | 1.29                  | 3.47  |
| EJE 16 | 668.90          | 2.75  | 1839           | -20.18 | -13500 | 272464             | 0.41         | 2.11                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.11  | 2.52            | 0.21            | 2.58                | 0.96                  | 2.58  |
| EJE 17 | 619.20          | 1.76  | 1090           | -21.17 | -13110 | 277571             | 0.38         | 2.05                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.05  | 2.43            | 0.20            | 2.49                | 0.93                  | 2.49  |
| DIAG   | 48515           | 26.00 | 1261382        | 3.07   | 148821 | 456513             | 29.93        | 9.04                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 9.04  | 38.97           | 2.30            | 39.66               | 13.99                 | 39.66 |
| MURO 5 | 4761.90         | 3.52  | 16762          | -19.41 | -92440 | 1794492            | 2.94         | 14.43                  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 14.43 | 17.37           | 1.43            | 17.79               | 6.64                  | 17.79 |
|        | <b>62568.80</b> |       | <b>1434857</b> |        |        | <b>3299708.4</b>   | <b>38.60</b> |                        |      |      |      |       |                 |                 |                     |                       |       |

$$Y_T = 22.932$$

| MURO  | Ky             | x    | Ky x          | Xt     | Kx Xt  | Kx Xt <sup>2</sup> | Vy           | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> +   | 0.3 V <sub>YT</sub> + | Vu    |
|-------|----------------|------|---------------|--------|--------|--------------------|--------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m          | m    | ton.m         | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton          | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>XT</sub> | V <sub>XT</sub>       | ton   |
| EJE A | 17094.00       | 0.2  | 3418.8        | -4.953 | -84660 | 419288.41          | 15.64        | 0.00                   | 1.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.31            | 16.95           | 13.21               | 20.91                 | 20.91 |
| EJE E | 20618.60       | 5.9  | 121650        | 0.747  | 15410  | 11517.224          | 18.86        | 0.00                   | 0.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.22            | 19.08           | 2.41                | 19.80                 | 19.80 |
| EJE G | 16949.20       | 9.49 | 160848        | 4.337  | 73515  | 318863.74          | 15.51        | 0.00                   | 1.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.03            | 16.54           | 11.48               | 19.98                 | 19.98 |
| DIAG  | 12096.00       | 4.8  | 58060.8       | -0.353 | -4265  | 1503.9853          | 11.07        | 0.00                   | 0.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.07            | 11.13           | 0.67                | 11.33                 | 11.33 |
|       | <b>66757.8</b> |      | <b>343977</b> |        |        | <b>751173.35</b>   | <b>61.08</b> |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

$$X_T = 5.1526 \quad 4050881.8$$

**Tabla 3.16**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 2

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs     | e    | b     | e1     | e2        | Mt1     | Mt2     |
|---------|-------|-------|--------|------|-------|--------|-----------|---------|---------|
|         | m     | m     | ton    | m    | m     | m      | m         | ton.m   | ton.m   |
| X       | 5.04  |       | 69.75  | -0.6 | 27.27 | -3.594 | 2.1492244 | -250.65 | 149.91  |
| Y       |       | 13.8  | 110.36 | 0.1  | 9.69  | 1.09   | -0.885265 | 120.80  | -97.694 |

| MURO   | Kx       | y     | Kx y   | Yt     | Kx Yt  | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx    | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|--------|----------|-------|--------|--------|--------|--------------------|-------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|        | ton/m    | m     | ton.m  | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton   | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton   |
| EJE 2  | 528      | 26.08 | 13762  | 12.88  | 6799   | 87599.81           | 2.57  | 0.00                   | 0.00 | 0.79 | 0.00 | 0.79 | 3.36            | 0.38            | 3.47                | 1.39                  | 3.47  |
| EJE 3  | 2667     | 24.77 | 66054  | 11.57  | 30865  | 357237.79          | 12.96 | 0.00                   | 0.00 | 3.60 | 0.00 | 3.60 | 16.57           | 1.74            | 17.09               | 6.71                  | 17.09 |
| EJE 5  | 1449     | 20.86 | 30232  | 7.66   | 11108  | 85132.20           | 7.05  | 0.00                   | 0.00 | 1.30 | 0.00 | 1.30 | 8.34            | 0.62            | 8.53                | 3.13                  | 8.53  |
| EJE 7  | 1235     | 17.12 | 21136  | 3.92   | 4845   | 19012.20           | 6.00  | 0.00                   | 0.00 | 0.57 | 0.00 | 0.57 | 6.57            | 0.27            | 6.65                | 2.24                  | 6.65  |
| EJE 10 | 1316     | 10.65 | 14013  | -2.55  | -3350  | 8527.72            | 6.40  | 0.00                   | 0.00 | 0.23 | 0.00 | 0.23 | 6.63            | 0.19            | 6.69                | 2.18                  | 6.69  |
| EJE 14 | 1504     | 6.18  | 9293   | -7.02  | -10550 | 74018.86           | 7.31  | 0.00                   | 0.00 | 0.74 | 0.00 | 0.74 | 8.05            | 0.59            | 8.23                | 3.01                  | 8.23  |
| EJE 16 | 862      | 2.75  | 2371   | -10.45 | -9005  | 94067.51           | 4.19  | 0.00                   | 0.00 | 0.63 | 0.00 | 0.63 | 4.82            | 0.51            | 4.97                | 1.95                  | 4.97  |
| EJE 17 | 704      | 1.76  | 1239   | -11.44 | -8053  | 92093.26           | 3.42  | 0.00                   | 0.00 | 0.56 | 0.00 | 0.56 | 3.99            | 0.45            | 4.12                | 1.65                  | 4.12  |
| DIAG   | 749      | 26.00 | 19482  | 12.80  | 9594   | 122846.21          | 3.64  | 0.00                   | 0.00 | 1.12 | 0.00 | 1.12 | 4.76            | 0.54            | 4.92                | 1.97                  | 4.92  |
| MURO 5 | 3333     | 3.52  | 11733  | -9.68  | -32252 | 312066.15          | 16.21 | 0.00                   | 0.00 | 2.25 | 0.00 | 2.25 | 18.46           | 1.81            | 19.00               | 7.35                  | 19.00 |
|        | 14346.80 |       | 189317 |        |        | 1252602            | 69.75 |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

Y<sub>T</sub>= 13.196

| MURO  | K <sub>y</sub> | Y    | K <sub>xY</sub> | Yt    | Kx Yt      | Kx Yt <sup>2</sup> | V <sub>x</sub> | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|-------|----------------|------|-----------------|-------|------------|--------------------|----------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m          | m    | ton.m           | m     | ton.m      | ton.m <sup>2</sup> | ton            | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton   |
| EJE A | 20618.60       | 0.2  | 4123.72         | -4.95 | -102115.99 | 505741.19          | 39.26          | 0.00                   | 5.74 | 0.00 | 0.00 | 5.74 | 45.00           | 11.92           | 46.73               | 25.93                 | 46.73 |
| EJE E | 16949.20       | 5.9  | 100000          | 0.75  | 12667.58   | 9467.5553          | 32.27          | 0.00                   | 0.58 | 0.00 | 0.00 | 0.58 | 32.85           | 1.48            | 33.02               | 11.38                 | 33.02 |
| EJE G | 20202.00       | 9.49 | 191717          | 4.34  | 87623.85   | 380058.36          | 38.47          | 0.00                   | 3.99 | 0.00 | 0.00 | 3.99 | 42.45           | 10.23           | 43.65               | 23.32                 | 43.65 |
| DIAG  | 186.80         | 4.8  | 896.64          | -0.35 | -65.87     | 23.226227          | 0.36           | 0.00                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.36            | 0.01            | 0.36                | 0.12                  | 0.36  |
|       | 57956.60       |      | 296738          |       |            | 895290.34          | 110.36         |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

X<sub>T</sub>= 5.12

2147892

**Tabla 3.17**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 3

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs     | e      | b     | e1     | e2    | Mt1     | Mt2     |
|---------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|-------|---------|---------|
|         | m     | m     | ton    | m      | m     | m      | m     | ton.m   | ton.m   |
| X       | 5.04  |       | 100.05 | -0.987 | 27.27 | -4.207 | 1.74  | -420.93 | 174.12  |
| Y       |       | 13.77 | 158.30 | 0.004  | 9.69  | 0.974  | -0.97 | 154.25  | -152.83 |

| MURO   | Kx    | y     | Kx y   | Yt     | Kx Yt      | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx     | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|--------|-------|-------|--------|--------|------------|--------------------|--------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|        | ton/m | m     | ton.m  | m      | ton.m      | ton.m <sup>2</sup> | ton    | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>XT</sub> | 0.3 V <sub>YT</sub>   | ton   |
| EJE 2  | 509   | 26.08 | 13272  | 13.30  | 6768.86307 | 90032.437          | 4.53   | 0.00                   | 0.00 | 1.59 | 0.00 | 1.59 | 6.12            | 0.58            | 6.29                | 2.42                  | 6.29  |
| EJE 3  | 1802  | 24.77 | 44631  | 11.99  | 21605.3277 | 259068.81          | 16.04  | 0.00                   | 0.00 | 5.07 | 0.00 | 5.07 | 21.11           | 1.86            | 21.67               | 8.19                  | 21.67 |
| EJE 5  | 926   | 20.86 | 19314  | 8.08   | 7482.16909 | 60463.176          | 8.24   | 0.00                   | 0.00 | 1.76 | 0.00 | 1.76 | 10.00           | 0.64            | 10.19               | 3.64                  | 10.19 |
| EJE 7  | 1220  | 17.12 | 20878  | 4.34   | 5293.81156 | 22980.271          | 10.86  | 0.00                   | 0.00 | 1.24 | 0.00 | 1.24 | 12.10           | 0.46            | 12.24               | 4.09                  | 12.24 |
| EJE 10 | 1316  | 10.65 | 14013  | -2.13  | -2801.3791 | 5964.2233          | 11.72  | 0.00                   | 0.00 | 0.27 | 0.00 | 0.27 | 11.99           | 0.24            | 12.06               | 3.84                  | 12.06 |
| EJE 14 | 1504  | 6.18  | 9293   | -6.60  | -9923.623  | 65486.297          | 13.39  | 0.00                   | 0.00 | 0.96 | 0.00 | 0.96 | 14.35           | 0.85            | 14.61               | 5.16                  | 14.61 |
| EJE 16 | 820   | 2.75  | 2254   | -10.03 | -8220.7968 | 82446.627          | 7.30   | 0.00                   | 0.00 | 0.80 | 0.00 | 0.80 | 8.10            | 0.71            | 8.31                | 3.14                  | 8.31  |
| EJE 17 | 692   | 1.76  | 1218   | -11.02 | -7625.1695 | 84021.98           | 6.16   | 0.00                   | 0.00 | 0.74 | 0.00 | 0.74 | 6.90            | 0.66            | 7.10                | 2.73                  | 7.10  |
| DIAG   | 449   | 26.00 | 11679  | 13.22  | 5938.85922 | 78517.473          | 4.00   | 0.00                   | 0.00 | 1.39 | 0.00 | 1.39 | 5.39            | 0.51            | 5.55                | 2.13                  | 5.55  |
| MURO 5 | 2000  | 3.52  | 7040   | -9.26  | -18518.062 | 171,459.31         | 17.81  | 0.00                   | 0.00 | 1.80 | 0.00 | 1.80 | 19.61           | 1.59            | 20.08               | 7.47                  | 20.08 |
|        | 11237 |       | 143593 |        |            | 920441             | 100.05 |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

$$Y_T = 12.779$$

| MURO  | Ky       | x    | Kyx     | Xt     | Kx Xt      | Kx Xt <sup>2</sup> | V <sub>Y</sub> | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> +   | 0.3 V <sub>YT</sub> + | FS    |
|-------|----------|------|---------|--------|------------|--------------------|----------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m    | m    | ton.m   | m      | ton.m      | ton.m <sup>2</sup> | ton            | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | 0.3 V <sub>XT</sub>   | ton   |
| EJE A | 20202.00 | 0.2  | 4040.4  | -4.844 | -97,855.75 | 473999.96          | 61.96          | 0.00                   | 8.41 | 0.00 | 0.00 | 8.41 | 70.38           | 22.96           | 72.90               | 44.83                 | 72.90 |
| EJE E | 11494.30 | 5.9  | 67816.4 | 0.856  | 9840.68051 | 8424.9578          | 35.26          | 0.00                   | 0.84 | 0.00 | 0.00 | 0.84 | 36.09           | 2.31            | 36.35               | 13.21                 | 36.35 |
| EJE G | 19802.00 | 9.49 | 187921  | 4.446  | 88042.379  | 391448.36          | 60.74          | 0.00                   | 7.50 | 0.00 | 0.00 | 7.50 | 68.24           | 20.65           | 70.49               | 41.80                 | 70.49 |
| DIAG  | 112.00   | 4.8  | 537.6   | -0.244 | -27.312802 | 6.6606176          | 0.34           | 0.00                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.35            | 0.01            | 0.35                | 0.11                  | 0.35  |
|       | 51610.30 |      | 260315  |        |            | 873879.94          | 158.30         |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

$$X_T = 5.0439$$

$$1794320.6$$

**Tabla 3.18**

Marco considerando efecto de torsión – entrepiso 4

| SENTIDO | X(CC) | Y(CC) | Fs     | e      | b     | e1     | e2        | Mt1     | Mt2     |
|---------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|-----------|---------|---------|
|         | m     | m     | ton    | m      | m     | m      | m         | ton.m   | ton.m   |
| X       | 5.04  |       | 93.81  | -0.986 | 27.27 | -4.205 | 1.7414638 | -394.50 | 163.37  |
| Y       |       | 13.84 | 148.43 | -0.050 | 9.69  | -1.045 | 0.918559  | 155.05  | -136.34 |

| MURO   | Kx    | y     | Kx y   | Yt     | Kx Yt  | Kx Yt <sup>2</sup> | Vx    | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> +   | 0.3 V <sub>XT</sub> + | FS    |
|--------|-------|-------|--------|--------|--------|--------------------|-------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|        | ton/m | m     | ton.m  | m      | ton.m  | ton.m <sup>2</sup> | ton   | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>YT</sub> | V <sub>YT</sub>       | ton   |
| EJE 2  | 466   | 26.08 | 12158  | 13.23  | 6166   | 81561.141          | 4.59  | 0.00                   | 0.00 | 1.55 | 0.00 | 1.55 | 6.14            | 0.61            | 6.32                | 2.45                  | 6.32  |
| EJE 3  | 1227  | 24.77 | 30393  | 11.92  | 14622  | 174247.07          | 12.08 | 0.00                   | 0.00 | 3.67 | 0.00 | 3.67 | 15.75           | 1.44            | 16.18               | 6.17                  | 16.18 |
| EJE 5  | 1031  | 20.86 | 21505  | 8.01   | 8254   | 66090.174          | 10.15 | 0.00                   | 0.00 | 2.07 | 0.00 | 2.07 | 12.22           | 0.81            | 12.46               | 4.48                  | 12.46 |
| EJE 7  | 1111  | 17.12 | 19022  | 4.27   | 4741   | 20228.432          | 10.94 | 0.00                   | 0.00 | 1.19 | 0.00 | 1.19 | 12.13           | 0.47            | 12.27               | 4.11                  | 12.27 |
| EJE 10 | 1242  | 10.65 | 13229  | -2.20  | -2737  | 6029.6301          | 12.23 | 0.00                   | 0.00 | 0.28 | 0.00 | 0.28 | 12.51           | 0.27            | 12.59               | 4.02                  | 12.59 |
| EJE 14 | 1418  | 6.18  | 8766   | -6.67  | -9465  | 63163.201          | 13.96 | 0.00                   | 0.00 | 0.98 | 0.00 | 0.98 | 14.95           | 0.93            | 15.23               | 5.42                  | 15.23 |
| EJE 16 | 741   | 2.75  | 2037   | -10.10 | -7483  | 75606.363          | 7.29  | 0.00                   | 0.00 | 0.78 | 0.00 | 0.78 | 8.07            | 0.74            | 8.29                | 3.16                  | 8.29  |
| EJE 17 | 652   | 1.76  | 1147   | -11.09 | -7227  | 80172.676          | 6.41  | 0.00                   | 0.00 | 0.75 | 0.00 | 0.75 | 7.16            | 0.71            | 7.38                | 2.86                  | 7.38  |
| DIAG   | 376   | 26.00 | 9776   | 13.15  | 4943   | 64987.438          | 3.70  | 0.00                   | 0.00 | 1.24 | 0.00 | 1.24 | 4.94            | 0.49            | 5.09                | 1.97                  | 5.09  |
| MURO 5 | 1266  | 3.52  | 4456   | -9.33  | -11814 | 110261.57          | 12.46 | 0.00                   | 0.00 | 1.23 | 0.00 | 1.23 | 13.69           | 1.17            | 14.04               | 5.27                  | 14.04 |
|        | 9530  |       | 122488 |        |        | 742348             | 93.81 |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

$$Y_T = 12.853$$

| MURO  | Ky       | x    | Kyx     | Xt     | Kx Xt     | Kx Xt <sup>2</sup> | V <sub>Y</sub> | APORTACIÓN POR TORSIÓN |      |      |      |      | V <sub>YT</sub> | V <sub>XT</sub> | V <sub>YT</sub> +   | 0.3 V <sub>YT</sub> + | FS    |
|-------|----------|------|---------|--------|-----------|--------------------|----------------|------------------------|------|------|------|------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|-------|
|       | ton/m    | m    | ton.m   | m      | ton.m     | ton.m <sup>2</sup> | ton            | ton                    |      |      |      |      | ton             | ton             | 0.3 V <sub>XT</sub> | V <sub>XT</sub>       | ton   |
| EJE A | 19230.80 | 0.2  | 3846.16 | -4.791 | -92125.18 | 441325.86          | 61.84          | 0.00                   | 9.09 | 0.00 | 0.00 | 9.09 | 70.92           | 24.66           | 73.65               | 46.76                 | 73.65 |
| EJE E | 7968.10  | 5.9  | 47011.8 | 0.909  | 7246.97   | 6591.1074          | 25.62          | 0.00                   | 0.63 | 0.00 | 0.00 | 0.63 | 26.25           | 1.94            | 26.44               | 9.87                  | 26.44 |
| EJE G | 18867.90 | 9.49 | 179056  | 4.499  | 84896.08  | 381989.76          | 60.67          | 0.00                   | 7.36 | 0.00 | 0.00 | 7.36 | 68.03           | 22.73           | 70.24               | 43.80                 | 70.24 |
| DIAG  | 93.80    | 4.8  | 450.24  | -0.191 | -17.87    | 3.4040926          | 0.30           | 0.00                   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.30            | 0.00            | 0.30                | 0.10                  | 0.30  |
|       | 46160.60 |      | 230365  |        |           | 829910.13          | 148.4255       |                        |      |      |      |      |                 |                 |                     |                       |       |

$$X_T = 4.9905$$

$$1572258$$

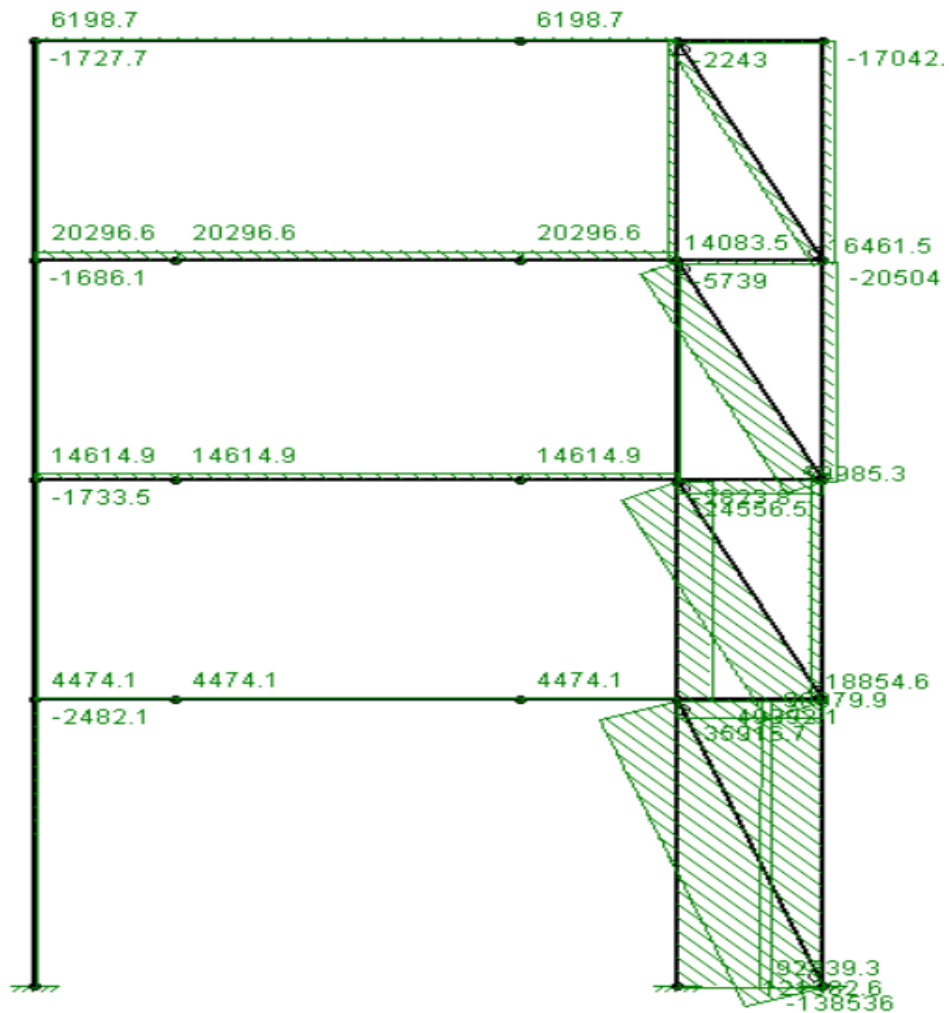
### 3.3.2 Elementos Mecánicos de Diseño Para Cargas Accidentales

Mediante el uso del Programa RISA 2D se revisaron todos los marcos del edificio para obtener los elementos mecánicos de diseño para combinaciones accidentales, usando el factor de carga de 1.1 tanto para carga muerta, carga viva y las cargas laterales con efecto de torsión provocadas por el sismo.

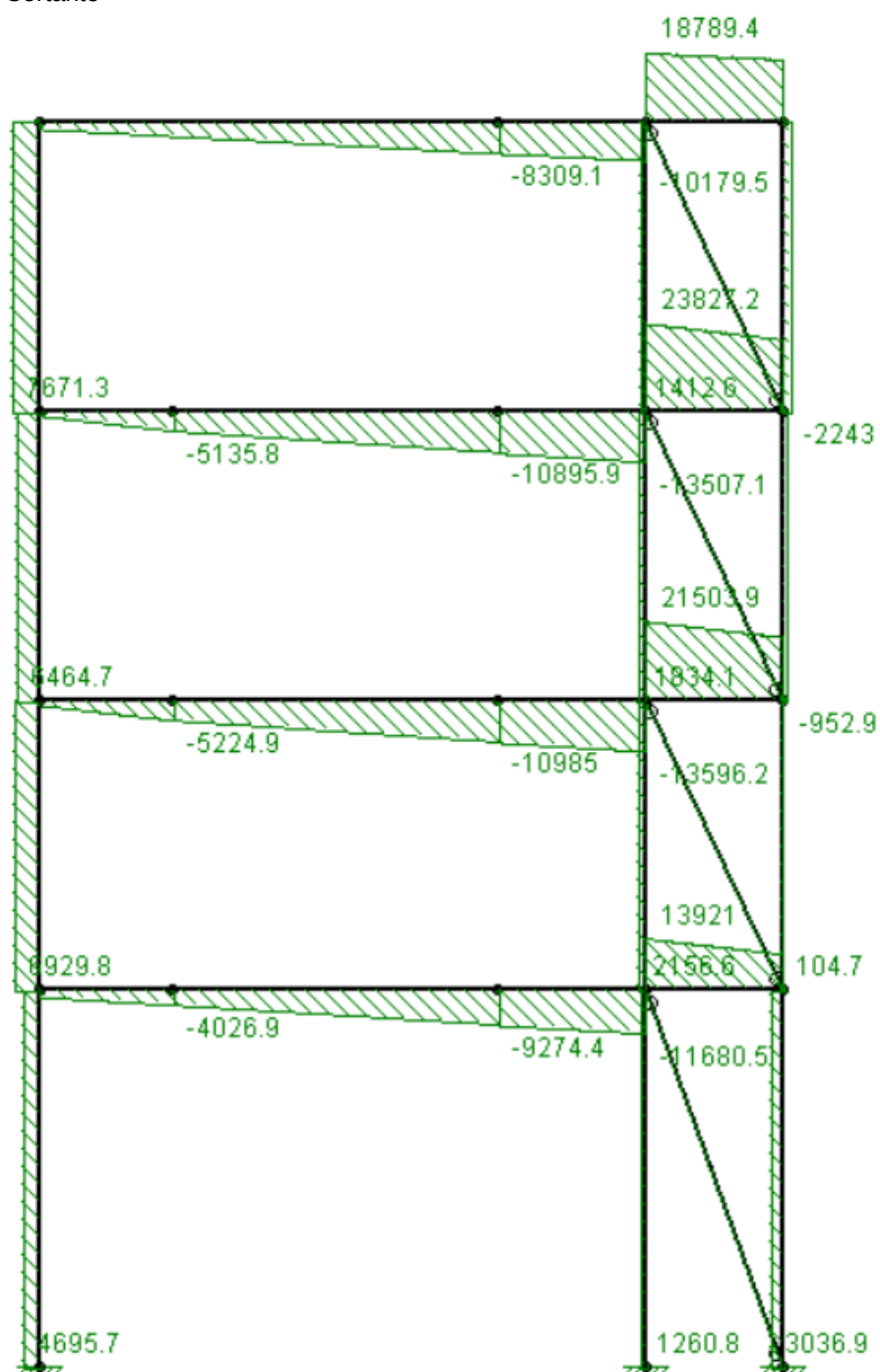
Para este trabajo unicamente se muestra los elementos Mecánicos del Marco 3 del sentido X y Marco G del sentido Y.

**Fig. 3.3**

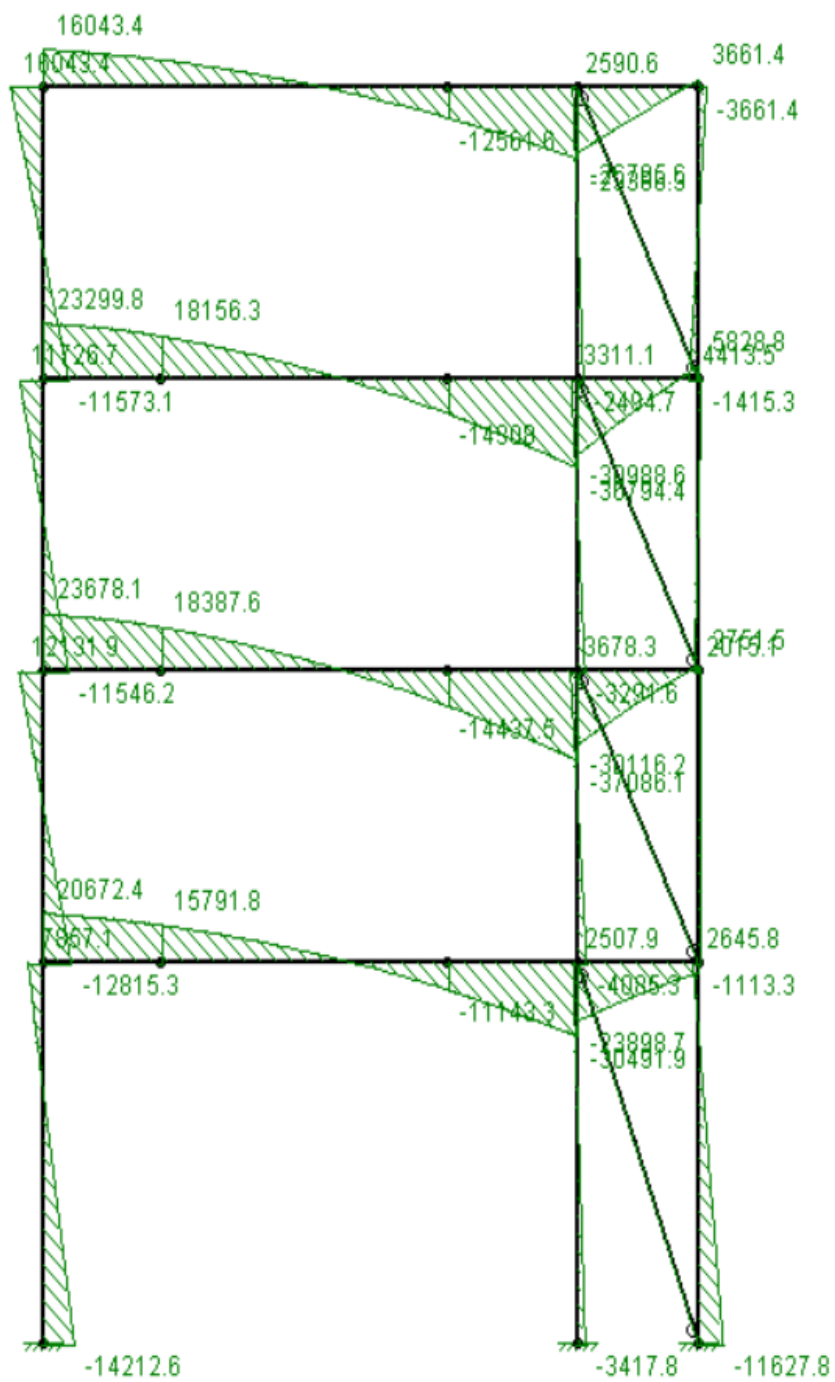
Marco 3 Carga Axial



**Fig. 3.4**  
Marco 3 Cortante

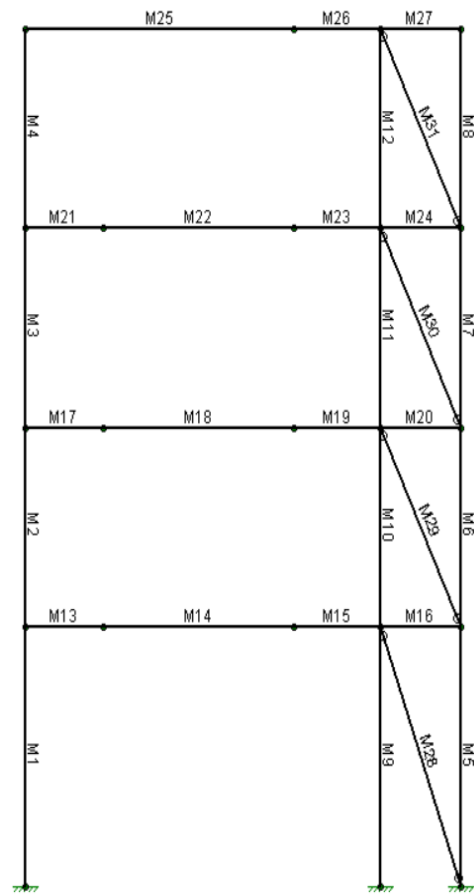


**Fig. 3.5**  
Marco 3 Momento Flexionante

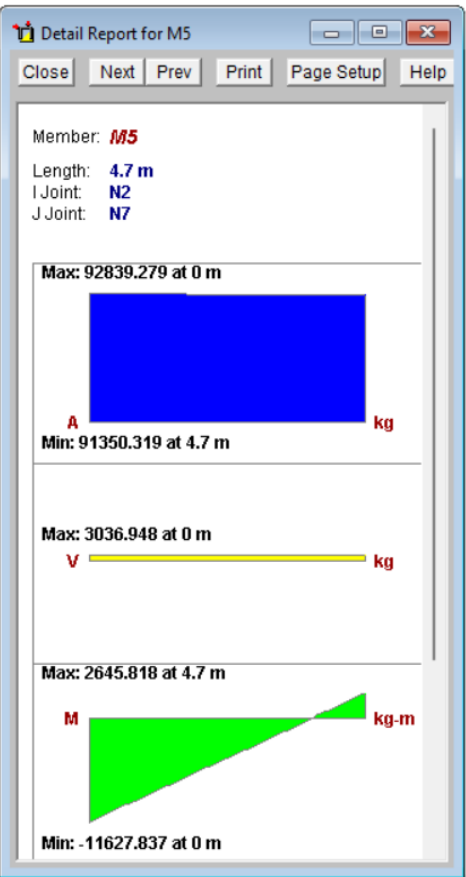


Acontinuación se muestra la numeración de los miembros del marco y los datos que fueron analizados de la columna M5.

**Fig. 3.6**  
Datos analizados en Columna M5



**Fig. 3.7**  
Datos analizados en Columna M5



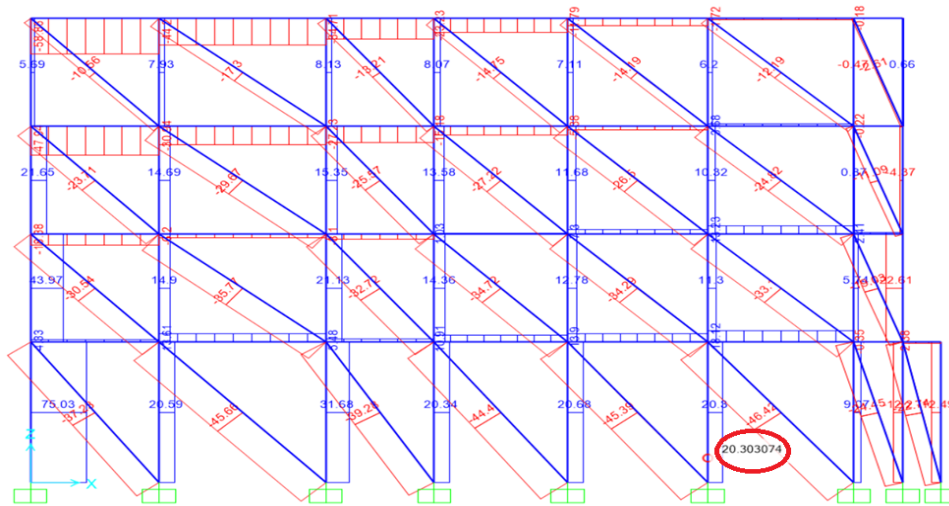
**Fig. 3.8**  
Datos analizados en Columna M5

| Member Section Forces |               |      |           |           |              |    |                                                                                       |                                                                                       |
|-----------------------|---------------|------|-----------|-----------|--------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
|                       | Member Lab... | S... | Axial[kg] | Shear[kg] | Moment[kg-m] |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 16                    | M4            | 1    | -587.236  | 7671.265  | -11573.132   |                                                                                                                                                                              |  |  |
| 17                    |               | 2    | -872.356  | 7671.265  | -4668.994    |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 18                    |               | 3    | -1157.476 | 7671.265  | 2235.144     |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 19                    |               | 4    | -1442.596 | 7671.265  | 9139.283     |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 20                    |               | 5    | -1727.716 | 7671.265  | 16043.421    |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 21                    | M5            | 1    | 92839.279 | 3036.948  | -11627.837   |                                                                                                                                                                              |  |  |
| 22                    |               | 2    | 92467.039 | 3036.948  | -8059.424    |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 23                    |               | 3    | 92094.799 | 3036.948  | -4491.01     |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 24                    |               | 4    | 91722.559 | 3036.948  | -922.596     |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |
| 25                    |               | 5    | 91350.319 | 3036.948  | 2645.818     |                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                       |                                                                                       |

**Fig. 3.9**

Datos analizados en Columna M5

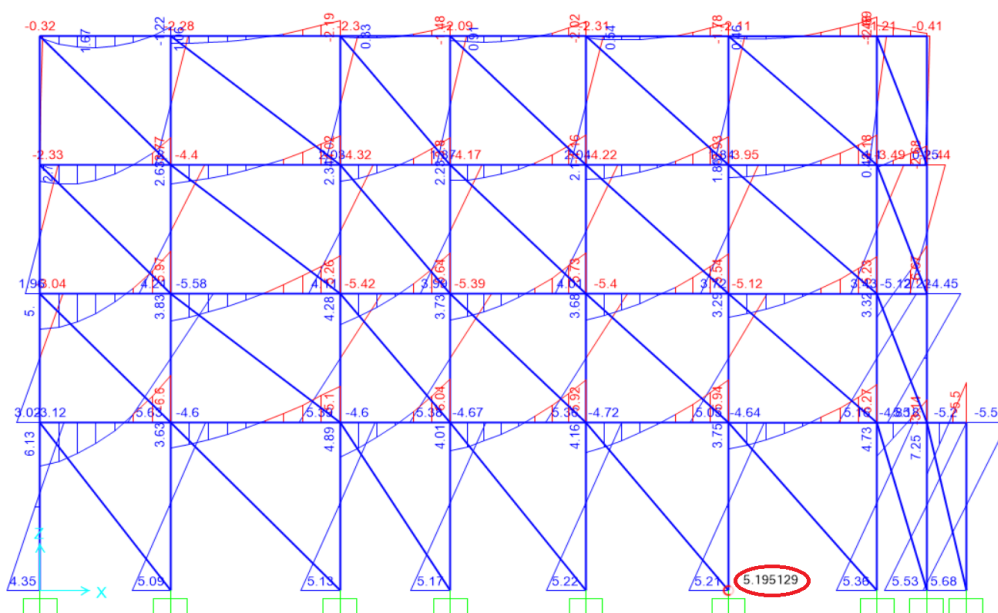
Carga Axial



**Fig. 3.10**

Datos analizados en Columna M5

Momento Flexionante

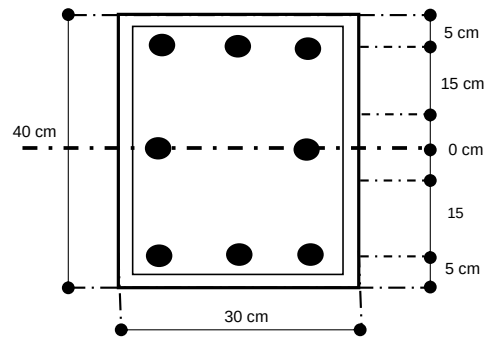


### 3.4 Diseño de elementos de concreto armado

Diseño de columnas C1 en sentido x

Datos

$P_u = 113 \text{ ton}$        $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_{ux} = 11.7 \text{ ton.m}$        $f'_c = 212.5 \text{ kg/cm}^2$   
 $e_x = 0.1$        $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_s = 2000000$        $\beta = 0.85$   
 $A = 30 \text{ cm}$        $p = \frac{A_s}{ab}$   
 $b = 40 \text{ cm}$   
 $\epsilon_{cu}$  = deformación unitaria máxima del concreto



|            | No. | Díam. | Diam. | Av<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|------------|-----|-------|-------|--------------------------|
| $A_{s1} =$ | 3   | 6     | 1.91  | 2.85                     |
| $A_{s2} =$ | 2   | 8     | 2.54  | 5.07                     |
| $A_{s3} =$ | 0   | 0     | 0.00  | 0.00                     |
| $A_{s4} =$ | 3   | 6     | 1.91  | 2.85                     |

|  | No. | Díam. | Diam. | Av<br>(cm <sup>2</sup> ) | As<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--|-----|-------|-------|--------------------------|--------------------------|
|  | 2   | 8     | 2.54  | 5.07                     | 18.68                    |
|  | 0   | 0     | 0.00  | 0.00                     | 10.13                    |
|  | 0   | 0     | 0.00  | 0.00                     | 0.00                     |
|  | 2   | 8     | 2.54  | 5.07                     | 18.68                    |

$A_s = 47.50$   
 $p = 0.040$

Punto. 1 Cálculo de resistencia pura a compresión

$P_{ro} = 0.85 f'_c A_g + A_s F_y$        $\epsilon_{y = \frac{f_y}{E_s}} = \frac{4200}{2 \times 10^6}$   
 $= 416266 \text{ kg}$        $= 0.0021$   
 $= 416.27 \text{ tn}$

Punto. 2 Considerando

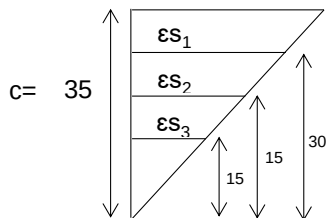
$\text{si } \epsilon'_s > \epsilon_y$        $\text{si } \epsilon > 0.002 \therefore f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $C = 0.85 f'_c x a b$

$c = 35 \text{ cm}$   
 $a = 29.75 \text{ cm}$

$T =$   
 $C > T \therefore \text{debe reducirse el valor de C.}$   
 $a = \beta * c$

Por Triangulos semejantes

$\epsilon_{cu} = 0.003$        $\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{c-d'}{c}$        $f_s = \epsilon_s * E_y$



|                   |                              |             |                               |
|-------------------|------------------------------|-------------|-------------------------------|
| $\epsilon_{s1} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 30$ | $= 0.00257$ | $f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_{s2} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 15$ | $= 0.00129$ | $f'_s = 2571 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_{s3} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 15$ | $= 0.00129$ | $f'_s = 2571 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\epsilon_{s4} =$ | $\frac{0.003}{35} \times 0$  | $= 0.00000$ | $f'_s = 0 \text{ kg/cm}^2$    |

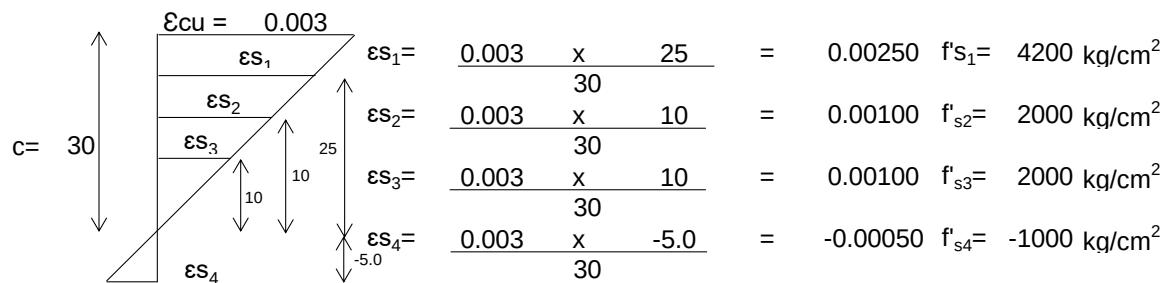
### Cálculo del momento

Tomando momentos con respecto al eje geométrico de la sección

|     | Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |        |                |
|-----|-----------------|---------------|---------------------|--------|----------------|
| C1= | 189.66          | 5.125         | 971.99              | bloque | P= 294.2 ton   |
| T1= | 78.48           | 15.00         | 1177.14             | acero  | M= 21.49 ton-m |
| T2= | 26.06           | 0.00          | 0                   | acero  |                |
|     | 0.00            | 0.00          | 0                   | acero  |                |
| T3  | 0.00            | -15.00        | 0                   | acero  |                |
|     | 294.19          |               | 2149.13             |        |                |

### Punto. 3 Considerando

tent. c= 30 cm  
a= 25.5 cm

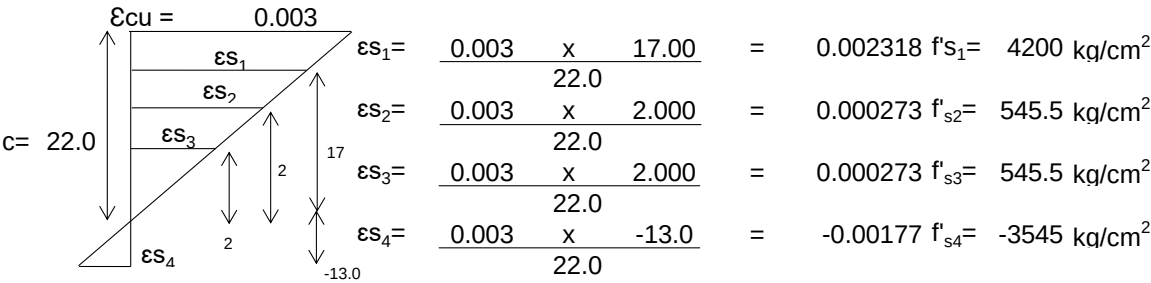


|  | Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |  |
|--|-----------------|---------------|---------------------|--|
|  | 162.56          | 7.25          | 1178.58             |  |
|  | 78.48           | 15.0          | 1177.14             |  |
|  | 20.27           | 0.0           | 0                   |  |
|  | 0.00            | 0.0           | 0                   |  |
|  | -18.68          | -15.0         | 280.273             |  |
|  | 242.62          |               | 2636.00             |  |

P= 242.6 ton  
 M= 26.4 ton-m

Punto. 4 Considerando

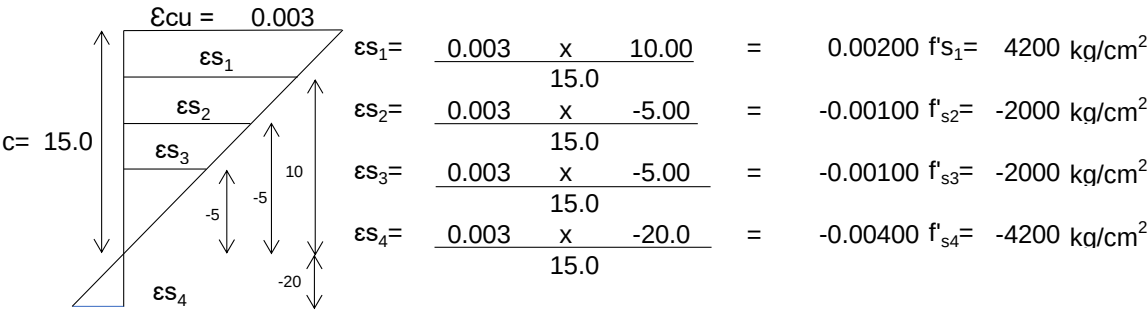
tent.    c=    22    cm                    a= 18.70



| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |               |
|-----------------|---------------|---------------------|---------------|
| 119.21          | 10.65         | 1269.61             |               |
| 78.48           | 15.0          | 1177.14             |               |
| 5.53            | 0.0           | 0                   |               |
| 0.00            | 0.0           | 0                   | P= 137.0 ton  |
| -66.25          | -15.0         | 993.69              | M= 34.4 ton-m |
| 136.97          |               | 3440.45             |               |

Punto. 5 Considerando

tent.    c=    15    cm    a=    12.75

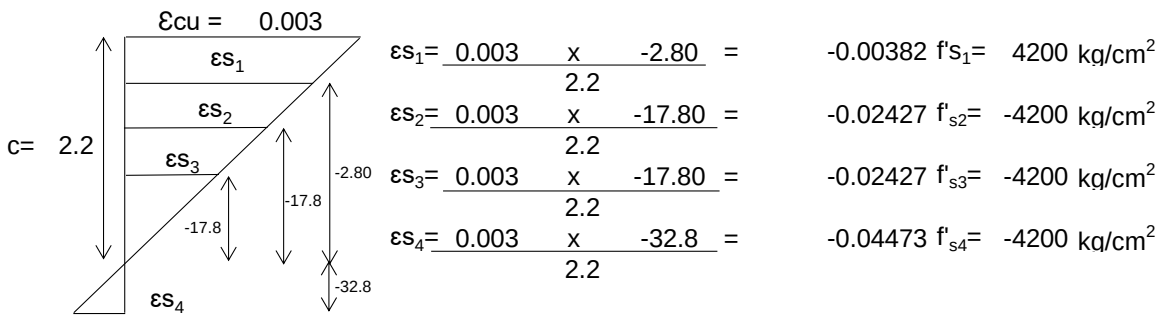


| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 81.28           | 13.63         | 1107.46             |
| 78.48           | 15.0          | 1177.14             |
| -20.27          | 0.0           | 0.00                |
| 0.00            | 0.0           | 0.00                |
| -78.48          | -15.0         | 1177.14             |
| 61.01           |               | 3461.75             |

P=    61.0    ton  
M=    34.6    ton-m

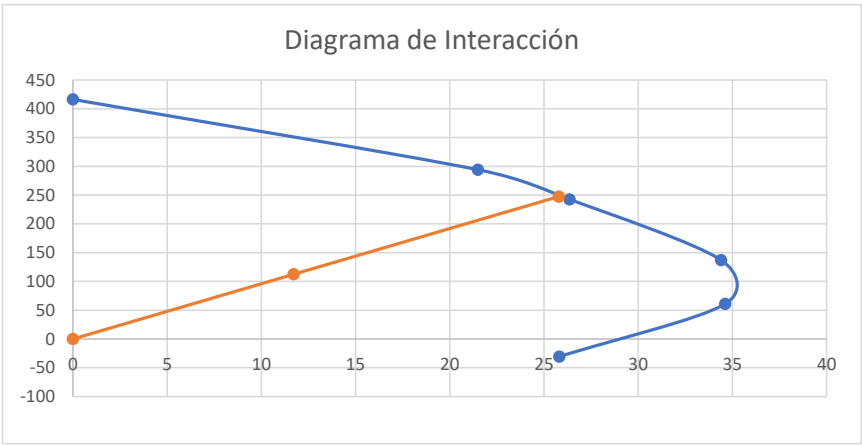
Punto. 6 Considerando

tent.    c=    2.2    cm                      a=    1.87



| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 11.92           | 19.07         | 227.28              |
| 78.48           | 15.0          | 1177.14             |
| -42.56          | 0.0           | 0.00                |
| 0.00            | 0.0           | 0.00                |
| -78.48          | -15.0         | 1177.14             |
| -30.64          |               | 2581.57             |

-30.64  
25.82



| PUN | M     | P      |
|-----|-------|--------|
| 1   | 0     | 416.27 |
| 2   | 21.49 | 294.2  |
| 3   | 26.4  | 242.6  |
| 4   | 34.4  | 137.0  |
| 5   | 34.6  | 61.0   |
| 6   | 25.82 | -30.64 |

**Fig. 3.11**  
Diagrama de Interacción

| PUN | M     | P      |
|-----|-------|--------|
| 1   | 0     | 0      |
| 2   | 11.72 | 112.50 |
| 3   | 25.78 | 247.50 |

2.2

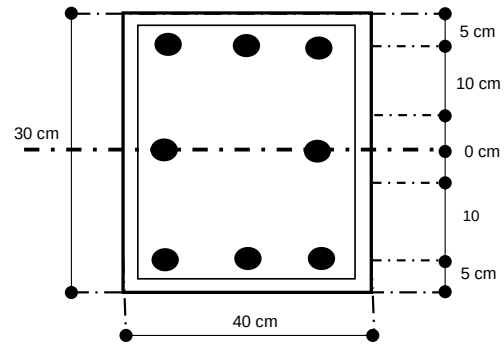
$PR_x = 247.5$

### 3.5 Diseño de elementos de concreto armado

Diseño de columnas C1 en sentido Y

Datos

$P_u = 113 \text{ ton}$        $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_{uy} = 4.94 \text{ ton.m}$        $f'_c = 212.5 \text{ kg/cm}^2$   
 $e_y = 0.04$        $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2000000$        $\beta = 0.85$   
 $A = 30 \text{ cm}$        $p = \frac{A_s}{ab}$   
 $b = 40 \text{ cm}$   
 $\epsilon_{cu}$  = deformación unitaria máxima del concreto



| No. (Pza)           | Díam. N° | db(cm) | Av (cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------|----------|--------|-----------------------|
| A <sub>s1</sub> = 3 | 6        | 1.91   | 2.85                  |
| A <sub>s2</sub> = 2 | 6        | 1.91   | 2.85                  |
| A <sub>s3</sub> = 0 | 0        | 0.00   | 0.00                  |
| A <sub>s4</sub> = 3 | 6        | 1.91   | 2.85                  |

| No. | Diam. | db(cm) | Av cm <sup>2</sup> | As (cm <sup>2</sup> ) |
|-----|-------|--------|--------------------|-----------------------|
| 2   | 5     | 1.59   | 1.98               | 12.51                 |
| 0   | 0     | 0.00   | 0.00               | 5.70                  |
| 0   | 0     | 0.00   | 0.00               | 0.00                  |
| 2   | 5     | 1.59   | 1.98               | 12.51                 |

$A_s = 30.72$   
 $p = 0.026$

Punto. 1 Cálculo de resistencia pura a compresión

$$\begin{aligned}
 P_{ro} &= 0.85f'_c A_g + A_s F_y \\
 &= 345770 \text{ kg} \\
 &= 345.77 \text{ tn}
 \end{aligned}
 \quad
 \begin{aligned}
 \epsilon_{y=E_s} &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2 \times 10^6} \\
 &= 0.0021
 \end{aligned}$$

Punto. 2 Considerando

$$\begin{aligned}
 \text{si } \epsilon'_s > \epsilon_y \quad \text{si } \epsilon > 0.002 \quad \therefore f'_s &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 C &= 0.85f'_c x_{ab} \\
 T &= \\
 C > T \quad \therefore &\text{debe reducirse el valor de C.} \\
 a &= \beta * c
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= 25 \text{ cm} \\
 a &= 21.25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Por Triangulos semejantes

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{cu} &= 0.003 \quad \frac{\epsilon'_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{c-d'}{c} \quad f_s = \epsilon_s * E_y
 \end{aligned}$$

|  |                                                        |                               |
|--|--------------------------------------------------------|-------------------------------|
|  | $\epsilon_{s1} = \frac{0.003}{25} \times 20 = 0.00240$ | $f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$ |
|  | $\epsilon_{s2} = \frac{0.003}{25} \times 10 = 0.00120$ | $f'_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ |
|  | $\epsilon_{s3} = \frac{0.003}{25} \times 10 = 0.00120$ | $f'_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ |
|  | $\epsilon_{s4} = \frac{0.003}{25} \times 0 = 0.00000$  | $f'_s = 0 \text{ kg/cm}^2$    |

### Cálculo del momento

Tomando momentos con respecto al eje geométrico de la sección

|     | Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |        |
|-----|-----------------|---------------|---------------------|--------|
| C1= | 180.63          | 4.375         | 790.23              | bloque |
| T1= | 52.54           | 10.00         | 525.39              | acero  |
| T2= | 13.68           | 0.00          | 0                   | acero  |
|     | 0.00            | 0.00          | 0                   | acero  |
| T3  | 0.00            | -10.00        | 0                   | acero  |
|     | 246.85          |               | 1315.63             |        |

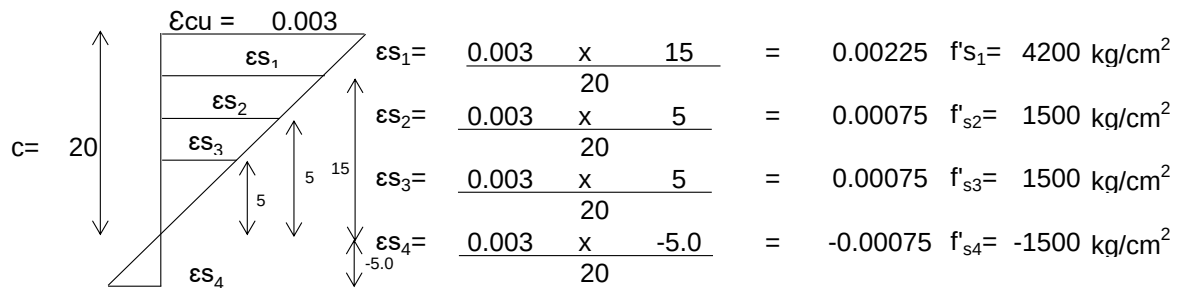
$$P = 246.8 \text{ ton}$$

$$M = 13.16 \text{ ton-m}$$

### Punto. 3 Considerando

$$\text{tent. } c = 20 \text{ cm}$$

$$a = 17 \text{ cm}$$



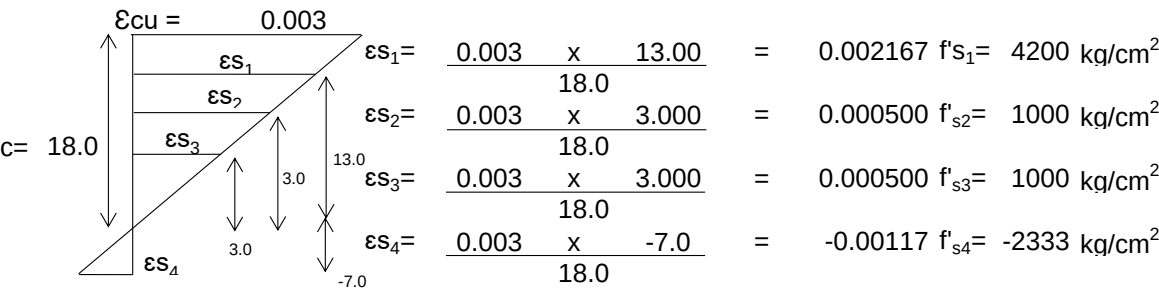
|  | Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |
|--|-----------------|---------------|---------------------|
|  | 144.50          | 6.50          | 939.25              |
|  | 52.54           | 10.0          | 525.392             |
|  | 8.55            | 0.0           | 0                   |
|  | 0.00            | 0.0           | 0                   |
|  | -18.76          | -10.0         | 187.64              |
|  | 186.83          |               | 1652.28             |

$$P = 186.8 \text{ ton}$$

$$M = 16.5 \text{ ton-m}$$

Punto. 4 Considerando

tent.    c=    18    cm                    a= 15.30

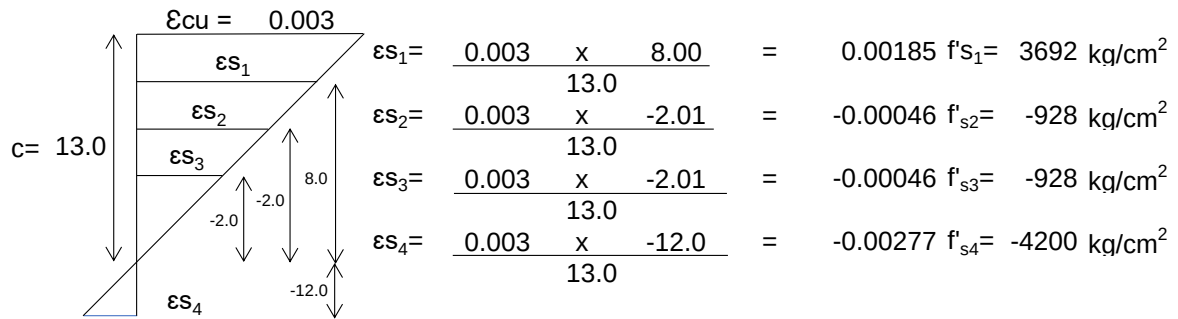


| Fuerza<br>(ton) | Brazo<br>(cm) | Momento<br>(ton-cm) |
|-----------------|---------------|---------------------|
| 130.05          | 7.35          | 955.87              |
| 52.54           | 10.0          | 525.39              |
| 5.70            | 0.0           | 0                   |
| 0.00            | 0.0           | 0                   |
| -29.19          | -10.0         | 291.88              |
| 159.10          |               | 1773.14             |

P= 159.1 ton  
M= 17.7 ton-m

Punto. 5 Considerando

tent.  $c = 13$  cm  $a = 11.05$

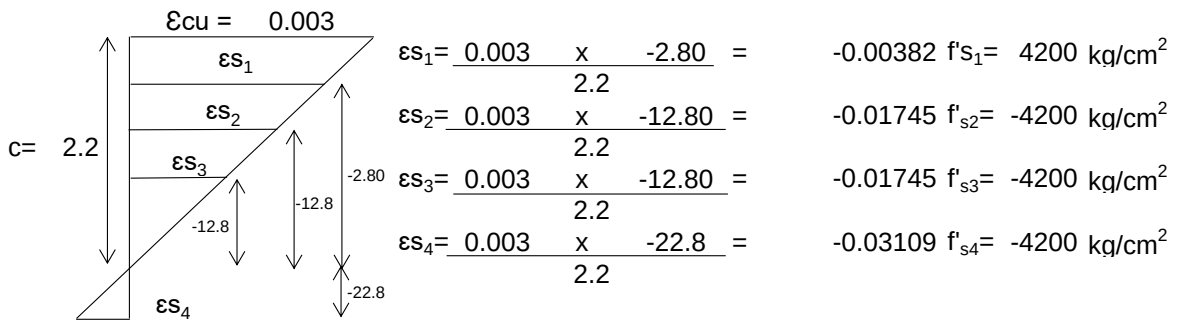


| Fuerza (ton) | Brazo (cm) | Momento (ton-cm) |
|--------------|------------|------------------|
| 93.93        | 9.48       | 889.94           |
| 46.19        | 10.0       | 461.88           |
| -5.29        | 0.0        | 0.00             |
| 0.00         | 0.0        | 0.00             |
| -52.54       | -10.0      | 525.39           |
| 82.29        |            | 1877.22          |

$P = 82.3$  ton  
 $M = 18.8$  ton-m

Punto. 6 Considerando

tent.  $c = 2.2$  cm  $a = 1.87$



| Fuerza (ton) | Brazo (cm) | Momento (ton-cm) |
|--------------|------------|------------------|
| 15.90        | 14.07      | 223.56           |
| 52.54        | 10.0       | 525.39           |
| -23.94       | 0.0        | 0.00             |
| 0.00         | 0.0        | 0.00             |
| -52.54       | -10.0      | 525.39           |
| -8.05        |            | 1274.35          |

-8.05  
12.74

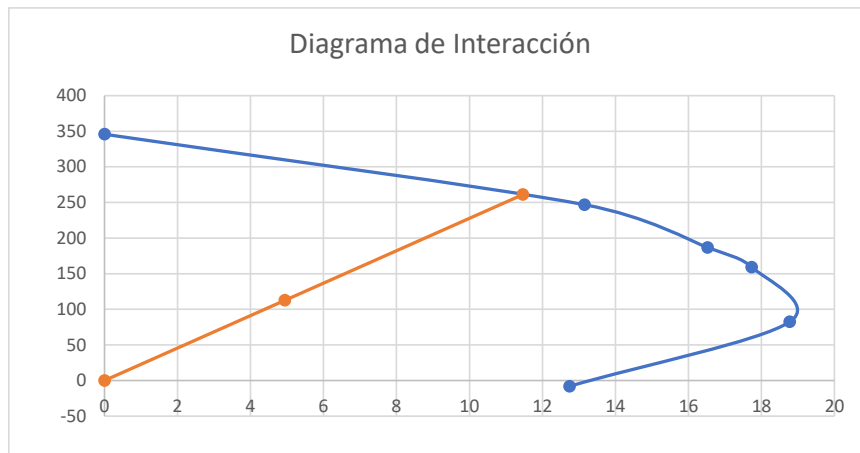


Fig. 3.12  
Diagrama de interacción

| PUN | M     | P      |
|-----|-------|--------|
| 1   | 0     | 345.77 |
| 2   | 13.16 | 246.8  |
| 3   | 16.5  | 186.8  |
| 4   | 17.7  | 159.1  |
| 5   | 18.8  | 82.3   |
| 6   | 12.74 | -8.05  |

| PUN | M     | P      |
|-----|-------|--------|
| 1   | 0     | 0      |
| 2   | 4.94  | 112.50 |
| 3   | 11.46 | 261.00 |

$PR_y = 261.0$  ok

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{PRO}}$$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{247.5} + \frac{1}{261.0} - \frac{1}{345.77}}$$

$$PR = FR \quad PR_n = \begin{matrix} 200.81 \\ 150.61 \\ 150.61 \end{matrix} \quad \begin{matrix} tn \\ FR = 0.75 \\ > 113 \end{matrix} \quad \begin{matrix} tn \\ OK \end{matrix}$$

### 3.6 Diseño de Nervio 1

Cargas de Diseño

$$M_u = 15.08 \text{ t.m}$$

$$V_u = 5.83 \text{ t}$$

#### Revisión por Flexión

MATERIALES.

$$\begin{array}{ll} \text{Concreto} & f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\ & f''_c = 212.50 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Acero} & F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ & F_R = 0.75 \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} b = & 30 \text{ cm} & r = & 4 \text{ cm} \\ h = & 35 \text{ cm} & d = & 31 \text{ cm} \end{array}$$

$$MR = FRbd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$MR = 12.86 \text{ tn-m}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Dia} = & 3/4 \\ A_b = & 2.85 \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{Dia} = & 1 \\ A_b = & 5.07 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} 2 \# 6 & 2 \\ A_s = & 5.70 \end{array} \quad \begin{array}{ll} 2 \# 8 & 2 \\ A_s = & 10.13 \end{array}$$

$$A_{ST} = 15.83$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad p = 0.017026$$

$$q = \frac{pf_y}{f'_c} \quad q = 0.337$$

$$T_{AS} = 0.017 \times 30 \times 31 = 15.83$$

#### Resistencia del Acero de Refuerzo

$$\text{si } p = 0.017 \geq 0.015$$

$$\therefore V_{CR} = 0.5FR\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_{CR} = 5514 \text{ kg.}$$

Proponiendo estribos del #3 en 2 ramas:

$$A_v = 0.71$$

$$A_v = 1.43 \quad s = 15$$

$$V_{CR} = \frac{F_R A_v F_y d}{s}$$

$$V_{CR} = 9277.50$$

$$V_R = 14791.72 \text{ kg.}$$

Según la Norma 2017 no debe exceder de:

$$2.5FRbd\sqrt{f'_c} = 27571.11 \text{ kg.}$$

$$14791.72 > 5828.571 \text{ ok}$$

## Diseño de Nervio 2

Cargas de Diseño

$$M_u = 10.6 \text{ t.m}$$

$$V_u = 13.6 \text{ t}$$

### Revisión por Flexión

MATERIALES.

$$\begin{array}{ll} \text{Concreto} & f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\ & f''_c = 212.50 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero} & F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ & F_R = 0.75 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Dia} = & 5/8 \\ A_b = & 1.98 \\ 4 \# 5 & 4 \\ A_s = & 7.92 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} b = & 20 \text{ cm} \quad r = 4 \text{ cm} \\ h = & 35 \text{ cm} \quad d = 31 \text{ cm} \end{array}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad p = 0.01277$$

$$\begin{array}{ll} MR = FRbd^2 f'_c q (1 - 0.5q) \\ MR = 6.76 \quad \text{tn-m} \end{array}$$

$$q = \frac{pf_y}{f'_c} \quad q = 0.25239$$

$$p = 0.013 < 0.015$$

$$\text{Si } \therefore V_{CR} = FRbd(0.20 + 20p)\sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 3348 \text{ kg.}$$

### Resistencia del Acero de Refuerzo

Proponiendo estribos del #3 en 2 ramas:

$$\begin{array}{ll} A_v = 0.71 & d \\ A_v = 1.42 & s_{\max} = \frac{d}{2} \\ V_{SR} = \frac{F_R A_v F_y d}{s} & s = 15 \end{array}$$

$$V_{CR} = 9244.20 \text{ kg.}$$

$$V_R = 12592.41$$

Según la Norma 2017 no debe exceder de:

$$2.5FRbd\sqrt{f'_c} = 18380.74 \text{ kg.}$$

$$12592.41 > 13600 \text{ ok}$$

### 3.7 Diseño de elementos de Mampostería

Cálculo de fuerza cortante a partir de la fuerza axial de las diagonales equivalentes. Se tomo de referencia los marcos del Muro A por se mas desfavorables.

| Muro                      | $P_u$<br>Ton | $\phi$ | $V_u$     |
|---------------------------|--------------|--------|-----------|
| 1                         | 18.32        | 71     | 5.829     |
| 2                         | 42.03        | 47     | 28.9      |
| 3                         | 43.92        | 46     | 30.36     |
| 4                         | 37.88        | 59     | 19.43     |
| 5                         | 41.64        | 53     | 25.02     |
| 6                         | 42.95        | 52     | 26.74     |
| 7                         | 44.99        | 50     | 28.73     |
| Total de cortante $V_u =$ |              |        | 165.0 Ton |

Fuerza lateral aplicada al marco A por nivel desde el análisis sísmico

|         |        |   |                       |
|---------|--------|---|-----------------------|
| Nivel 1 | 20.91  | t |                       |
| Nivel 2 | 46.73  | t | multiplicado por: 1.1 |
| Nivel 3 | 72.90  | t | $V_u =$ 235.601 Ton   |
| Nivel 4 | 73.65  | t |                       |
| Total   | 214.18 | t |                       |

Las columnas deben absorber parte de ese cortante, las cuales estan armadas con un porcentaje total  $p=0.01277$ , por lo tanto, por cara; tendrán  $p=0.0031925$  que se usará para cálculo de cortante resistente.

Resistencia del concreto

$$V_{CR} = FRbd(0.2+20p)\sqrt{f'c}$$

$V_{CR} = 3128.876 \text{ kg}$

$b = 40 \text{ cm}$        $H = 30 \text{ cm}$   
 $d = 25 \text{ cm}$        $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R = 0.75$   
 $P = 0.00319$

Resistencia del acero de refuerzo

$$V_{SR} = \frac{F_R A_b f_y d}{s}$$

$s = 7 \text{ cm}$   
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 4 ramas de 3/8"  $A_v = 2.84 \text{ cm}^2$

$V_{SR} = 31950 \text{ kg}$

Cortante total que resiste una columna = 35078.876 kg

Según la norma 2017 no se debe exceder de:  $2FRbd\sqrt{f'c} = 23717.1 \text{ kg}$   
 por columna

En este marco contamos con 7 columnas, por lo tanto estas absorben un total de:

**166019.6 kg**

$$\text{quedando por absorber la mampostería} = 235600.52 - 166019.58 = 69580.94 \text{ kg}$$

De acuerdo a las normas técnicas complementarias el cortante resistente de los muros diafragma es:

$$V^*_{mR} = 3.00 \text{ kg/cm}^2 \quad V_{mR} = [(0.5V'_m A_T + 0.3P) * f] \leq 1.5FRV'_m A_T f$$

$$F_R = 0.7$$

$$P = 0 \quad \text{*Por ser muro diafragma}$$

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{SI } \frac{H}{L} \leq 0.20 \\ 1.0 & \text{SI } \frac{H}{L} \geq 0.1 \end{cases}$$

| Muro               | Long<br>cm | esp<br>cm | H<br>cm | H/L  | f   | $V_{mR}$<br>kg |
|--------------------|------------|-----------|---------|------|-----|----------------|
| 1                  | 146        | 14        | 470     | 3.22 | 1.0 | 3066           |
| 2                  | 412        | 14        | 470     | 1.14 | 1.0 | 8652           |
| 3                  | 416        | 14        | 470     | 1.13 | 1.0 | 8736           |
| 4                  | 260        | 14        | 470     | 1.81 | 1.0 | 5460           |
| 5                  | 327        | 14        | 470     | 1.44 | 1.0 | 6867           |
| 6                  | 346        | 14        | 470     | 1.36 | 1.0 | 7266           |
| 7                  | 361        | 14        | 470     | 1.30 | 1.0 | 7581           |
| Total de cortante= |            |           |         |      |     | 47628          |

47628.00 > 69580.94  
Es aceptable el diseño

## 4. Diferencias notables entre ntc-2004 vs ntc-2017

### 4.1 Distorsión de entrepiso

Las normas técnicas complementaria para diseño por Sismo 2004, en su sección 1.8 hace mención en cuanto a la revisión por desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso; no excederán **0.006 h**, es decir la diferencia de elevaciones correspondiente.

Salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de **0.012 h**.

Este desplazamiento calculado se multiplicaba por el factor de comportamiento sísmico Q. es decir no importaba el Q para ambos desplazamientos. Las NTC-2004 esta sección no era tan específicas solo manejaban dos valores para el desplazamiento.

Esta NTC-2017 define a la distorsión de entrepiso cómo la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente.

Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros y cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes.

- a) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite ( $\gamma_{max}$ ) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural que se haya adoptado.
- b) Q es el factor de comportamiento sísmico. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura, etc.

Por lo tanto, esta norma 2017, nos da diferentes valores para los desplazamientos (distorsión límite) para: estructuras de concreto, estructuras de acero y compuestas, estructuras de mampostería, aunado a todo esto el factor de comportamiento sísmico  $Q$  es afectado por un factor de sobre resistencia  $R$ .

**Tabla 4.1**

*Factores de comportamiento único y distorsiones límite para estructuras de concreto.*

| Estructuración                                                                       | Ductilidad | Condición                                                                        | $Q$ | $\gamma_{\max}$ |
|--------------------------------------------------------------------------------------|------------|----------------------------------------------------------------------------------|-----|-----------------|
| Marcos                                                                               | Alta       | ----                                                                             | 4.0 | 0.030           |
|                                                                                      | Media      | ----                                                                             | 3.0 | 0.020           |
|                                                                                      | Baja       | ----                                                                             | 2.0 | 0.015           |
| Marcos de elementos prefabricados                                                    | Media      | Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas | 3.0 | 0.020           |
|                                                                                      | Baja       | Con conexiones en zonas críticas o en los nudos                                  | 2.0 | 0.015           |
| Sistema dual <sup>(a)</sup> formado por marcos y muros de concreto <sup>(2)(3)</sup> | Alta       | Con muros de concreto de ductilidad alta                                         | 4.0 | 0.020           |
|                                                                                      | Media      | Con muros de concreto de ductilidad media                                        | 3.0 | 0.015           |
|                                                                                      | Baja       | Con muros de concreto de ductilidad baja                                         | 2.0 | 0.010           |

**Tabla 4.2**

*Periodo fundamental en el sentido X y Y*

| NORMA 2004                          |      | NORMA 2017                           |      |
|-------------------------------------|------|--------------------------------------|------|
| Periodo Fundamental en el sentido x |      |                                      |      |
| Valores utilizados de 0.012h        |      | Valores utilizados de 0.015h y 0.010 |      |
| Δreal cm                            | Δadm | Δreal cm                             | Δadm |
| 1.46                                | 4.32 | 2.18                                 | 5.40 |
| 2.55                                | 4.32 | 3.83                                 | 5.40 |
| 2.72                                | 4.32 | 4.08                                 | 5.40 |
| 0.71                                | 5.64 | 1.07                                 | 7.05 |
| Periodo Fundamental en el sentido Y |      |                                      |      |
| Δreal cm                            | Δadm | Δreal cm                             | Δadm |
| 0.30                                | 4.32 | 0.30                                 | 3.60 |
| 0.56                                | 4.32 | 0.56                                 | 3.60 |
| 0.67                                | 4.32 | 0.67                                 | 3.60 |
| 0.67                                | 5.64 | 0.67                                 | 4.70 |

## 4.2 Espectros de diseño

Para la construcción de los Espectros para Diseño Sísmico respecto a la Norma 2004 se tomaron las consideraciones que hace mención la norma.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned} a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; & \text{si } T < T_a \\ a &= c ; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ a &= qc ; & \text{si } T > T_b \end{aligned} \quad (3.1)$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.2)$$

Pero los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtuvieron del manual de SCT.

**Tabla 4.3**

*Valores característicos del espectro sísmico para estructuras tipo B.*

| Zona sísmica | Tipo de suelo | $a_0$ | $c$  | $T_a$ (s) | $T_b$ (s) | $r$           |
|--------------|---------------|-------|------|-----------|-----------|---------------|
| A            | I             | 0,02  | 0,08 | 0,2       | 0,6       | $\frac{1}{2}$ |
|              | II            | 0,04  | 0,16 | 0,3       | 1,5       | $\frac{2}{3}$ |
|              | III           | 0,05  | 0,20 | 0,6       | 2,9       | 1             |
| B            | I             | 0,04  | 0,14 | 0,2       | 0,6       | $\frac{1}{2}$ |
|              | II            | 0,08  | 0,30 | 0,3       | 1,5       | $\frac{2}{3}$ |
|              | III           | 0,10  | 0,36 | 0,6       | 2,9       | 1             |
| C            | I             | 0,09  | 0,36 | 0,2       | 0,6       | $\frac{1}{2}$ |
|              | II            | 0,13  | 0,50 | 0,3       | 1,4       | $\frac{2}{3}$ |
|              | III           | 0,16  | 0,64 | 0,6       | 1,9       | 1             |
| D            | I             | 0,13  | 0,50 | 0,2       | 0,6       | $\frac{1}{2}$ |
|              | II            | 0,17  | 0,68 | 0,3       | 1,2       | $\frac{2}{3}$ |
|              | III           | 0,21  | 0,86 | 0,6       | 1,7       | 1             |
| E            | I             | 0,04  | 0,16 | 0,2       | 0,6       | $\frac{1}{2}$ |
|              | II            | 0,08  | 0,32 | 0,3       | 1,5       | $\frac{2}{3}$ |
|              | III           | 0,10  | 0,40 | 0,6       | 3,9       | 1             |

Datos considerados para el espectro

Zona Sísmica C

$Q=2$ ,  $a_0= 0.13$ ,  $C= 0.5$ ,  $T_a= 0.3$ ,  $T_b= 1.4$ ,  $r= 2/3$

$a= 0.5$

Para la construcción de los Espectros para Diseño Sísmico respecto a la Norma **2017** se tomaron las consideraciones que hace mención la norma.

Para el análisis en el sentido X

$Q= 3$ ,  $R_o= 2$ ,  $p= 1.25$ ,  $\xi_e= 0.05$ ,  $\alpha= 0.90$ ,  $R= 2$ ,  $\beta= 1$ ,  $Q'=2.31$

Zona D, Terreno II

$T_e= 0.60$ ,  $T_a= 0.10$ ,  $T_b= 1.40$ ,  $K= 1$

$a= 1.562$

Para el análisis en el sentido Y

$Q= 2$ ,  $R_o= 2$ ,  $p= 1.25$ ,  $\xi_e= 0.07$ ,  $\alpha= 0.90$ ,  $R= 2$ ,  $\beta= 0.859$ ,  $Q'=1.46$

Zona D, Terreno II

$T_e= 0.35$ ,  $T_a= 0.10$ ,  $T_b= 1.40$ ,  $K= 1$

$a= 1.562$

#### **4.3 Término sobrerresistencia R**

De las NTC-2017. Incluye un nuevo factor en la sección 3.5 Factor de sobre-resistencia. Esto para el análisis sísmico

El factor de sobre-resistencia, R, debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R=k_1R_0+k_2$$

donde  $R_0$  es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará para este caso igual a:

**2.0** Para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 4;

Para calcular las fuerzas cortantes en diferentes entrepisos de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de los pisos.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \frac{c}{Q'} \geq a_0$$

$$F_i = \frac{c}{Q'R} w_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

**Tabla 4.4**

*Cálculo de la fuerza sísmica y cortante*

| Cálculo de la Fuerza Sísmica y Cortante |        |           |        |           |        |           |        |
|-----------------------------------------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| NTC-2004                                |        |           |        | NTC-2017  |        |           |        |
| Sentido X                               |        | Sentido Y |        | Sentido X |        | Sentido Y |        |
| Fs tn                                   | V tn   | Fs tn     | V tn   | Fs tn     | V tn   | Fs tn     | V tn   |
| 51.38                                   | 51.383 | 77.07     | 77.07  | 93.8      | 93.81  | 148.4     | 148.43 |
| 54.80                                   | 106.18 | 82.20     | 159.28 | 100.1     | 193.86 | 158.3     | 306.73 |
| 38.20                                   | 144.39 | 57.30     | 216.58 | 69.7      | 263.61 | 110.4     | 417.08 |
| 21.14                                   | 165.53 | 31.72     | 248.3  | 38.6      | 302.21 | 61.1      | 478.16 |

#### 4.4 Término $f^*c$

la Norma Técnica de Concreto 2004 especifica que para el cálculo de resistencias se utilice una resistencia reducida a la compresión del concreto denominada  $f^*c$  cuyo valor es:  $f^*c=0.8f'c$

El término  $f^*$ , toma en cuenta que la resistencia del concreto en la estructura es, por lo general, menor que la de los cilindros de control, y que existe una cierta probabilidad de que el concreto utilizado no alcance la resistencia de diseño  $f'c$ .

El factor de 0.8 se estableció para que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura sea menor que  $f'c$  resulte de 2 por ciento, por lo tanto, la resistencia nominal se expresa como:

$$P_{ro} = 0.85f^*cA_g + A_sF_y$$

#### 4.5 Término $f''c$

El término  $0.85 f^*$ , se denomina  $f''$ , en las Normas Técnicas Complementarias.

Usando esta notación, a resistencia nominal se expresa como:

$$P_{ro} = 0.85 f'' c A_g + A_s F_y$$

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor  $f_c''$  igual a  $0.85 f_c^*$ .

**Tabla 4.5**

*Cálculo de la Resistencia Pura*

| Cálculo de la Resistencia Pura                    |                                                |
|---------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| NTC- 2004                                         | NTC-2017                                       |
| Datos                                             | Datos                                          |
| $f^*c=200 \text{ kg/cm}^2$                        | $f''c= 0.85f^*c= 212.5$                        |
| $A_g=1200 \text{ cm}^2$                           | $A_g=1200 \text{ cm}^2$                        |
| $A_s=22.80 \text{ cm}^2$                          | $A_s= 47.50 \text{ cm}^2$                      |
| $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$                        | $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$                     |
| $P_{ro} = 0.85 f^* c A_g + A_s F_y$<br>=299.77 tn | $P_{ro} = 0.85 f'' c A_g + A_s F_y$<br>=416.27 |

## Conclusiones

La evolución de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para el diseño sísmico, desde su versión en 2004 hasta la revisión en 2017, refleja un avance significativo en la precisión y la consideración de diversos factores que influyen en la seguridad estructural frente a eventos sísmicos. A partir del análisis comparativo entre ambas versiones, se pueden extraer varias conclusiones relevantes como por ejemplo que, la NTC-2017 presenta una mayor especificidad en cuanto a los criterios para el diseño por sismo, especialmente en lo que respecta a la revisión de desplazamientos laterales y distorsiones entre pisos consecutivos. Esta precisión brinda una mayor confianza en la seguridad estructural de las edificaciones frente a eventos sísmicos. Con respecto a elementos estructurales, la NTC-2017 introduce consideraciones específicas para diferentes tipos de estructuras, como concreto, acero, compuestas y mampostería, lo que refleja una comprensión más detallada de las características y comportamientos de cada tipo de estructura frente a fuerzas sísmicas, lo que conduce a un diseño más adecuado y seguro.

Asimismo, La introducción del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) en la NTC-2017, junto con su relación con el factor de sobre resistencia ( $R$ ), proporciona un enfoque más holístico para evaluar la respuesta estructural ante eventos sísmicos. Esto permite ajustar la capacidad de resistencia de las estructuras de acuerdo con su vulnerabilidad y la severidad esperada del sismo. De igual forma, la NTC-2017 actualiza los parámetros y espectros de diseño para reflejar mejor las condiciones sísmicas actuales, lo que garantiza que las estructuras diseñadas bajo esta norma estén preparadas para enfrentar las amenazas sísmicas de manera más efectiva y precisa.

Finalmente, la inclusión de nuevos términos y ecuaciones, como el término de sobre resistencia ( $R$ ) y la consideración de la resistencia reducida del concreto ( $f^*_c$ ),

demuestra un enfoque más riguroso en los cálculos y análisis estructurales. Esto permite una mayor confiabilidad en la capacidad de las estructuras para resistir fuerzas sísmicas. En síntesis, la transición de la NTC-2004 a la NTC-2017 representa un avance significativo en la ingeniería sísmica, proporcionando un marco normativo más completo y actualizado que mejora la seguridad y la resiliencia de las edificaciones frente a eventos sísmicos. La implementación de estas normas garantiza una mayor protección de la vida humana y la propiedad ante uno de los mayores riesgos naturales.

## **Recomendaciones**

Es importante que los profesionales de la ingeniería civil y las autoridades pertinentes actualicen sus conocimientos y adopten las últimas normativas y estándares de diseño sísmico, como la NTC-2017. Esto garantiza que las estructuras nuevas cumplan con los requisitos más actualizados y brinden una mayor seguridad a sus ocupantes. De igual forma, se recomienda que los ingenieros civiles y otros profesionales relacionados con la construcción se mantengan actualizados sobre los avances en ingeniería sísmica mediante la participación en cursos de formación continua, seminarios y conferencias ya que esto les permitirá aplicar las últimas técnicas y prácticas en el diseño y la construcción de estructuras sísmicamente resistentes.

Aunado a esto, se debe implementar un riguroso proceso de verificación y control de calidad durante todas las etapas de diseño y construcción de estructuras. Esto incluye la revisión detallada de los cálculos estructurales, la inspección de materiales y la supervisión de la ejecución de obras para garantizar el cumplimiento de las normativas y estándares de diseño sísmico.

Finalmente, es importante destacar la importancia de concienciar al público en general sobre la importancia de construir estructuras sísmicamente resistentes y sobre cómo actuar durante y después de un terremoto. Esto puede lograrse a través de campañas educativas, programas de capacitación y divulgación de información sobre medidas de prevención y seguridad.

## Bibliografía

Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para el Distrito Federal*. Publicado el 6 de octubre de 2004.

Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal*. Publicado el 6 de octubre de 2004.

Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para el Distrito Federal*. Publicado el 6 de octubre de 2004.

Gobierno del Distrito Federal. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para el Distrito Federal*. Publicado el 15 de diciembre de 2017.

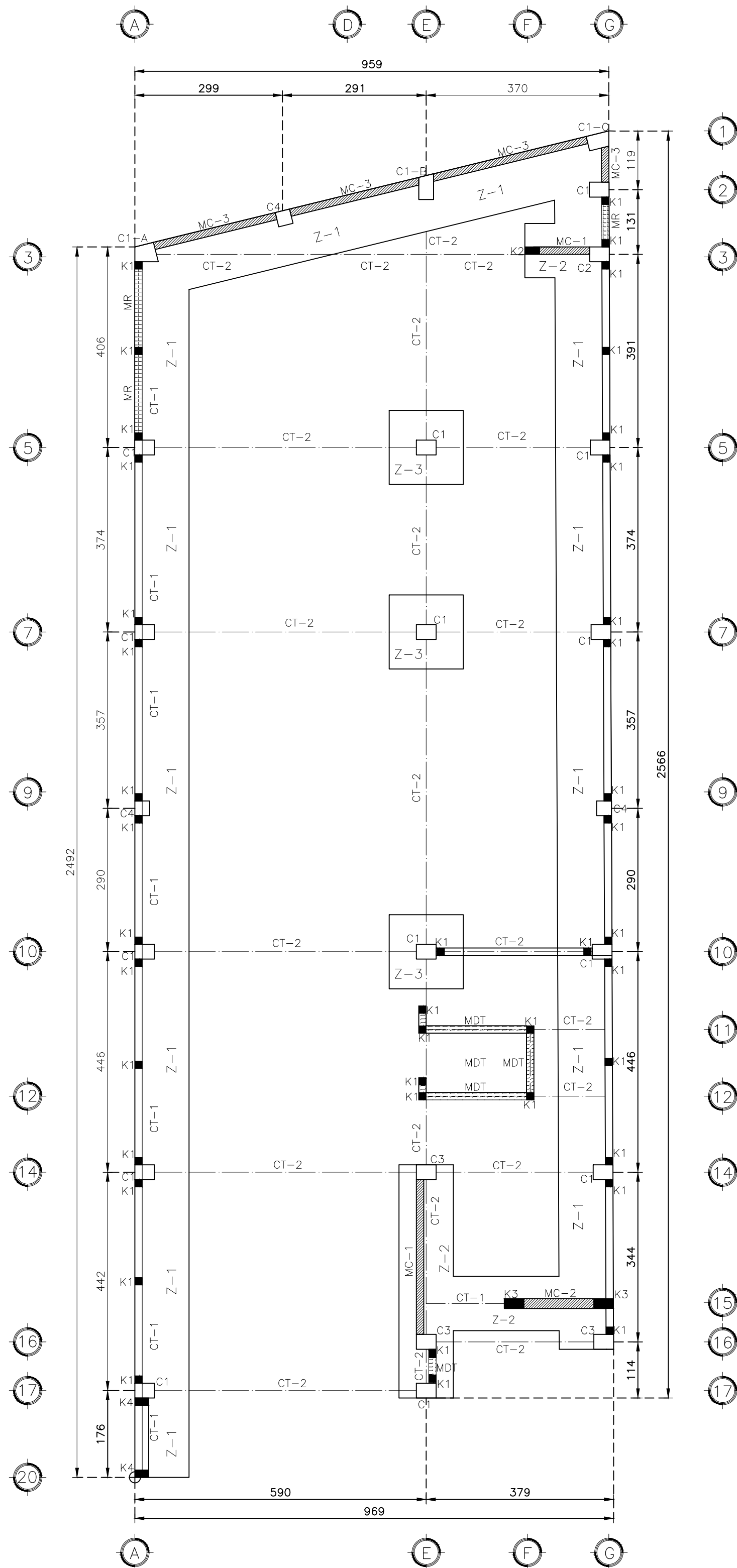
Gobierno del Distrito Federal. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal*. Publicado el 15 de diciembre de 2017.

Gobierno del Distrito Federal. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para el Distrito Federal*. Publicado el 15 de diciembre de 2017.

Villagrán-Arroyo, E. I., Cruz-Gómez, M. A., Posada-Sánchez, A. E., Hidalgo-Toxqui, J. P., Galindo-Ramírez, S., & Muñoz-Flores, J. G. O. (2018). Transición del Factor de Carga para Combinaciones por Gravedad de NTC-2004 a NTC-2017. *Conciencia Tecnológica*, (56).

Zeevaert, L. (1960). *Base shear in tall buildings during earthquake July 28, 1957, in Mexico City*. Paper presented at the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan.

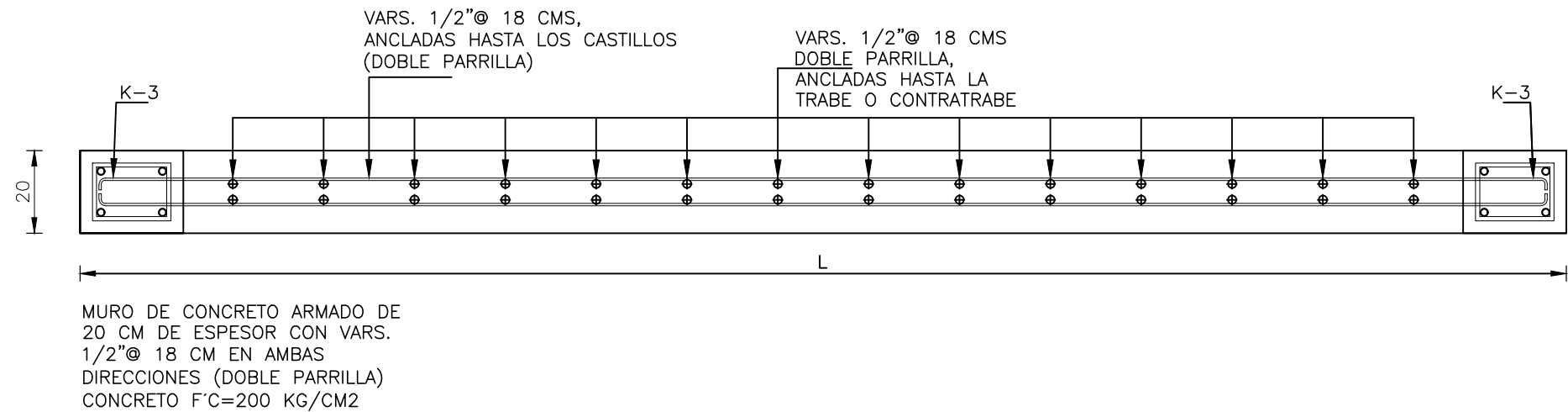
## Anexos



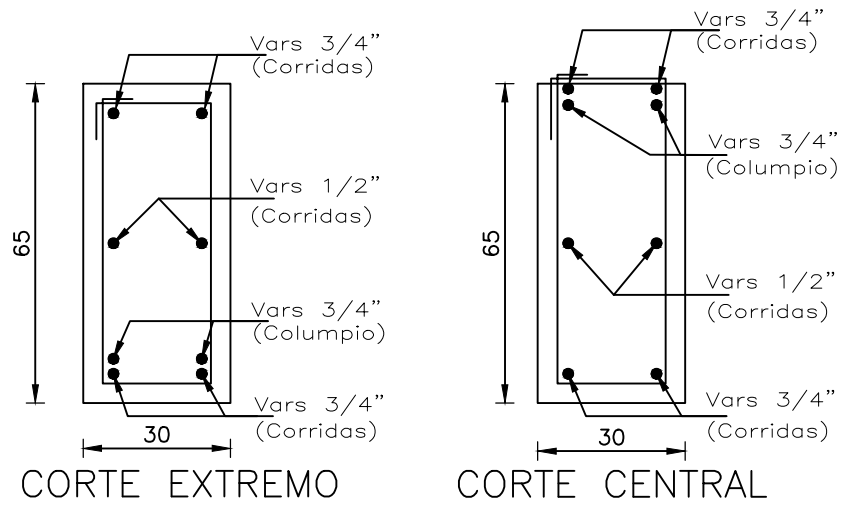
PLANTA DE CIMENTACIÓN  
ESC 1:75

SIMBOLOGIA DE MUROS

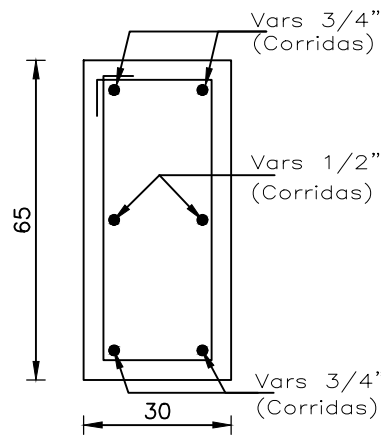
- MUROS DE CARGA DE TABICÓN
- MC MUROS DE CONCRETO
- MD MUROS DIVISORIOS (TABLAROCA)
- MDT MUROS DIVISORIOS (TABICÓN)
- MR MUROS DE CARGA DE TABICÓN REFORZADO



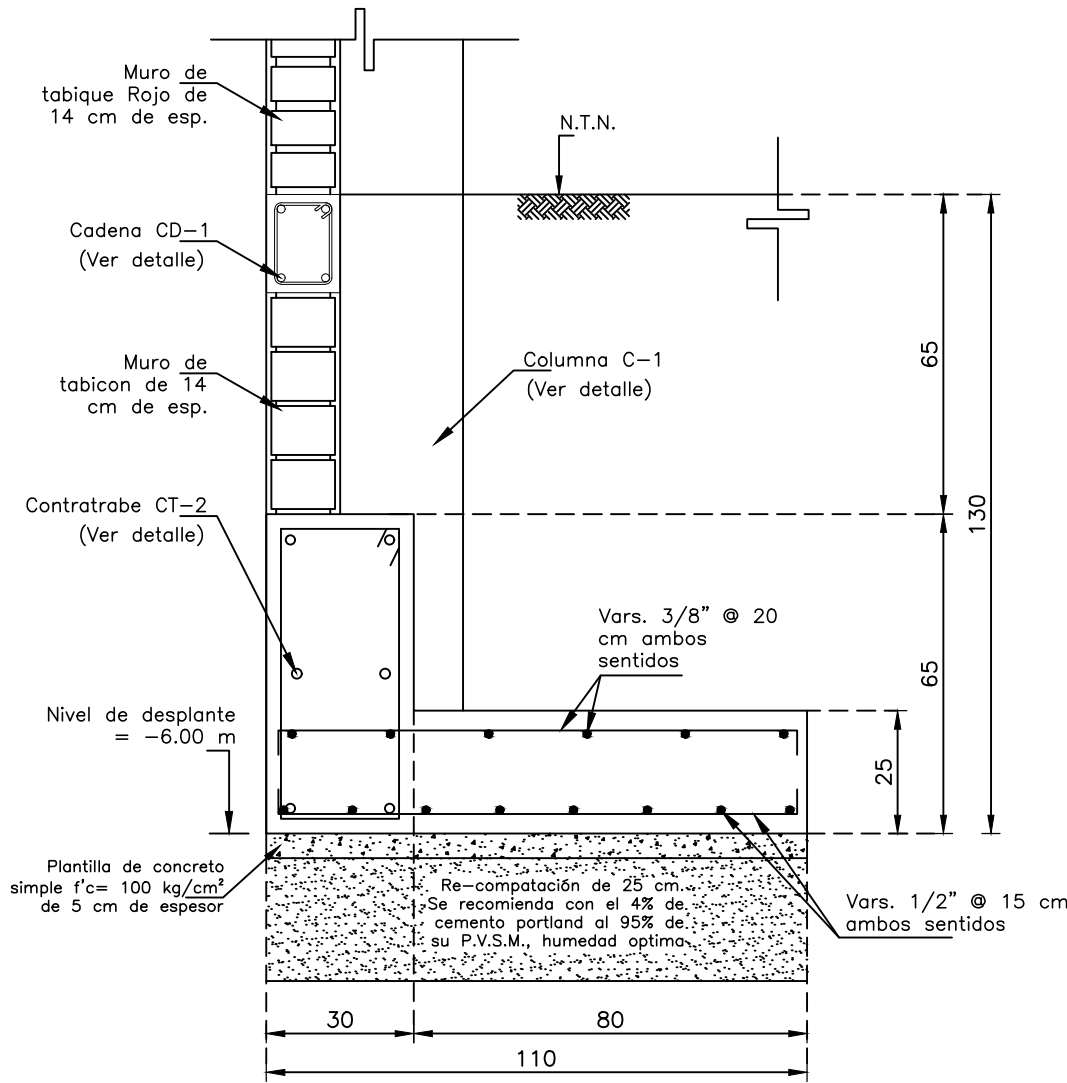
MC-2



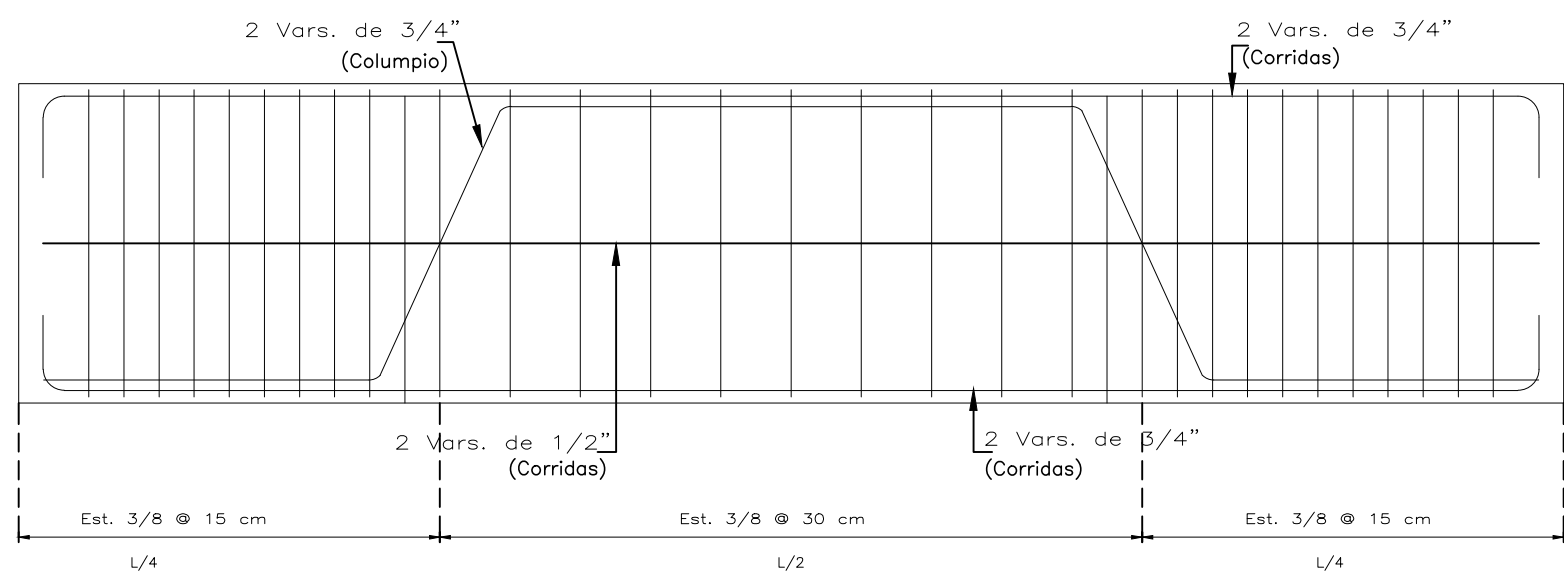
CONTRATRABE CT-2  
ESC 1:15



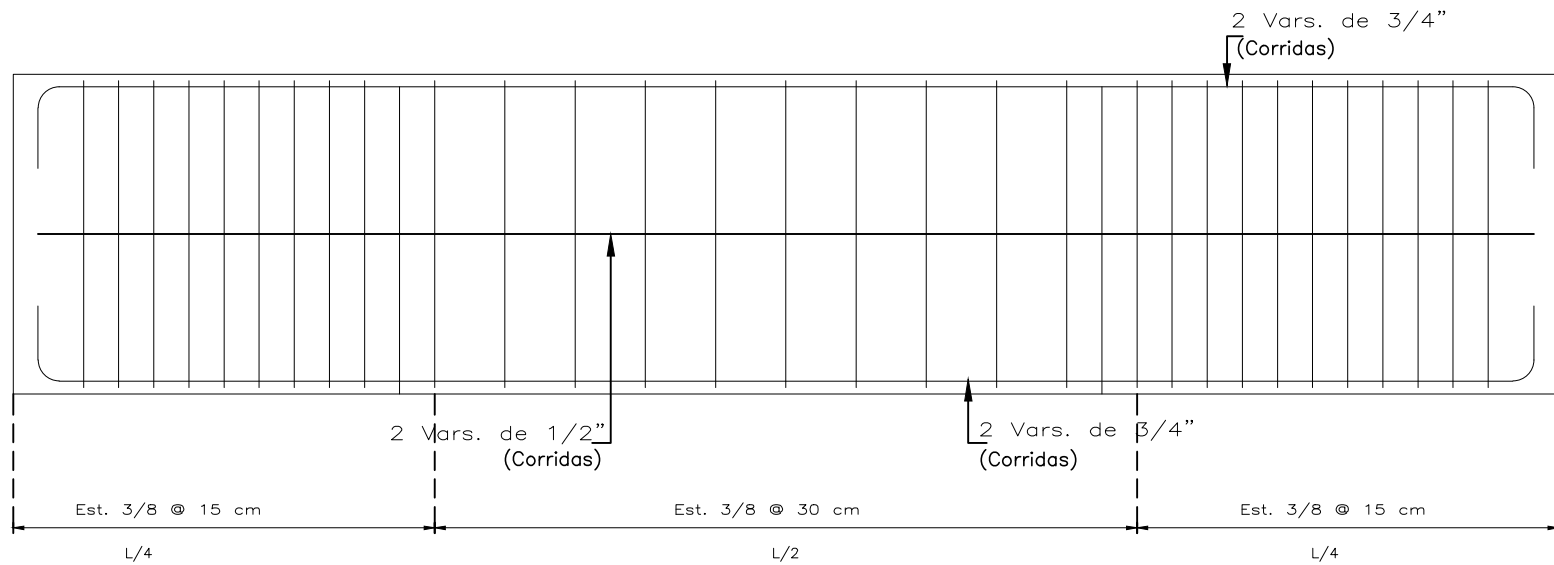
CONTRATRABE CT-1  
ESC 1:15



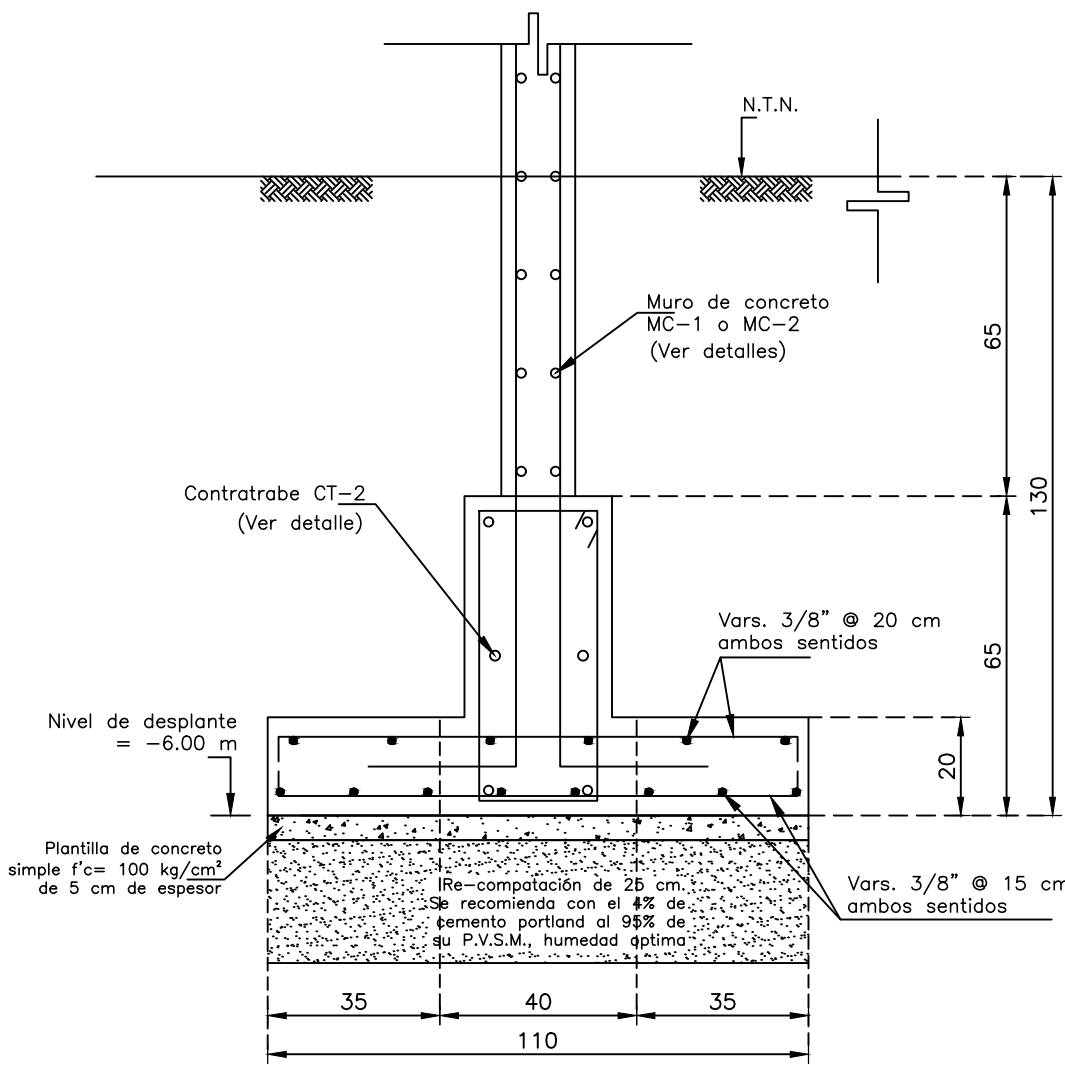
ZAPATA Z-1  
ESC. 1:15



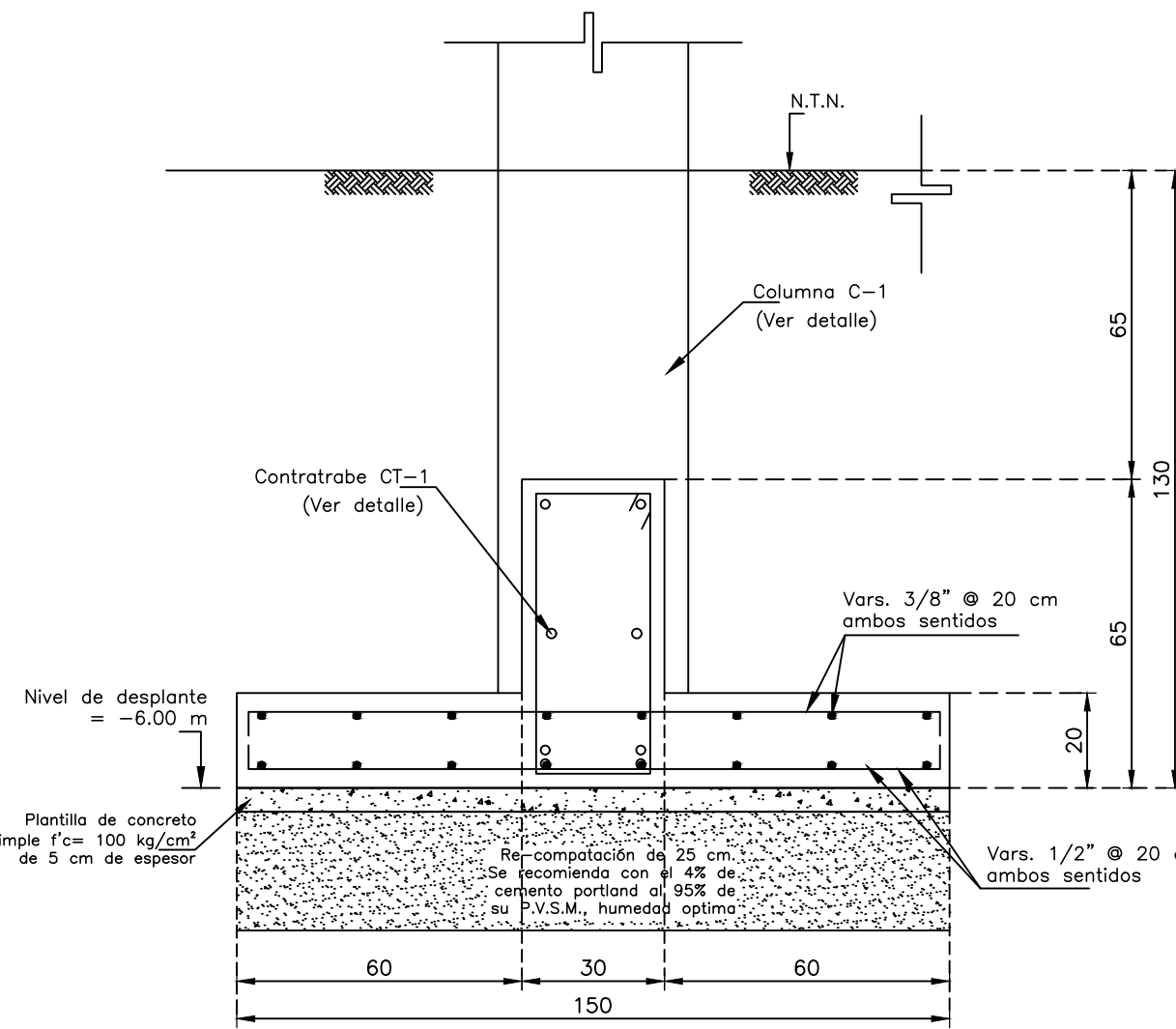
CONTRATRABE CT-2  
CORTE LONGITUDINAL  
S/E



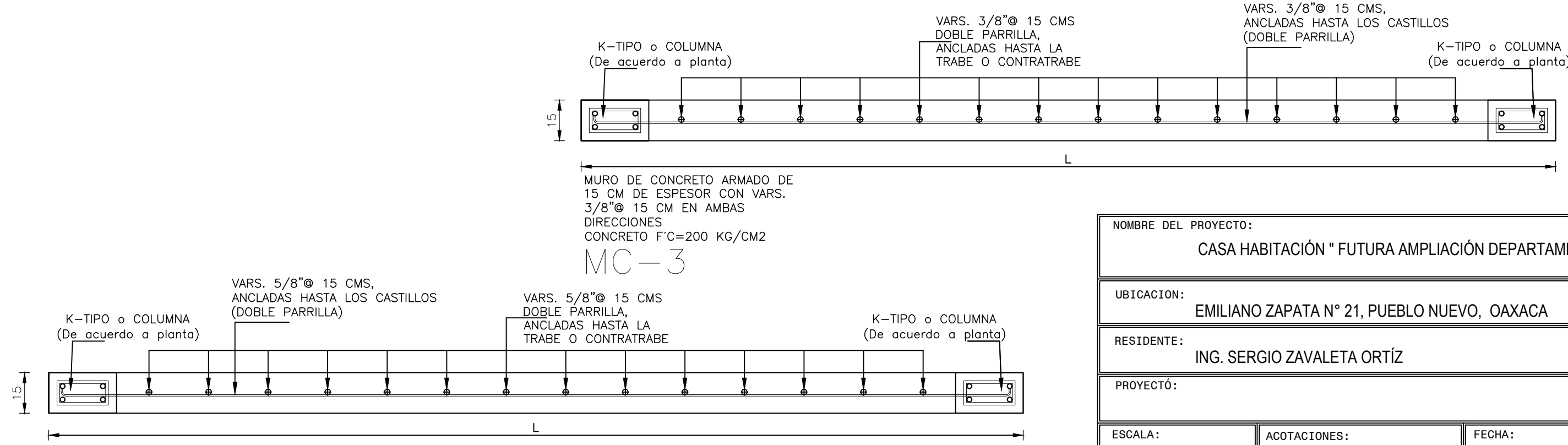
CONTRATRABE CT-1  
CORTE LONGITUDINAL  
S/E



ZAPATA Z-2  
ESC. 1:15



ZAPATA Z-3  
ESC. 1:15



MC-3



MC-1

NOTAS GENERALES:

- TODAS LAS ELEVACIONES INDICADAS ESTAN EN METROS.
- TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- EL CONCRETO HIDRÁULICO EN CIMENTACIÓN SERA F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.
- EL CONCRETO HIDRÁULICO EN CASTILLOS, CADENAS Y MUROS DE CONCRETO SERA DE UN F'C= 200 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.
- EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO SERA DE FY=4200 KG/CM2 Y DEBERÁ ESTAR LIBRE DE ÓXIDO ANTES DE COLAR.

- EL ACERO DE DIÁMETRO DE 1/4" SERÁ DE FY=3200 KG/CM2.
- LOS MUROS DE MAMPOSTERIA SERAN DE TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

- LOS MUROS DE ENRASE SERAN TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3
- LA PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES SERAN SEGUN EL PROYECTO, COLOCANDO ADEMÁS DONDE SEA NECESARIO.

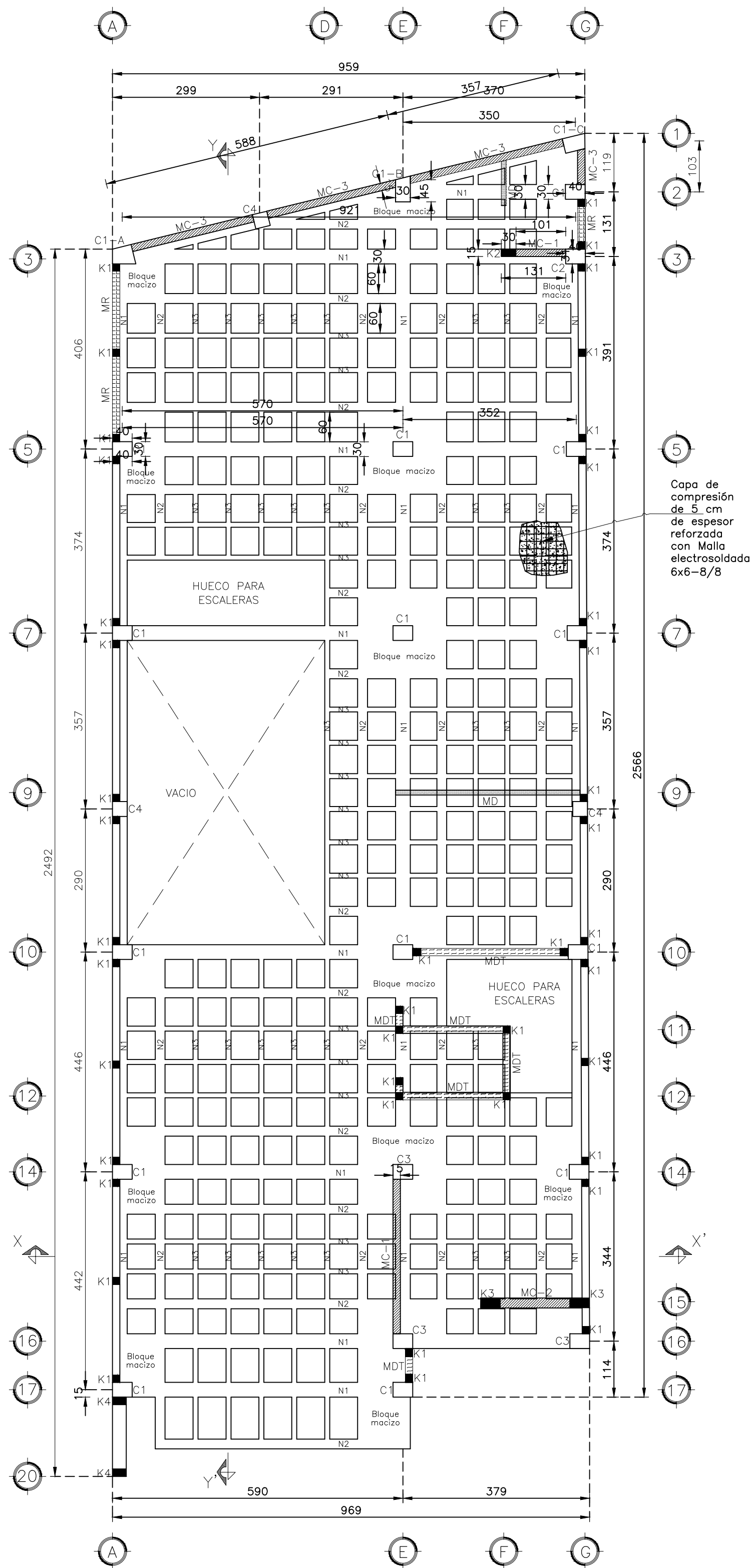
- LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ EN TERRENO FIRME Y LIBRE DE MATERIAL VEGETAL UNA VEZ HECHO EL DESPALME. SE CONSIDERO UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 24.94 TON/M2, DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS. EN ESTE MISMO ESTUDIO RECOMENDARON LA ZONA SÍSMICA C, COEFICIENTE SÍSMICO 0.5 PARA SUELO TIPO II.

- LA PLANTILLA BAJO CIMENTACIÓN SERÁ DE CONCRETO SIMPLE F'C=100 KG/CM2 DE 5 CM DE ESPESOR COLOCADO SOBRE TERRENO MEJORADO.

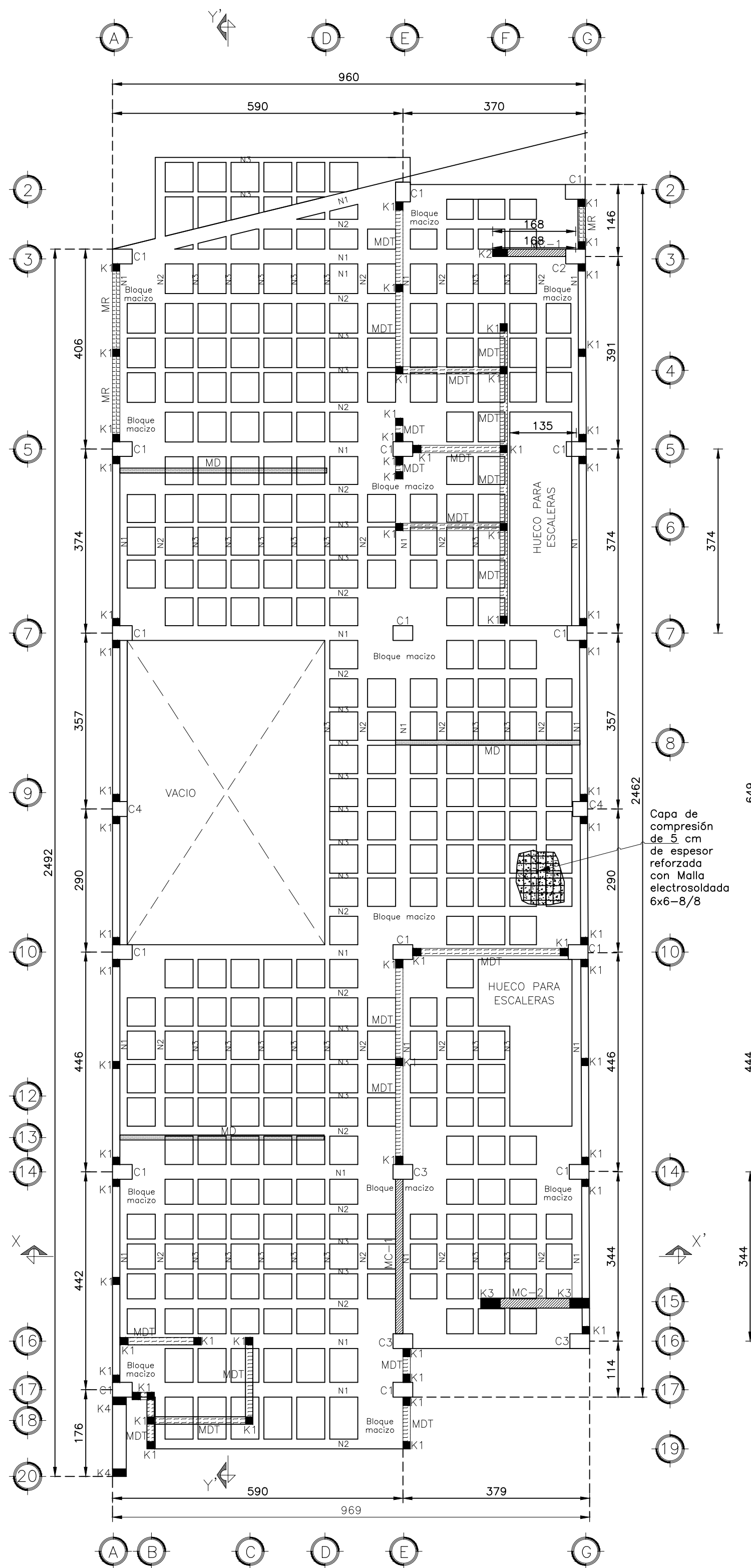
- ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO HECHO EN OBRA
- EL AGREGADO FINO DEBE ESTAR CONSTITUIDO POR ARENA NATURAL O MATERIALES INERTES CON CARACTERÍSTICAS SIMILARES, CON GRANOS LIMPIOS, SANOS, RESISTENTES Y ESTAR LIBRES DE MATERIA ORGÁNICA O LÓDOS, SUS DIÁMETROS NO DEBEN SER MAYORES DE 1/4".
- EL AGREGADO GRUESO DEBE ESTAR CONSTITUIDO CON PIEDRA TRITURADA, GRAVA MAYORES DE 3/8" Y MENORES DE 3/4". DEBEN SER LIMPIOS, DÚROS, RESISTENTES Y ESTAR EXENTOS DE MATERIA ORGÁNICA.
- EL AGUA QUE SE UTILICE EN LA ELABORACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO, DEBE ESTAR LIMPIA Y EXENTA DE ACEITES, SUSTANCIAS PERJUDICIALES, ÁCIDOS ALCALINOS Y MATERIAS ORGÁNICAS, DEBE EVITARSE LA UTILIZACIÓN DE AGUA QUE CONTenga MÁS DEL 5 % DE CLORURO.

- ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO PREMEZCLADO
- PREVIO AL SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO SE RECOMIENDA LLEVAR A CABO LA SIGUIENTE INSPECCIÓN PARA ASEGURAR QUE LA ESTRUCTURA O ELEMENTO A COLAR SE ENCUENTRA LISTA PARA RECIBIRLO:
- ALINEACIÓN Y PENDIENTE DEL ELEMENTO
- REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES, HERMETICIDAD, ESTABILIDAD Y LIMPIEZA DEL SISTEMA DE CÍMBRAS.
- TAMAÑO, GRADO, UBICACIÓN, EMPALMES, LIMPIEZA Y RECUBRIMIENTOS DEL ACERO DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA.
- LA PERFECTA COLOCACIÓN DE ELEMENTOS O INSTALACIONES AHOGADAS.
- REVISAR LAS CONDICIONES AMBIENTALES CON EL FIN DE PREVER LA NECESIDAD DE ALGÚN SISTEMA DE PROTECCIÓN ESPECIAL.
- SE RECOMIENDA UNA VEZ TERMINADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, IMPLEMENTAR UN PROCEDIMIENTO DE PROTECCIÓN Y CURADO, CON EL FIN DE GARANTIZAR LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIA A 28 DÍAS.

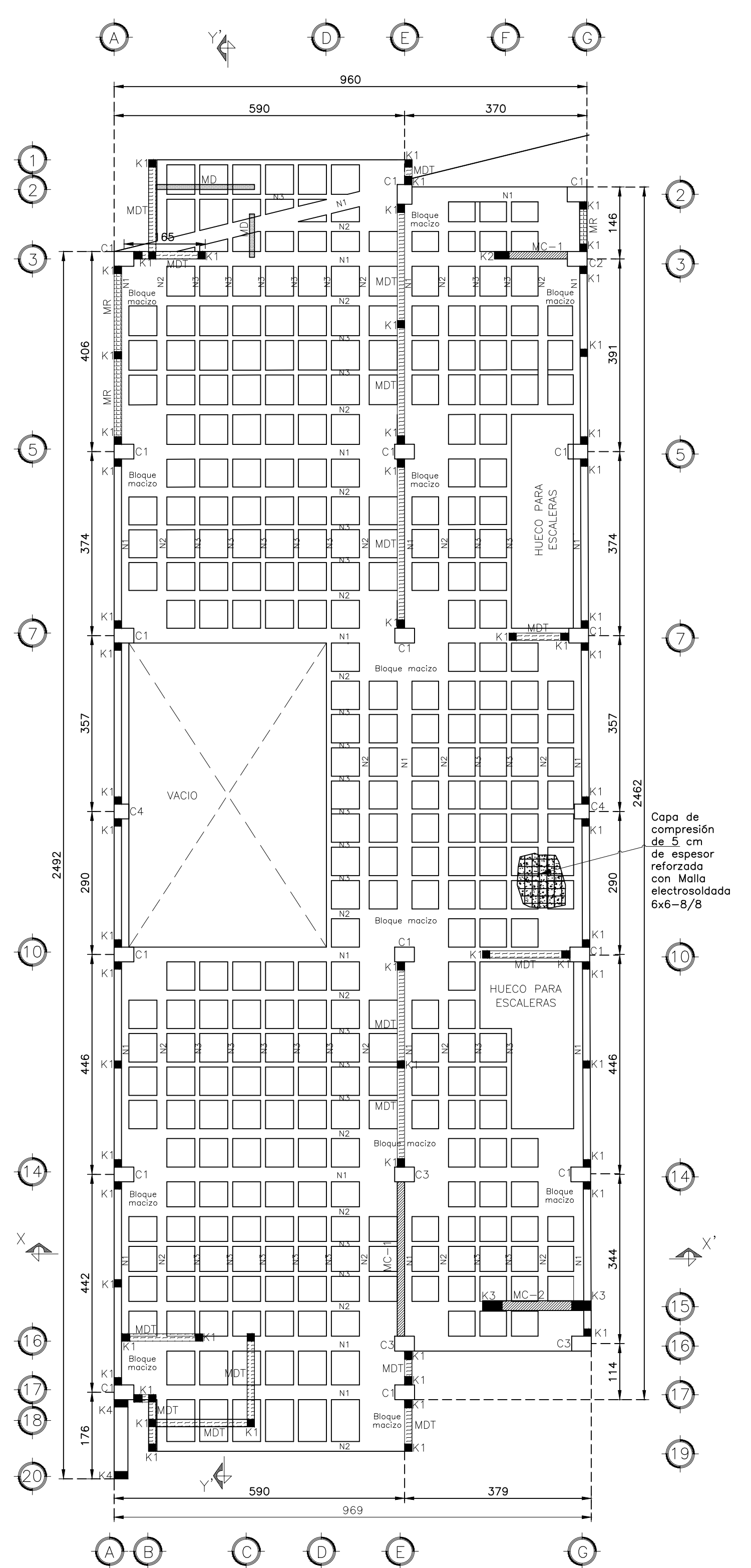
|                                                                                       |                             |                          |                                           |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------------------|
| NOMBRE DEL PROYECTO:<br>CASA HABITACIÓN " FUTURA AMPLIACIÓN DEPARTAMENTOS - OFICINA " |                             |                          | PLANO:<br>1 DE 5<br><br>No. :<br><b>1</b> |
| UBICACION:<br>EMILIANO ZAPATA N° 21, PUEBLO NUEVO, OAXACA                             |                             |                          |                                           |
| RESIDENTE:<br>ING. SERGIO ZAVALA ORTÍZ                                                |                             |                          |                                           |
| PROYECTO:                                                                             |                             |                          |                                           |
| ESCALA:<br>LA INDICADA                                                                | ACOTACIONES:<br>CENTIMETROS | FECHA:<br>DICIEMBRE 2019 |                                           |
| PLANO:<br>CIMENTACIÓN                                                                 |                             |                          |                                           |



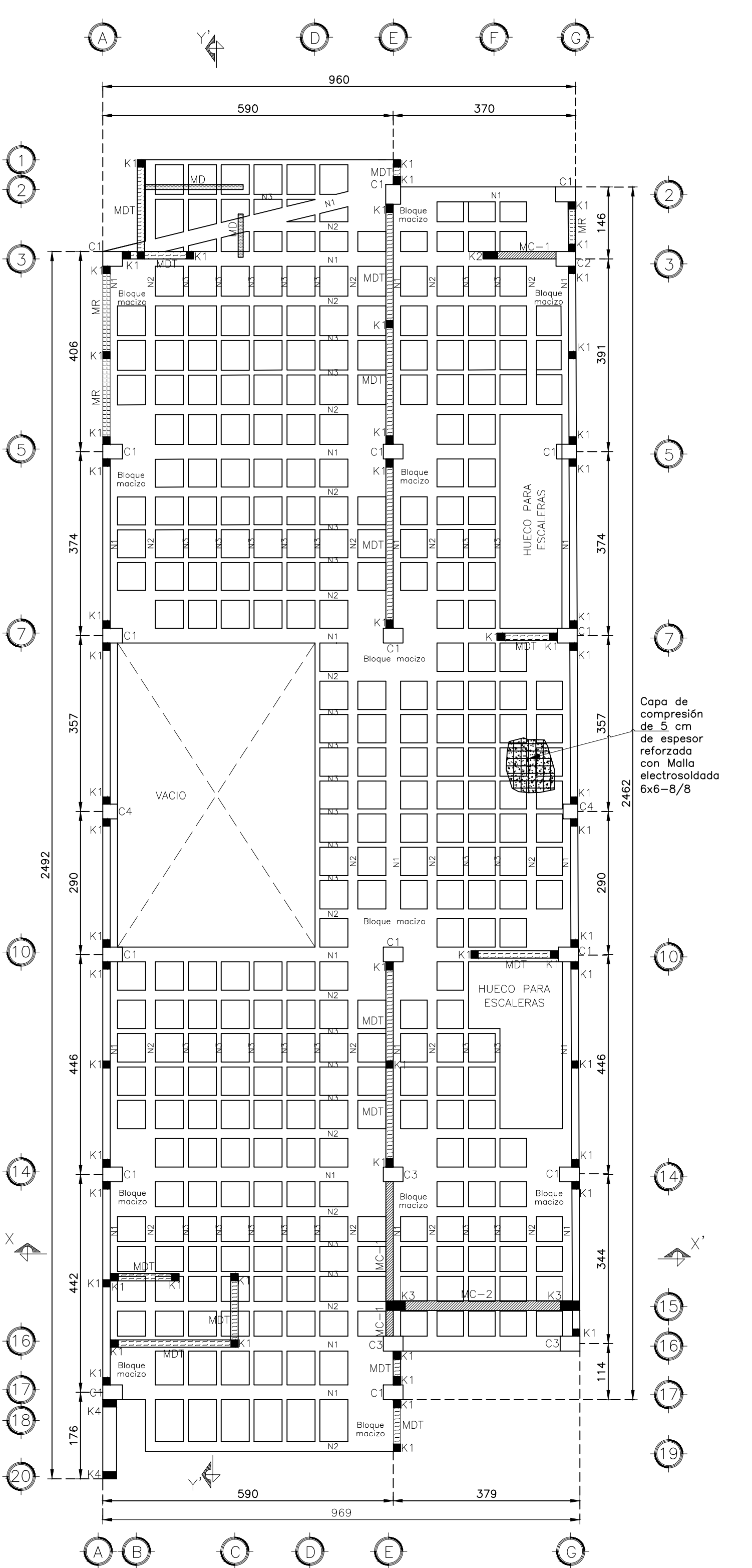
MUROS-SOTANO  
ESC 1:75



MUROS-PLANTA PRIMER NIVEL  
ESC 1:75



MUROS-PLANTA SEGUNDO NIVEL  
ESC 1:75



MUROS-PLANTA TERCER NIVEL  
ESC 1:75

#### NOTAS GENERALES:

TODAS LAS ELEVACIONES INDICADAS ESTAN EN METROS.  
TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

EL CONCRETO HIDRAULICO EN CIMENTACION SERA F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL CONCRETO HIDRAULICO EN CASTILLOS, CADENAS Y MUROS DE CONCRETO SERA DE UN F'C= 200 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

PARA COLUMNAS, TRABES, NERVIOS Y CAPA DE COMPRESION SE USARA CONCRETO F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO SERA DE Fy=4200 KG/CM2 Y DEBERA ESTAR LIBRE DE OXIDO ANTES DE COLAR.

EL ACERO DE DIAMETRO DE 1/4" SERA DE Fy=3200 KG/CM2.

LOS MUROS DE MAMPOSTERIA SERAN DE TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARA MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LOS MUROS DE ENRASE SERAN TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARA MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LA PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES SERAN SEGUN EL PROYECTO, COLOCANDO ADEMÁS DONDE SEA NECESARIO.

LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ EN TERRENO FIRME Y LIBRE DE MATERIAL VEGETAL UNA VEZ HECHO EL DESPALME. SE CONSIDERÓ UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 24.94 TON/M2, DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. EN ESTE MISMO ESTUDIO RECOMENDARON LA ZONA SISMICA C, COEFICIENTE SISMICO 0.5 PARA SUELO TIPO II.

LA PLANTILLA BAJO CIMENTACIÓN SERÁ DE CONCRETO SIMPLE F'C=100 KG/CM2 DE 5 CM DE ESPESOR COLOCADO SOBRE TERRENO MEJORADO.

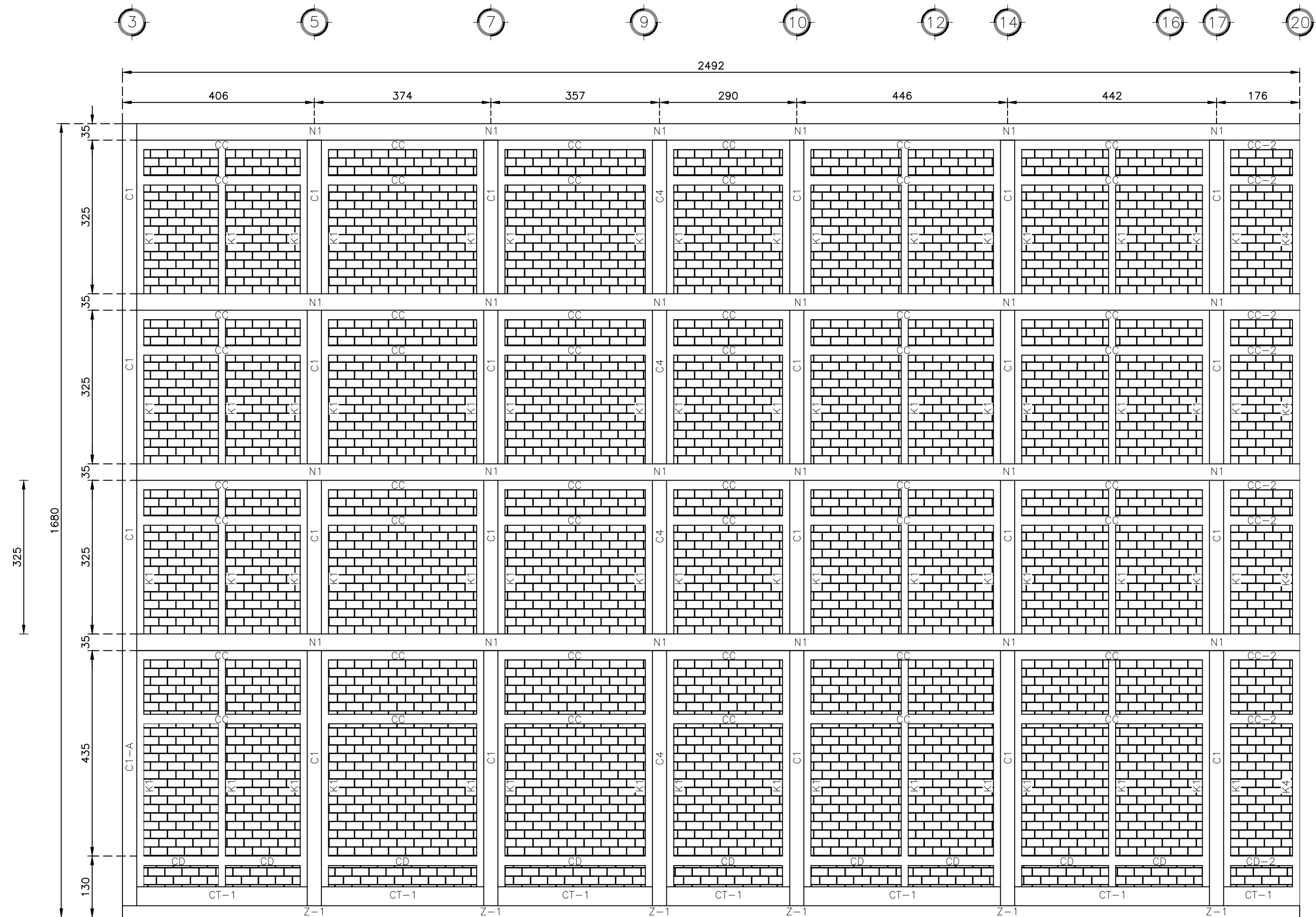
ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO HECHO EN OBRA  
EL AGREGADO FINO DEBE ESTAR CONSTITUIDO POR ARENA NATURAL O MATERIALES INERTES CON CARACTERISTICAS SIMILARES, CON GRANOS LIMPIOS, SANOS, RESISTENTES Y ESTAR LIBRES DE MATERIA ORGANICA O LODOS, SUS DIAMETROS NO DEBEN SER MAYORES DE 1/4".  
EL AGREGADO GRUESO DEBE ESTAR CONSTITUIDO CON PIEDRA TRITURADA, GRAVA MAYORES DE 3/8" Y MENORES DE 3/4" DEBEN SER LIMPIOS, DUROS, RESISTENTES Y ESTAR EXENTOS DE MATERIA ORGANICA.  
EL AGUA QUE SE UTILICE EN LA ELABORACION DE CONCRETO HIDRAULICO, DEBE ESTAR LIMPIA Y EXENTA DE ACEITES, SUSTANCIAS PERJUDICIALES, ACIDOS ALCALINOS Y MATERIAS ORGANICAS, DEBE EVITARSE LA UTILIZACION DE AGUA QUE CONTENGA MAS DEL 5 % DE CLORURO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO PREMEZCLADO  
PREVIO AL SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO SE RECOMIENDA LLEVAR A CABO LA SIGUIENTE INSPECCIÓN PARA ASEGURAR QUE LA ESTRUCTURA O ELEMENTO A COLAR SE ENCUENTRA LISTA PARA RECIBIRLO:  
- ALINEACIÓN Y PENDIENTE DEL ELEMENTO  
- REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES, HERMETICIDAD, ESTABILIDAD Y LIMPIEZA DEL SISTEMA DE CIMBRAS.  
- TAMAÑO, GRADO, UBICACIÓN, EMPALMES, LIMPIEZA Y RECUBRIMIENTOS DEL ACERO DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA.  
- LA PERFECTA COLOCACIÓN DE ELEMENTOS O INSTALACIONES AHOGADAS.  
- REVISAR LAS CONDICIONES AMBIENTALES CON EL FIN DE PREVER LA NECESIDAD DE ALGÚN SISTEMA DE PROTECCIÓN ESPECIAL.  
- SE RECOMIENDA UNA VEZ TERMINADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, IMPLEMENTAR UN PROCEDIMIENTO DE PROTECCIÓN Y CURADO, CON EL FIN DE GARANTIZAR LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIA A 28 DIAS.

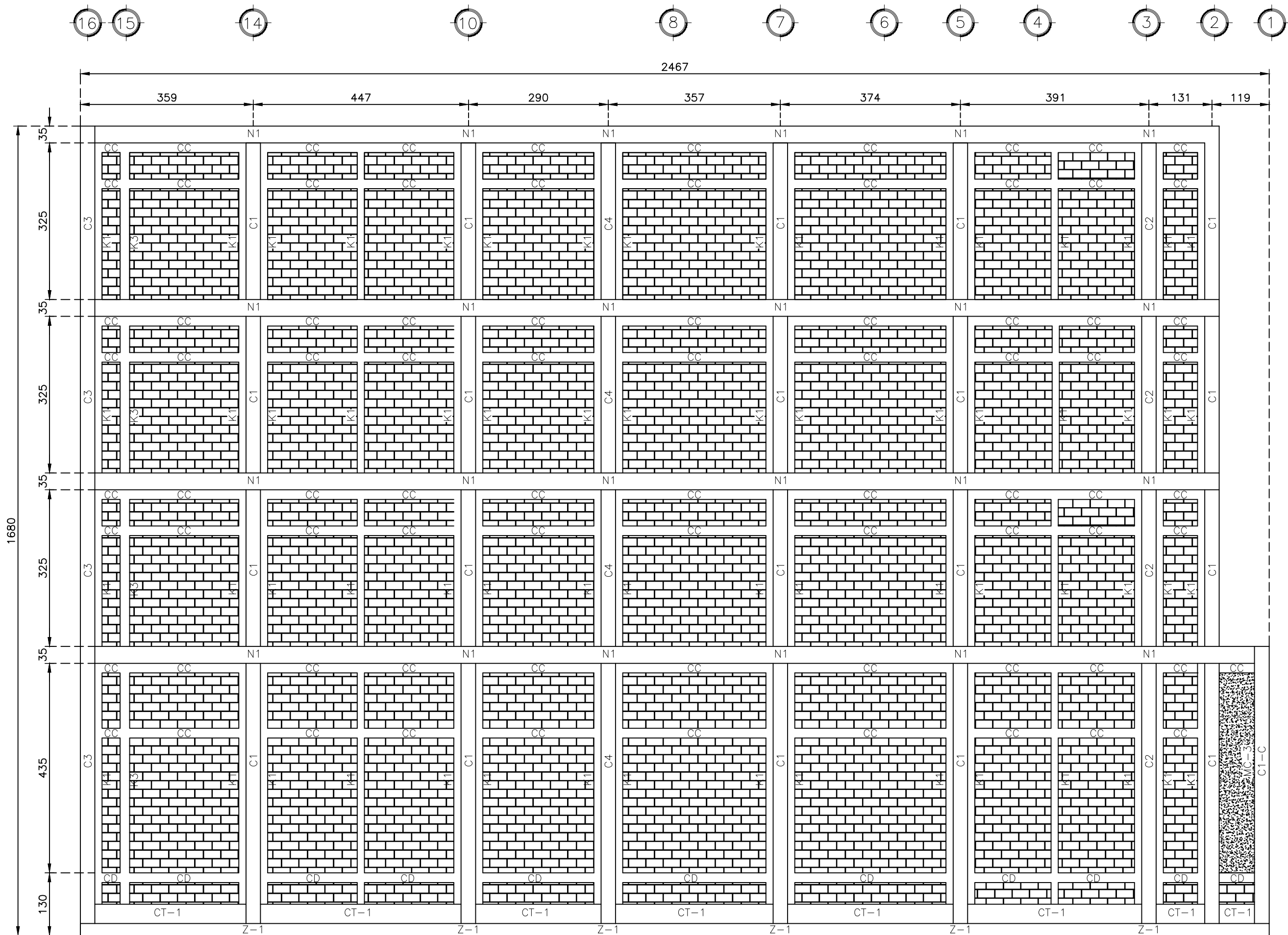
#### SIMBOLOGIA DE MUROS

- MUROS DE CARGA DE TABICÓN
- MC MUROS DE CONCRETO
- MD MUROS DIVISORIOS (TABLAROCA)
- MDT MUROS DIVISORIOS (TABICÓN)
- MR MUROS DE CARGA DE TABICÓN REFORZADO

|                                                                                              |             |                   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------------|
| NOMBRE DEL PROYECTO:<br><b>CASA HABITACIÓN " FUTURA AMPLIACIÓN DEPARTAMENTOS - OFICINA "</b> |             |                   |
| UBICACIÓN:<br><b>EMILIANO ZAPATA N° 21, PUEBLO NUEVO, OAXACA</b>                             |             |                   |
| RESIDENTE:<br><b>ING. SERGIO ZAVALA ORTÍZ</b>                                                |             |                   |
| PROYECTO:                                                                                    | ESCALA:     | FECHA:            |
|                                                                                              | LA INDICADA | CENTIMETROS       |
| PLANO:<br><b>ESTRUCTURAL 1</b>                                                               |             | No. :<br><b>2</b> |



VISTA LATERAL – EJE A  
ESC 1:75



VISTA LATERAL – EJE G  
ESC 1:75

NOTAS GENERALES:

TODAS LAS ELEVACIONES INDICADAS ESTAN EN METROS.  
TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN CENTÍMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

EL CONCRETO HIDRÁULICO EN CIMENTACIÓN SERA F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL CONCRETO HIDRÁULICO EN CASTILLOS, CADENAS Y MUROS DE CONCRETO SERÁ DE UN F'C= 200 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

PARA COLUMNAS, TRABES, NERVIOS Y CAPA DE COMPRESION SE USARA CONCRETO F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO SERÁ DE Fy=4200 KG/CM2 Y DEBERÁ ESTAR LIBRE DE ÓXIDO ANTES DE COLAR.

EL ACERO DE DIAMETRO DE 1/4" SERÁ DE Fy=3200 KG/CM2.

LOS MUROS DE MAMPOSTERIA SERAN DE TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LOS MUROS DE ENRASE SERAN TABICON DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LA PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES SERAN SEGUN EL PROYECTO, COLOCANDO ADEMÉS DONDE SEA NECESARIO.

LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ EN TERRENO FIRME Y LIBRE DE MATERIAL VEGETAL UNA VEZ HECHO EL DESPALME, SE CONSIDERÓ UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 24.94 TON/M2, DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. EN ESTE MISMO ESTUDIO RECOMENDARON LA ZONA SISMICA C, COEFICIENTE SISMICO 0.5 PARA SUELO TIPO II.

LA PLANTILLA BAJO CIMENTACIÓN SERÁ DE CONCRETO SIMPLE F'C=100 KG/CM2 DE 5 CM DE ESPESOR COLOCADO SOBRE TERRENO MEJORADO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO HECHO EN OBRA

EL AGREGADO FINO DEBE ESTAR CONSTITUIDO POR ARENA NATURAL O MATERIALES INERTES CON CARACTERISTICAS SIMILARES, CON GRANOS LIMPIOS, SANOS, RESISTENTES Y ESTAR LIBRES DE MATERIA ORGANICA O LODOS, SUS DIAMETROS NO DEBEN SER MAYORES DE 1/4".

EL AGREGADO GRUESO DEBE ESTAR CONSTITUIDO CON PIEDRA TRITURADA, GRAVA MAYORES DE 3/8" Y MENORES DE 3/4" DEBEN SER LIMPIOS, DUROS, RESISTENTES Y ESTAR EXENTOS DE MATERIA ORGANICA.

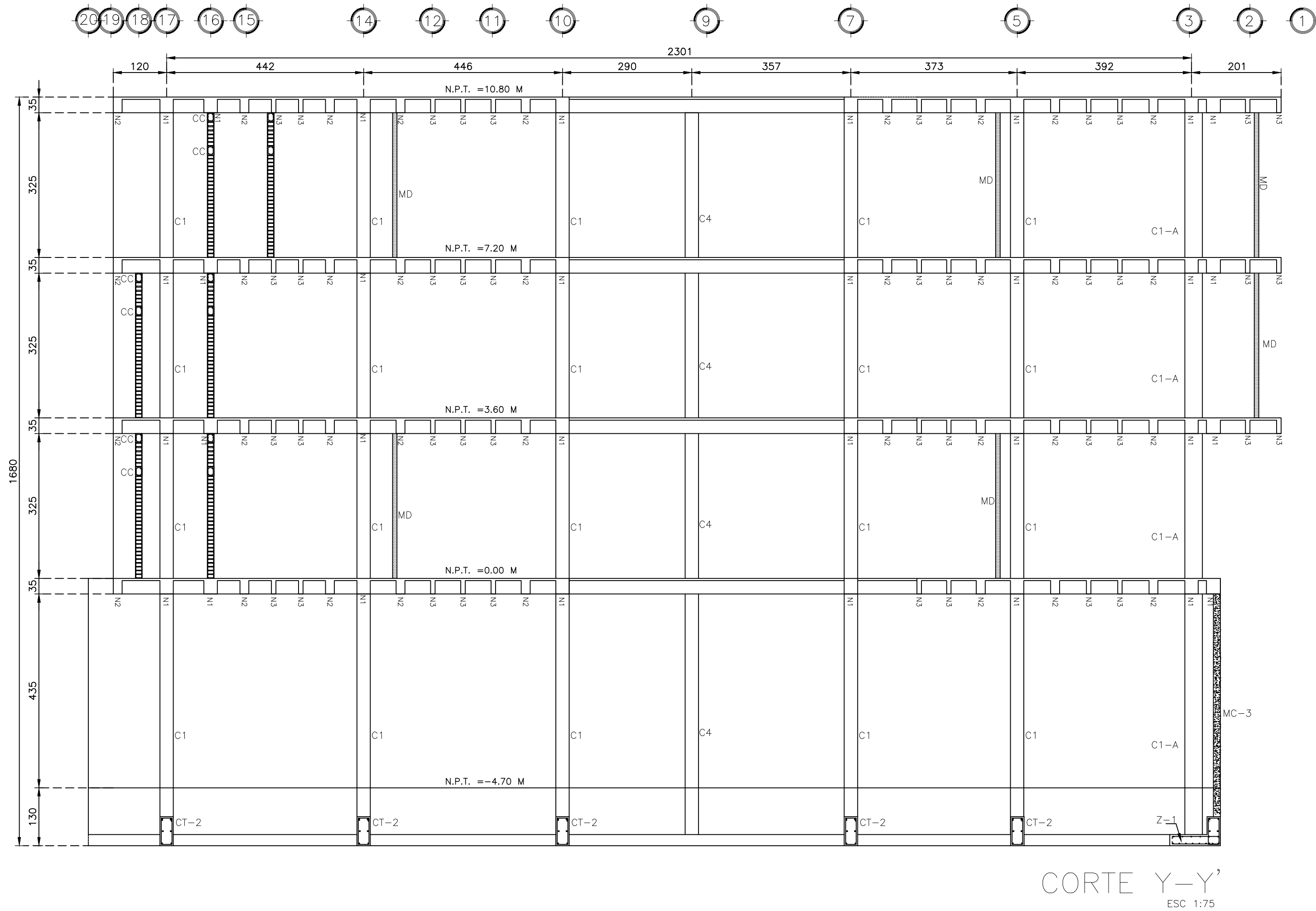
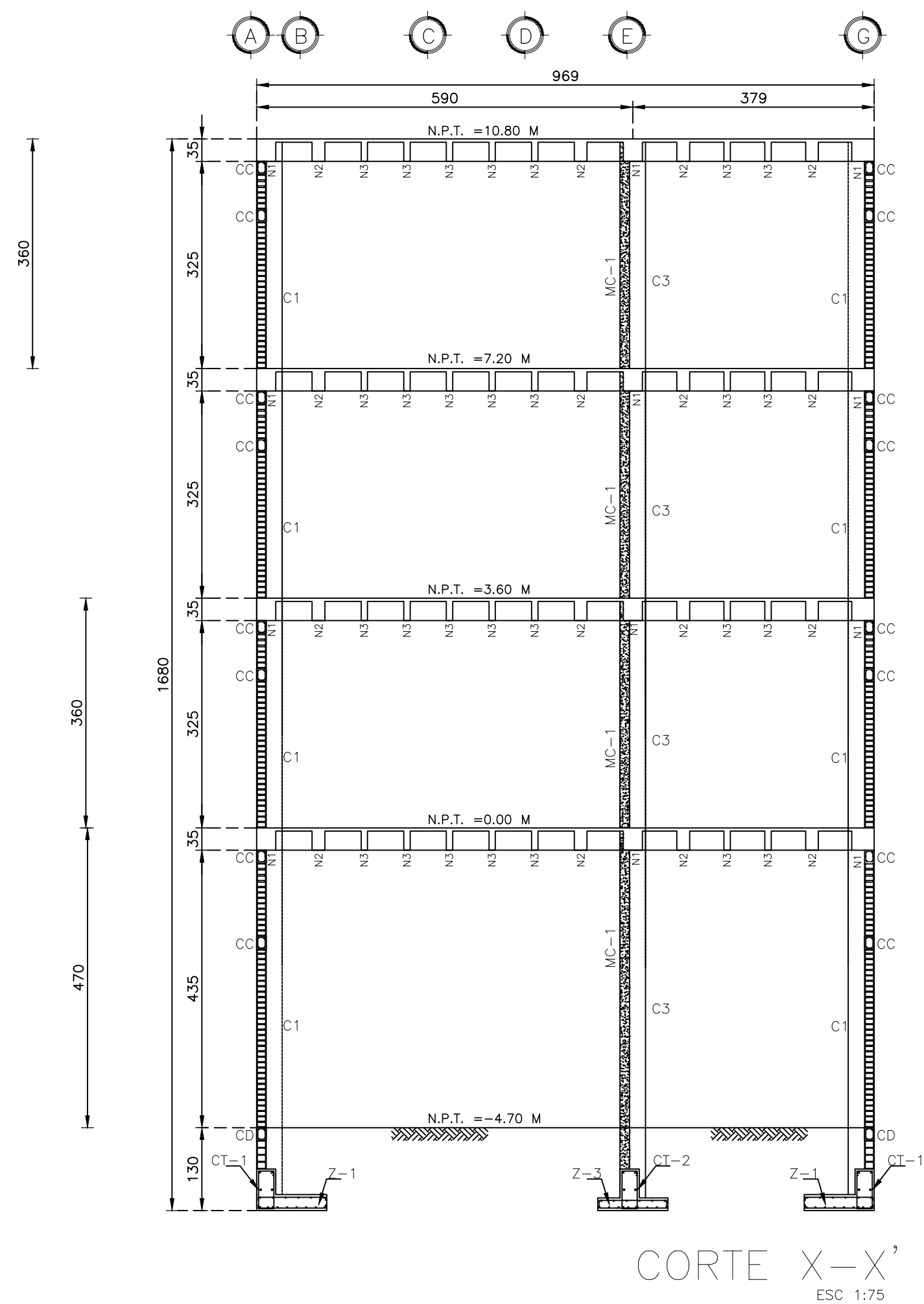
EL AGUA QUE SE UTILICE EN LA ELABORACION DE CONCRETO HIDRAULICO, DEBE ESTAR LIMPIA Y EXENTA DE ACEITES, SUSTANCIAS PERJUDICIALES, ACIDOS ALCALINOS Y MATERIAS ORGANICAS, DEBE EVITARSE LA UTILIZACION DE AGUA QUE CONTENGA MAS DEL 5 % DE CLORURO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO PREMEZCLADO

PREVIO AL SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO SE RECOMIENDA LLEVAR A CABO LA SIGUIENTE INSPECCIÓN PARA ASEGURAR QUE LA ESTRUCTURA O ELEMENTO A COLAR SE ENCUENTRA LISTA PARA RECIBIRLO:

- ALINEACIÓN Y PENDIENTE DEL ELEMENTO
- REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES, HERMETICIDAD, ESTABILIDAD Y LIMPIEZA DEL SISTEMA DE CIMBRAS.
- TAMAÑO, GRADO, UBICACIÓN, EMPALMES, LIMPIEZA Y RECUBRIMIENTOS DEL ACERO DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA.
- LA PERFECTA COLOCACIÓN DE ELEMENTOS O INSTALACIONES AHOGADAS.
- REVISAR LAS CONDICIONES AMBIENTALES CON EL FIN DE PREVER LA NECESIDAD DE ALGÚN SISTEMA DE PROTECCIÓN ESPECIAL.
- SE RECOMIENDA UNA VEZ TERMINADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, IMPLEMENTAR UN PROCEDIMIENTO DE PROTECCIÓN Y CURADO, CON EL FIN DE GARANTIZAR LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIA A 28 DÍAS.

|                                                                                       |                             |                          |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| NOMBRE DEL PROYECTO:<br>CASA HABITACIÓN " FUTURA AMPLIACIÓN DEPARTAMENTOS - OFICINA " |                             |                          |
| UBICACIÓN:<br>EMILIANO ZAPATA N° 21, PUEBLO NUEVO, OAXACA                             |                             |                          |
| RESIDENTE:<br>ING. SERGIO ZAVALA ORTÍZ                                                |                             |                          |
| PROYECTO:                                                                             |                             | PLANO:<br>3 DE 5         |
| ESCALA:<br>LA INDICADA                                                                | ACOTACIONES:<br>CENTIMETROS | FECHA:<br>DICIEMBRE 2019 |
| PLANO:<br>ESTRUCTURAL 2                                                               |                             | No. :<br>3               |



## NOTAS GENERALES:

TODAS LAS ELEVACIONES INDICADAS ESTAN EN METROS.  
TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

EL CONCRETO HIDRAULICO EN CIMENTACIÓN SERA F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL CONCRETO HIDRAULICO EN CASTILLOS, CADENAS Y MUROS DE CONCRETO SERA DE UN F'C= 200 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

PARA COLUMNAS, TRABES, NERVIOS Y CAPA DE COMPRESION SE USARA CONCRETO F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MAXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO SERA DE FY=4200 KG/CM2 Y DEBERA ESTAR LIBRE DE OXIDO ANTES DE COLAR.

EL ACERO DE DIAMETRO DE 1/4" SERA DE FY=3200 KG/CM2.

LOS MUROS DE MAMPOSTERIA SERAN DE TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LOS MUROS DE ENRASE SERAN TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LA PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES SERAN SEGUN EL PROYECTO, COLOCANDO ADEMÁS DONDE SEA NECESARIO.

LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ EN TERRENO FIRME Y LIBRE DE MATERIAL VEGETAL UNA VEZ HECHO EL DESPALME. SE CONSIDERÓ UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 24.94 TON/M2, DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. EN ESTE MISMO ESTUDIO RECOMENDARON LA ZONA SISMICA C, COEFICIENTE SISMICO 0.5 PARA SUELO TIPO II.

LA PLANTILLA BAJO CIMENTACIÓN SERÁ DE CONCRETO SIMPLE F'C=100 KG/CM2 DE 5 CM DE ESPESOR COLOCADO SOBRE TERRENO MEJORADO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO HECHO EN OBRA

EL AGREGADO FINO DEBE ESTAR CONSTITUIDO POR ARENA NATURAL O MATERIALES INERTES CON CARACTERISTICAS SIMILARES, CON GRANOS LIMPIOS, SANOS, RESISTENTES Y ESTAR LIBRES DE MATERIA ORGANICA O LODOS, SUS DIAMETROS NO DEBEN SER MAYORES DE 1/4".

EL AGREGADO GRUESO DEBE ESTAR CONSTITUIDO CON PIEDRA TRITURADA, GRAVA MAYORES DE 3/8" Y MENORES DE 3/4" DEBEN SER LIMPIOS, DIROS, RESISTENTES Y ESTAR EXENTOS DE MATERIA ORGANICA.

EL AGUA QUE SE UTILICE EN LA ELABORACION DE CONCRETO HIDRAULICO, DEBE ESTAR LIMPIA Y EXENTA DE ACEITES, SUSTANCIAS PERJUDICIALES, ACIDOS ALCALINOS Y MATERIAS ORGANICAS, DEBE EVITARSE LA UTILIZACION DE AGUA QUE CONTENGA MAS DEL 5 % DE CLORURO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO PREMEZCLADO

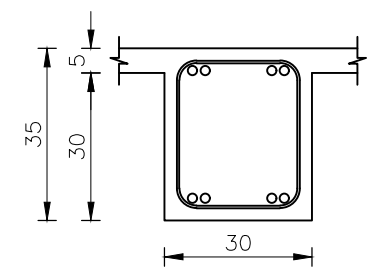
PREVIO AL SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO SE RECOMIENDA LLEVAR A CABO LA SIGUIENTE INSPECCIÓN PARA ASEGURAR QUE LA ESTRUCTURA O ELEMENTO A COLAR SE ENCUENTRA LISTA PARA RECIBIRLO:

- ALINEACIÓN Y PENDIENTE DEL ELEMENTO
- REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES, HERMETICIDAD, ESTABILIDAD Y LIMPIEZA DEL SISTEMA DE CIMBRAS.
- TAMAÑO, GRADO, UBICACIÓN, EMPALMES, LIMPIEZA Y RECUBRIMIENTOS DEL ACERO DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA.
- LA PERFECTA COLOCACIÓN DE ELEMENTOS O INSTALACIONES AHOGADAS.
- REVISAR LAS CONDICIONES AMBIENTALES CON EL FIN DE PREVER LA NECESIDAD DE ALGÚN SISTEMA DE PROTECCIÓN ESPECIAL.
- SE RECOMIENDA UNA VEZ TERMINADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, IMPLEMENTAR UN PROCEDIMIENTO DE PROTECCIÓN Y CURADO, CON EL FIN DE GARANTIZAR LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIA A 28 DÍAS.

## SIMBOLOGIA DE MUROS

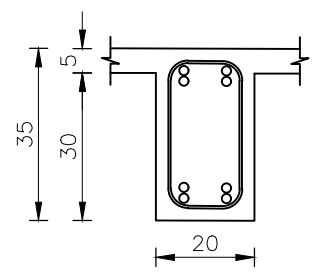
- MUROS DE CARGA DE TABICÓN
- MC MUROS DE CONCRETO
- MD MUROS DIVISORIOS (TABLAROCA)
- MDT MUROS DIVISORIOS (TABICÓN)
- MR MUROS DE CARGA DE TABICÓN REFORZADO

|                                                                                       |                             |                          |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| NOMBRE DEL PROYECTO:<br>CASA HABITACIÓN " FUTURA AMPLIACIÓN DEPARTAMENTOS - OFICINA " |                             |                          |
| UBICACION:<br>EMILIANO ZAPATA N° 21, PUEBLO NUEVO, OAXACA                             |                             |                          |
| RESIDENTE:<br>ING. SERGIO ZAVALA ORTÍZ                                                |                             |                          |
| PROYECTO:                                                                             |                             | PLANO:<br>4 DE 5         |
| ESCALA:<br>LA INDICADA                                                                | ACOTACIONES:<br>CENTIMETROS | FECHA:<br>DICIEMBRE 2019 |
| PLANO:<br>ESTRUCTURAL 3                                                               |                             | No. :<br>4               |



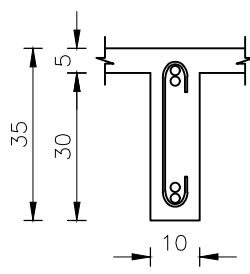
Armado con 8 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 10 cm.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

NERVADURA N1  
ESC 1:15



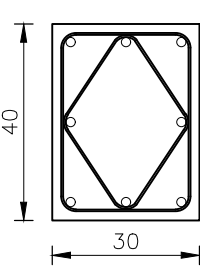
Armado con 8 Vars. 1/2"  
Est. 3/8" @ 15 cm.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

NERVADURA N2  
ESC 1:15



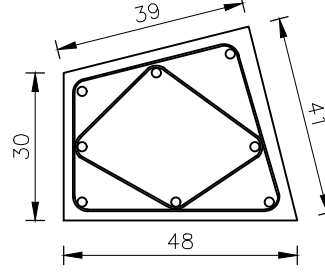
Armado con 4 Vars. 1/2"  
Grapas 3/8" @ 15 cm.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

NERVADURA N3  
ESC 1:15



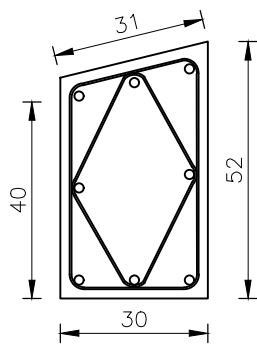
Armado con 8 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 7 cm en tercios  
extremos y @ 15 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C1  
ESC 1:15



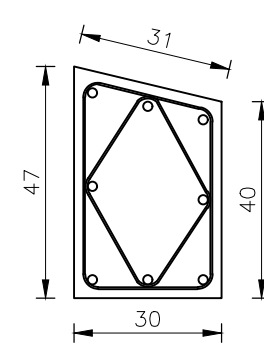
Armado con 8 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 7 cm en tercios  
extremos y @ 15 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C1-A  
ESC 1:15



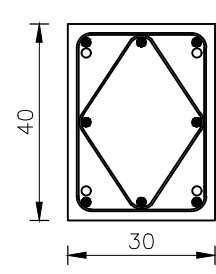
Armado con 8 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 7 cm en tercios  
extremos y @ 15 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C1-B  
ESC 1:15



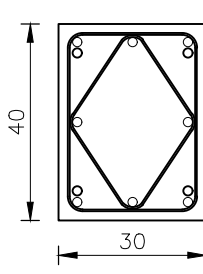
Armado con 8 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 7 cm en tercios  
extremos y @ 15 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C1-C  
ESC 1:15



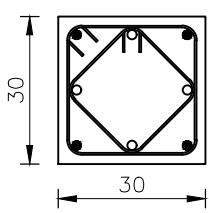
Armado con:  
● 8 Vars. 3/4"  
○ 4 Vars. 5/8"  
Est. 3/8" @ 7 cm en tercios  
extremos y @ 15 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C2  
ESC 1:15



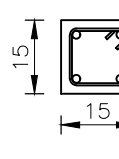
Armado con 12 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 7 cm en tercios  
extremos y @ 15 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C3  
ESC 1:15



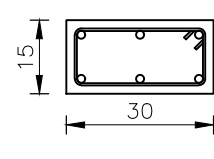
Armado con:  
● 4 Vars. 5/8" y  
○ 4 Vars. 1/2"  
Est. 3/8" @ 10 cm en tercios  
extremos y @ 30 cm en tercio  
central.  
CONCRETO F'C= 250 KG/CM2

COLUMNA C4  
ESC 1:15



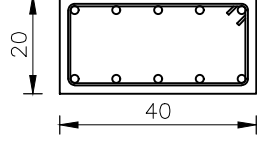
Armado con 4 Vars. 3/8"  
Est. 1/4" @ 15 cm.

K1  
ESC 1:15



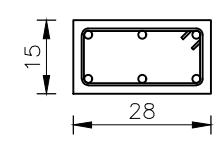
Armado con 6 Vars. 5/8"  
Est. 3/8" @ 15 cm.

K2  
ESC 1:15



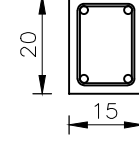
Armado con 10 Vars. 3/4"  
Est. 3/8" @ 15 cm.

K3  
ESC 1:15



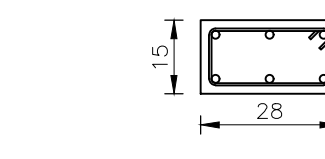
Armado con 6 Vars. 3/8"  
Est. 1/4" @ 15 cm.

K4  
ESC 1:15



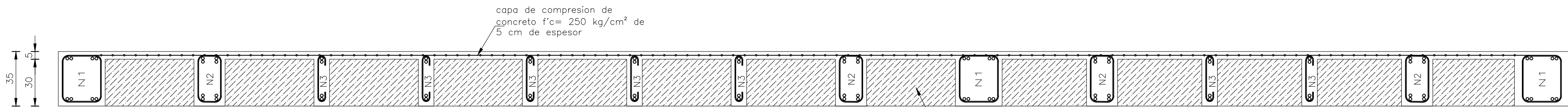
Armado con 4 Vars. 3/8"  
Est. 1/4" @ 15 cm.

CD y CC  
ESC 1:15

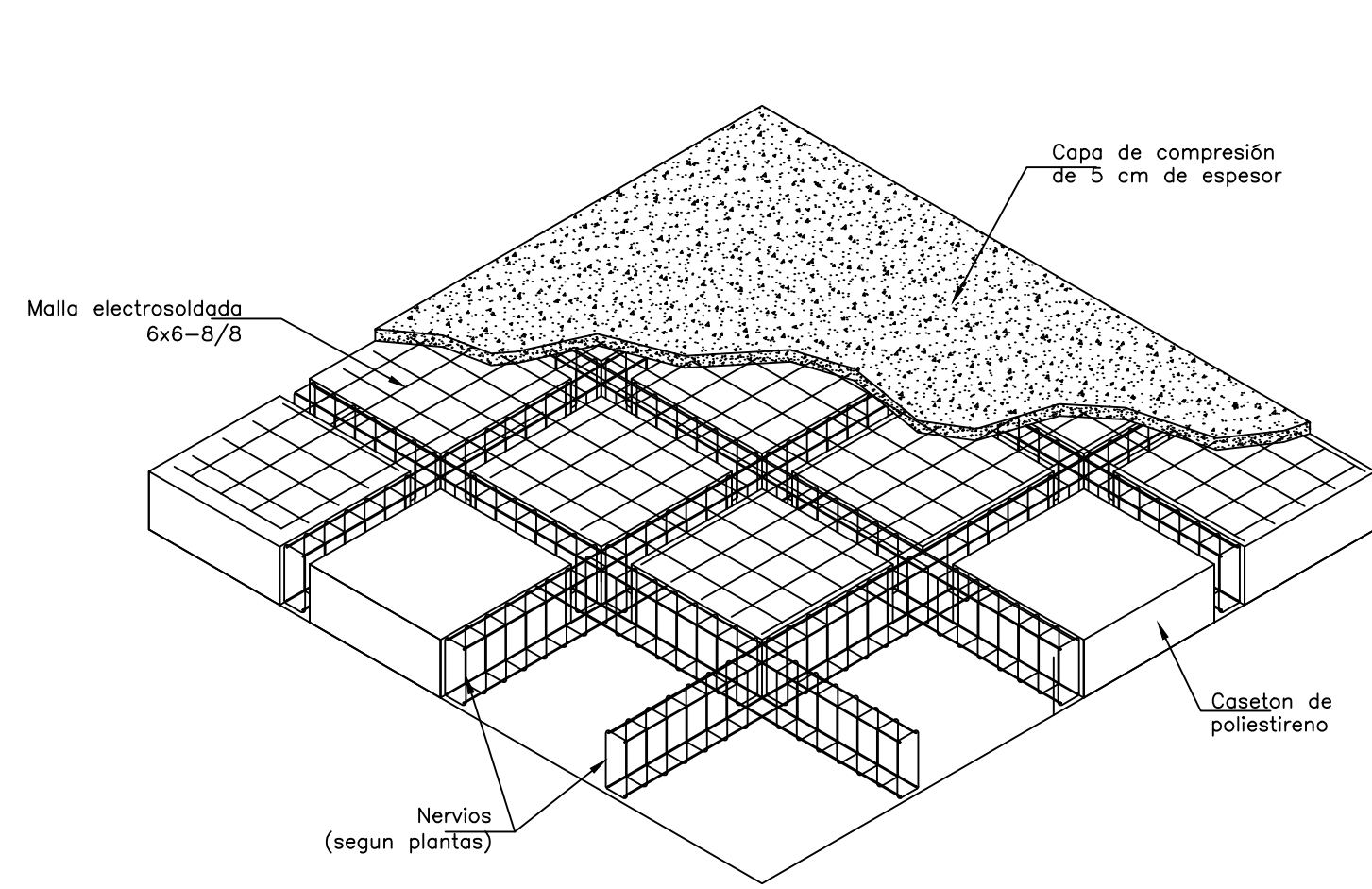


Armado con 6 Vars. 3/8"  
Est. 1/4" @ 15 cm.

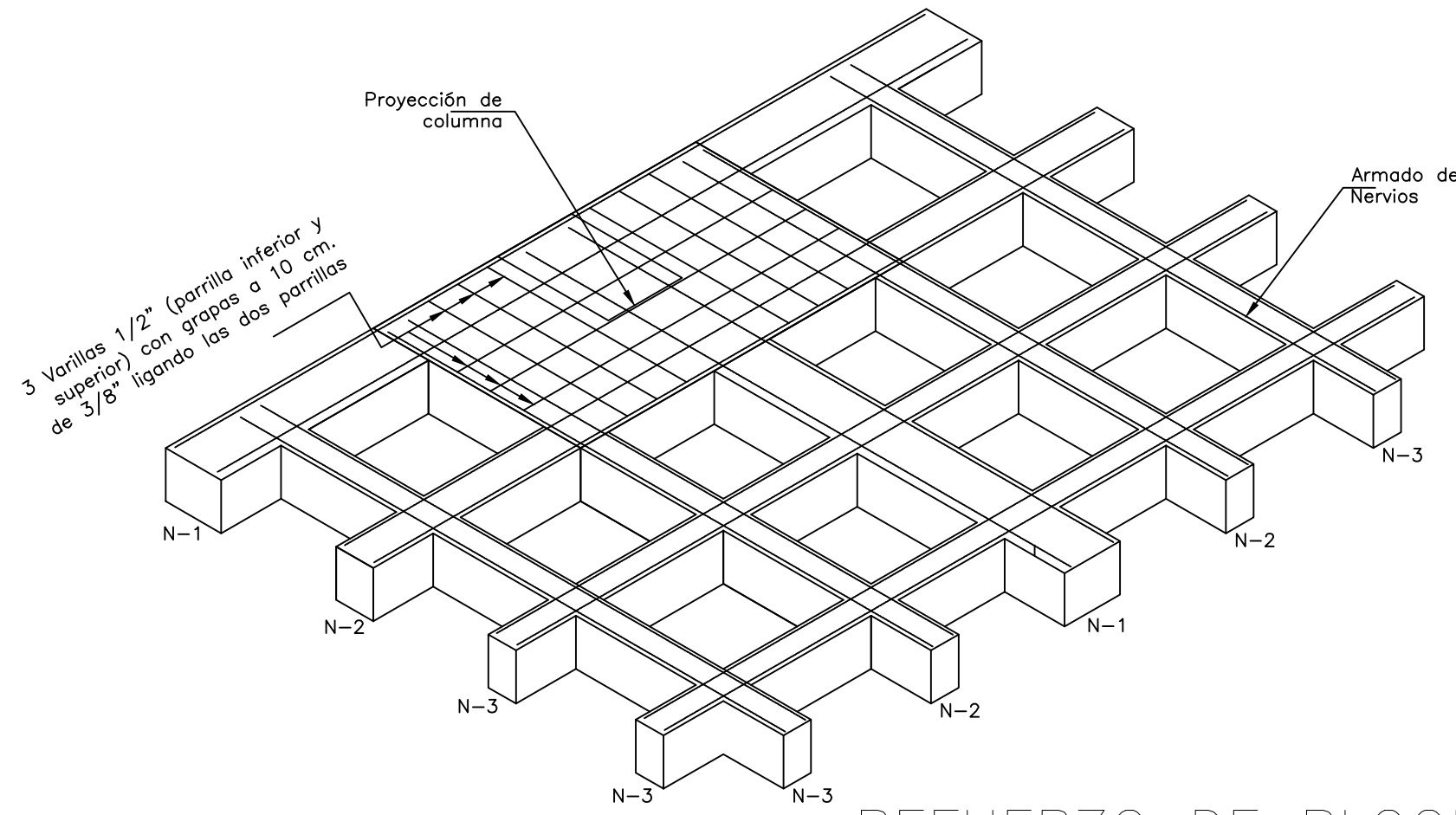
CD-2 y CC-2  
ESC 1:15



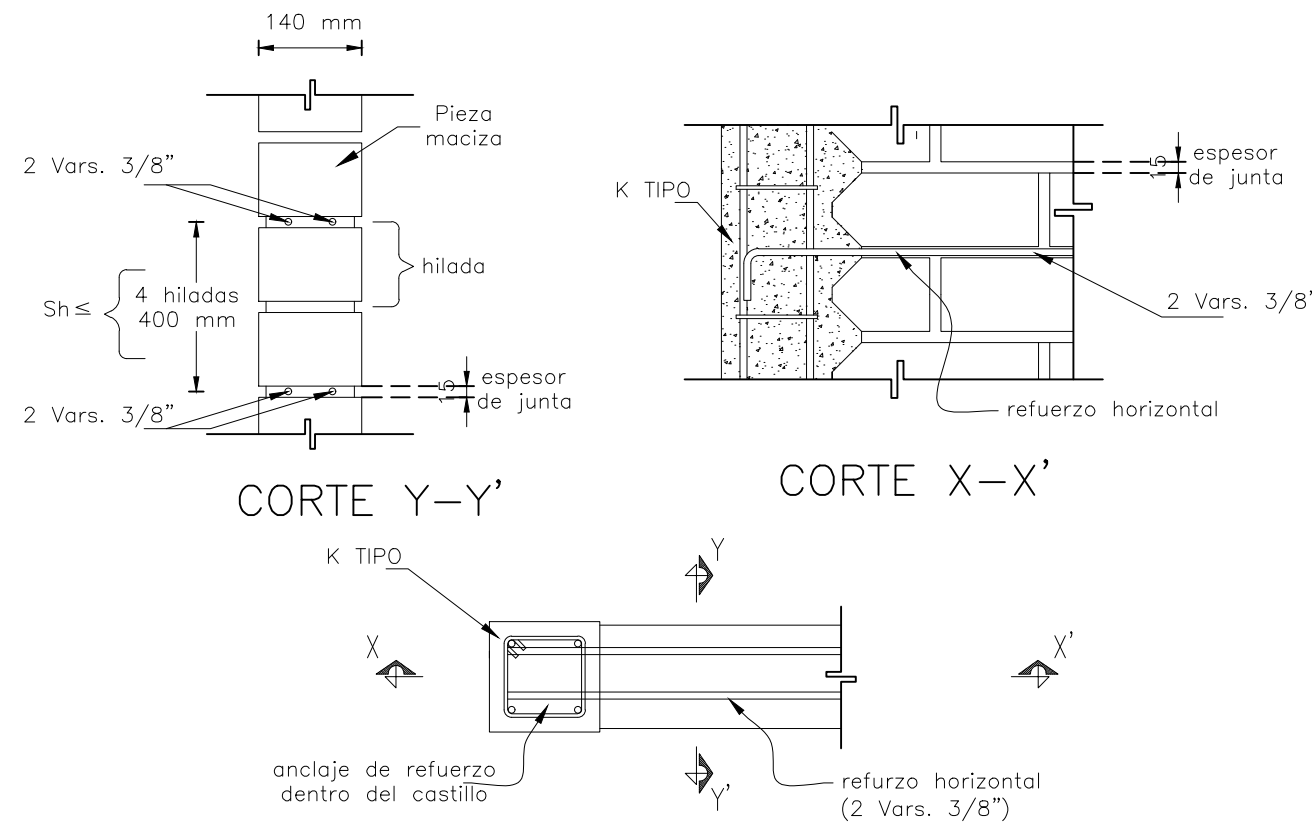
DETALLE CASETONES  
ESC 1:20



ISOMÉTRICO NERVADURA  
S/E



REFUERZO DE BLOQUE  
DE CONEXIÓN  
S/E



REFUERZO HORIZONTAL DE MURO REFORZADO MR  
ESCALA 1:10

NOTAS GENERALES:

TODAS LAS ELEVACIONES INDICADAS ESTAN EN METROS.  
TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN DADAS EN CENTÍMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

EL CONCRETO HIDRÁULICO EN CIMENTACIÓN SERA F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL CONCRETO HIDRÁULICO EN CASTILLOS, CADENAS Y MUROS DE CONCRETO SERÁ DE UN F'C= 200 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

PARA COLUMNAS, TRABES, NERVIOS Y CAPA DE COMPRESION SE USARÁ CONCRETO F'C= 250 KG/CM2 CON AGREGADO MÁXIMO DE 3/4". DEBERA SER CURADO ADECUADAMENTE.

EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO SERÁ DE FY=4200 KG/CM2 Y DEBERÁ ESTAR LIBRE DE ÓXIDO ANTES DE COLAR.

EL ACERO DE DIAMETRO DE 1/4" SERÁ DE FY=3200 KG/CM2.

LOS MUROS DE MAMPOSTERIA SERAN DE TABICÓN DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LOS MUROS DE ENRASE SERAN TABICON DE 14 CM DE ESPESOR Y SE UTILIZARÁ MORTERO CEMENTO ARENA 1:3

LA PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES SERAN SEGUN EL PROYECTO, COLOCANDO ADEMÉS DONDE SEA NECESARIO.

LA CIMENTACIÓN SE DESPLANTARÁ EN TERRENO FIRME Y LIBRE DE MATERIAL VEGETAL UNA VEZ HECHO EL DESPALME. SE CONSIDERÓ UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 24.94 TON/M2. DE ACUERDO AL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS. EN ESTE MISMO ESTUDIO RECOMENDARON LA ZONA SISMICA C, COEFICIENTE SISMICO 0.5 PARA SUELO TIPO II.

LA PLANTILLA BAJO CIMENTACIÓN SERÁ DE CONCRETO SIMPLE F'C=100 KG/CM2 DE 5 CM DE ESPESOR COLOCADO SOBRE TERRENO MEJORADO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO HECHO EN OBRA

EL AGREGADO FINO DEBE ESTAR CONSTITUIDO POR ARENA NATURAL O MATERIALES INERTES CON CARACTERISTICAS SIMILARES, CON GRANOS LIMPIOS, SANOS, RESISTENTES Y ESTAR LIBRES DE MATERIA ORGANICA O LODOS, SUS DIAMETROS NO DEBEN SER MAYORES DE 1/4".

EL AGREGADO GRUESO DEBE ESTAR CONSTITUIDO CON PIEDRA TRITURADA, GRAVA MAYORES DE 3/8" Y MENORES DE 3/4" DEBEN SER LIMPIOS, DUROS, RESISTENTES Y ESTAR EXENTOS DE MATERIA ORGANICA.

EL AGUA QUE SE UTILICE EN LA ELABORACION DE CONCRETO HIDRAULICO, DEBE ESTAR LIMPIA Y EXENTA DE ACEITES, SUSTANCIAS PERJUDICIALES, ACIDOS ALCALINOS Y MATERIAS ORGANICAS, DEBE EVITARSE LA UTILIZACION DE AGUA QUE CONTENGA MAS DEL 5 % DE CLORURO.

ESPECIFICACIONES PARA EL CONCRETO PREMEZCLADO

PREVIO AL SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO SE RECOMIENDA LLEVAR A CABO LA SIGUIENTE INSPECCIÓN PARA ASEGURAR QUE LA ESTRUCTURA O ELEMENTO A COLAR SE ENCUENTRA LISTA PARA RECIBIRLO:

- ALINEACIÓN Y PENDIENTE DEL ELEMENTO
- REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES, HERMETICIDAD, ESTABILIDAD Y LIMPIEZA DEL SISTEMA DE CIMBRAS.
- TAMAÑO, GRADO, UBICACIÓN, EMPALMES, LIMPIEZA Y RECUBRIMIENTOS DEL ACERO DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA.
- LA PERFECTA COLOCACIÓN DE ELEMENTOS O INSTALACIONES AHOGADAS.
- REVISAR LAS CONDICIONES AMBIENTALES CON EL FIN DE PREVER LA NECESIDAD DE ALGÚN SISTEMA DE PROTECCIÓN ESPECIAL.
- SE RECOMIENDA UNA VEZ TERMINADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, IMPLEMENTAR UN PROCEDIMIENTO DE PROTECCIÓN Y CURADO, CON EL FIN DE GARANTIZAR LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIA A 28 DÍAS.

|                                                                                       |                             |                          |                                           |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------------------------------|
| NOMBRE DEL PROYECTO:<br>CASA HABITACIÓN " FUTURA AMPLIACIÓN DEPARTAMENTOS - OFICINA " |                             |                          | PLANO:<br>S DE 5<br><br>No. :<br><b>5</b> |
| UBICACION:<br>EMILIANO ZAPATA N° 21, PUEBLO NUEVO, OAXACA                             |                             |                          |                                           |
| RESIDENTE:<br>ING. SERGIO ZAVALA ORTÍZ                                                |                             |                          |                                           |
| PROYECTÓ:                                                                             |                             |                          |                                           |
| ESCALA:<br>LA INDICADA                                                                | ACOTACIONES:<br>CENTIMETROS | FECHA:<br>DICIEMBRE 2019 |                                           |
| PLANO:<br>ESTRUCTURAL 4                                                               |                             |                          |                                           |