UCASAL
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SALTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Ingeniería Civil

Evaluación estructural de la escuela N° 8035 “Doctor Ernesto Solá”.

PROYECTO DE GRADO - INFORME FINAL

Directora Guía: Dra. Ing. Lía Orosco

Autores: Dana Marianela Orquera – DNI 36.898.561

Martín Exequiel Mercado Tapia -DNI 37.419.487

Salta, Argentina. Año 2019.

Autoridades de la Universidad Católica de Salta

Gran Canciller

S. E.R. Mons. Mario Antonio Cargnello

Rector

Ing. Rodolfo Gallo Cornejo

Vicerrectora Académica

Mg. Prof. Constanza Diedrich

Vicerrector Administrativo

Dr. Darío Eugenio Arias

Vicerrector de Formación

Pbro. Dr. Cristian Arnaldo Gallardo

Decano de la Facultad de Ingeniería

Mg. Ing. Néstor Eugenio Lesser

Jefe de la carrera de Ingeniería Civil

Ing. Fernando Javier Albarracín

Título:

Ingeniero Civil

Alumnos

Dana Marianela Orquera	Martín Exequiel Mercado Tapia

Profesora Guía:

Dra. Ing. Lía Orosco

Tribunal Evaluador:

Fecha de exposición del trabajo:

Dedicatoria y agradecimientos

El presente trabajo está dedicado a mi familia, especialmente a mis padres por haber sido mi apoyo a lo largo de toda mi carrera universitaria y a lo largo de mi vida, que a pesar de la distancia, su amor incondicional nunca faltó y que sin su ayuda no hubiese tenido la oportunidad de formarme en esta prestigiosa universidad. A todas las personas especiales que me acompañaron en esta etapa, aportando a mi formación tanto profesional y como ser humano.

De manera especial, a mi tutora de tesis la Dra. Ing. Lía Orosco, por haberme guiado, no solo en la elaboración de este trabajo final, sino también por haberme brindado el apoyo para desarrollarme profesionalmente y seguir cultivando mis valores.

A mi amigo y compañero de tesis con quien tuve el honor de compartir esta etapa de mi vida, este trabajo, que, si bien no fue fácil, me demostró la incondicionalidad de una amistad y toda su familia.

A la Universidad Católica de Salta, por haberme brindado tantas oportunidades y enriquecerme en conocimiento.

Dana Marianela Orquera

Dedicatoria y agradecimientos

Dedico esta tesis a mis padres, Martin Mercado y Sandra Tapia, que me formaron moralmente y siempre me apoyaron de manera incondicional en mi formación profesional.

De igual manera, a mi hermana Camila Mercado que fue de gran apoyo en los momentos difíciles y que con su madurez me brindó mucha seguridad y alegría.

A Florencia Rojas, el amor de mi vida, que me apoyó siempre en cada uno de los momentos claves de la carrera.

Todos los compañeros que me brindaron su ayuda cuando la necesite y siempre estuvieron a disposición.

Por último, agradecerle a Dios por darme vida, salud y sabiduría para afrontar los desafíos que se me presentaron día a día en la facultad.

Martin Exequiel Mercado Tapia

Índice de Contenidos

Resumen 12

Capítulo 1: Introducción 13

1.1. Problemática 14

1.2. Objetivo general 14

1.3. Objetivos Específicos 14

Capítulo 2: Relevamiento de la estructura existente 16

2.1. Determinación de la resistencia del hormigón (uso del Esclerómetro o Martillo de Schmidt) 16

2.2. Picado en zonas de columnas y vigas para verificación de armaduras 20

2.3. Excavación para verificación de fundaciones y su respectiva armadura 24

Capítulo 3: modelado en SAP2000 y combinaciones de carga 29

3.1. Modelado en SAP2000 29

3.2. Combinaciones de cargas 38

Capítulo 4: Análisis Estructural 41

4.1. Factores que influyen en la resistencia de paneles de mampostería frente a cargas laterales perpendiculares a su plano 41

4.2. Planteo de problema 42

4.3. Definición de las dimensiones de las bielas equivalentes 42

4.4. Vigas sobre lecho elástico 47

Capítulo 5: Método estático equivalente simplificado 53

a) Configuración del edificio 53

b) Zonificación sísmica 54

c) Clasificación del sitio de emplazamiento de la construcción 54

d) Clasificación de las construcciones según su destino y funciones 55

e) Coeficiente de proximidad a fallas para la zona del espectro sensible a la aceleración 56

f) Coeficientes de proximidad a fallas para la zona del espectro sensibles a la velocidad 56

g) Parámetro característico del del espectro de diseño 56

h) Cálculo de los períodos característicos del espectro de diseño, en segundos 57

i) Período fundamental aproximado 57

j) Determinación del período fundamental (T) de la estructura de acuerdo al software SAP2000 58

k) Cálculo de las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y 61

Capítulo 6: Verificación de la estructura 65

6.1. Clasificaciones y aspectos a tener en cuenta según la norma INPRES CIRSOC 103 67

6.2. Diagramas envolventes de Momentos de los elementos estructurales más solicitados 68

Capítulo 7: Soluciones 76

7.1. Solución a falla en la mampostería 76

7.2. Solución para las vigas que no verificaron 79

7.3. Solución para las columnas que no verificaron 84

Conclusiones 90

Bibliografía 92

Índice de Figuras

Figura 1. Planos con los puntos donde se aplicó el martillo de Schmidt 17

Figura 2. Columna del punto N°1 17

Figura 3. Curva de calibración para distintos tipos de orientación del Martillo Schmidt 18

Figura 4. Columna del punto N°2 18

Figura 5. Columna del punto N°3 19

Figura 6. Columna del punto N°4 19

Figura 7. Plano con los puntos 21

Figura 8. Barra del ϕ 12 en la columna del respectivo punto 21

Figura 9. Columna sin la presencia de armadura 22

Figura 10. Barra del ϕ 12 22

Figura 11. Barra del ϕ12 (II) 23

Figura 12. Columna con barra del ϕ16 23

Figura 13. Plano con puntos donde se realizó la excavación 25

Figura 14. Armadura que se creía no existente 26

Figura 15. Base de hormigón encontrada 26

Figura 16. Armadura de columna donde no se encontró la fundación 27

Figura 17. El círculo muestra el área donde de saco la muestra de suelo 28

Figura 18. Modelado en SAP2000 29

Figura 19. Inserción de unidades 29

Figura 20. Importación de archivo AutoCAD 30

Figura 21. Definición de materiales 30

Figura 22. Definición de secciones 31

Figura 23. Asignación de secciones a las barras 31

Figura 24. Ejes globales del programa 32

Figura 25. Asignación de resortes 32

Figura 26. Definición de los estados de carga 33

Figura 27. Estados de carga..... 33

Figura 28. Definición de combinaciones de cargas..... 34

Figura 29. Mitad superior tomada para el análisis 35

Figura 30. Área de influencia de la chapa en cada columna 35

Figura 31. Asignación de cargas externas en los nudos 36

Figura 32. Asignación de cargas distribuidas sobre barras 36

Figura 33. Cálculo del período fundamental 37

Figura 34. Período obtenido mediante el programa SAP2000 37

Figura 35. Análisis de la estructura 38

Figura 36. Estados de separación, agrietamiento y rotura..... 43

Figura 37. Desvinculación parcial del muro con respecto al pórtico 43

Figura 38. Fisura principal oblicua debido a una falla por tracción en la mampostería..... 44

Figura 39. Diagrama que representa las ecuaciones de las relaciones 45

Figura 40. Figura indicativo de la longitud Lm, altura Hm y ángulo ɵ..... 46

Figura 41. Influencia de la rigidez del suelo en los diagramas característicos para una fundación elástica..... 47

Figura 42. Representación de una viga sobre lecho elástico 48

Figura 43. Coeficiente de Balastro..... 49

Figura 44. Definir separación de resortes..... 51

Figura 45. Introducción de las veces que se desea dividir la viga..... 51

Figura 46. Asignar resortes a vigas 52

Figura 47. Introducción de datos correspondiente a los resortes..... 52

Figura 48. Definición del caso de carga 59

Figura 49. Datos de casos de cargas..... 60

Figura 50. Cálculo del período fundamental 60

Figura 51. Valor de T [seg] 60

Figura 52. Definir patrón de cargas..... 63

Figura 53. Agregar patrón de cargas 63

Figura 54. Asignar al punto correspondiente la fuerza actuante 64

Figura 55. Asignar valor numérico 64

Figura 56. Factor de reducción de resistencia ϕ en función de la deformación especifica Ɛt (CIRSOC 201)..... 66

Figura 57. Pórtico número 4 en la dirección X 69

Figura 58. Viga 444 del Pórtico número 5 en X que también necesita refuerzo..... 71

Figura 59. Viga 988 de perfil C del Pórtico número 6 a verificar..... 71

Figura 60. Pórtico número 4 en la dirección X 73

Figura 61. Aplicación del anclaje..... 79

Figura 62. Refuerzo de viga por recrecido de canto..... 80

Figura 63. Refuerzo por incorporación de armadura nueva..... 80

Figura 64. Refuerzo por bandas de aceros 81

Figura 65. Refuerzo por medio de perfiles metálicos 82

Figura 66. Refuerzo con fibras de carbono 82

Figura 67. Estado de tensión ficticio equivalente del hormigón 83

Figura 68. Refuerzo por recrecido..... 85

Figura 69. Zunchado con fibra de carbono 86

Figura 70. Zunchado con empresillado metálico 86

Figura 71. Refuerzo por encamisado metálico..... 87

Índice de tablas

Tabla 1. Combinaciones de Cargas 38

Tabla 2. Tipos de Cargas 40

Tabla 3. Nivel de peligrosidad asignada a cada zona 54

Tabla 4. Valores de ensayo (Estudio de suelo Ruta Provincial N° 26) 54

Tabla 5. Clasificación del sitio - Influencia del suelo 55

Tabla 6. Fragmento extraído de la norma INPRES CIRSOC 103, cap. 2 – 17 56

Tabla 7. Valores para Ca y Cv 56

Tabla 8. Valor del período T3 57

Tabla 9. Valores para Cr y x 58

Tabla 10. Piezas componentes de la estructura para la determinación de las cargas por área de influencia 61

Tabla 11. Factor de reducción incrementado para estructuras existentes 66

Tabla 12. Intensidad Mercalli modificada para calificar construcciones existentes según Capítulo 11 de Norma CIRSOC 103 68

Resumen

El presente trabajo final consiste en la evaluación estructural al sismo de la escuela N°8035 “Dr. Ernesto Solá” tomando como referencia los reglamentos vigentes en este sentido.

El sistema resistente consiste en pórticos rellenos de mampostería (mampostería confinada), la que fue modelada mediante bielas equivalentes. Mediante la aplicación del método estático equivalente, se determinaron las fuerzas sísmicas a las cuales se encuentra sometida la estructura y con el uso del software SAP 2000 se modeló la misma bajo estas condiciones para determinar los esfuerzos y evaluar la posible necesidad de reforzar aquellos elementos estructurales que no sean capaces de resistir las solicitaciones.

El sistema de fundación fue modelado como vigas sobre lecho elástico, dada las características presentes en la estructura.

Se propone una solución para reforzar los elementos estructurales con deficiencia de resistencia y se comprobó que el edificio reforzado responda en su conjunto a las acciones sísmicas y requerimientos de las normas vigentes actualmente.

Palabras claves: modelación estructural - evaluación estructural– vigas sobre lecho elástico – bielas de compresión – método estático equivalente – Método Pushover.

Capítulo 1: Introducción

Este trabajo conta de ocho capítulos, donde en el presente Capítulo 1, se introduce la temática del trabajo, especificando los objetivos a alcanzar con el mismo y la organización de este informe.

En el Capítulo 2, se realiza una descripción de las tareas de relevamiento que se realizaron en la escuela N° 8035, que contaron de tres etapas, como ser determinación de la resistencia del hormigón a partir del uso de Esclerómetro o Martillo de Schmidt, extracción de revoque y revestimiento en zonas de columnas y vigas para poder verificar las armaduras y excavación para verificación de fundaciones. Estas tres etapas fueron importantes ya que permitieron entender el entorno en el cual se desarrollaría el presente trabajo.

En el Capítulo 3, se lleva a cabo una breve descripción de cómo se fue modelando la estructura junto con la ayuda del software SAP2000, el cual es un programa de elementos finitos que permitió comprender el comportamiento de la estructura, teniendo en cuentas las condiciones actuales de la misma, como las combinaciones de cargas, que son un factor determinante a la hora del análisis, y así poder simular la realidad para poder obtener resultados bastantes exactos.

El Capítulo 4, aborda la primera etapa del análisis estructural, la cual consiste en el cálculo de las bielas de compresión que intenta representar el comportamiento estructural de una mampostería, ya que se trata de un sistema biarticulado donde los elementos que lo componen trabajan a compresión pura.

Luego el análisis de la fundación, que, mediante estudios y consultas previas, se calcularon y modelaron como vigas sobre lecho elástico que constituye un caso límite de una viga continua sobre apoyos elásticos y el comportamiento del suelo está representado mediante un número infinito de resortes cuya rigidez es denominada modulo o coeficiente de balasto. Finalmente, se discretiza el coeficiente del resorte con una separación correspondiente entre los mismo para luego modelarlos.

En el Capítulo 5, se desarrolla la segunda etapa del análisis estructural que consiste en determinar las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura, para determinar dichas fuerzas se aplicó el método estático equivalente simplificado, la cual se basa en una estimación del período fundamental de vibración para cuantificar la fuerza cortante en la base.

En el Capítulo 6, se realiza la etapa de análisis con el software de elementos finitos SAP2000 partiendo del análisis anteriormente obtenido. Como resultado, se obtienen los esfuerzos finales empleados para la verificación de los elementos estructurales ante las solicitaciones del sismo para luego plantear, si es necesario, posibles soluciones.

En el Capítulo 7, se detallan las posibles soluciones a aplicar en los lugares donde el software SAP2000 arrojó como puntos críticos; es decir, los lugares donde los elementos estructurales no verifican. En el mismo, se tuvo en cuenta que las soluciones que se propongan sean factibles desde el punto de vista económico como así también, la mano de obra ya que, al ser un lugar alejado, son factores a tener en cuenta.

1.1. Problemática

Todo se desarrolla a partir de la exigencia por parte del Ministerio de Educación de la Provincia de Salta al solicitarle a la Escuela Rural N° 8035 “Doctor Ernesto Solá”, que se encuentra ubicada sobre la Ruta Nacional N° 26- Km. 10, en la localidad de La Candelaria (Finca), Departamento de Cerrillos, una evaluación estructural al sismo, debido a que la misma cuenta con más de sesenta años desde la inauguración y puesta en funcionamiento. Como dicha institución no contaba con los fondos necesarios para poder solventar los gastos, gracias a la Universidad Católica de Salta se realizó un convenio que permitió realizar este trabajo y, a la vez, servir como Trabajo Final de Grado.

Dicha institución fue construida aproximadamente en el año 1965 con las normas vigentes en ese período, por tal motivo y para darle solución a la problemática antes descrita se realizó un modelado de la estructura para evaluar la misma a solicitaciones de acuerdo a las normas actuales y se planteó posibles soluciones teniendo en cuenta factores económicos.

1.2. Objetivo general

- Analizar la estructura existente de la Escuela Rural N° 8035 “Doctor Ernesto Solá”, de acuerdo a la normativa vigente en el año 2019.

1.3. Objetivos Específicos

- Relevar la estructura de la escuela y sus condiciones.
- Analizar el suelo donde se encuentra fundada la estructura.
- Comparar los planos existentes obtenidos con el relevamiento realizado.
- Realizar los planos correspondientes al relevamiento.

- Modelar y analizar la estructura a partir del software de elementos finitos SAP2000.
- Proponer soluciones para elementos estructurales que no verifiquen en la evaluación estructural.

Capítulo 2: Relevamiento de la estructura existente

De acuerdo a la problemática planteada y al tratarse de una estructura, que como se mencionó anteriormente, cuenta con 65 años desde su puesta en funcionamiento; es importante realizar una evaluación de la estructura existente teniendo en cuenta la información de algunos planos existentes como así también, la obtenida por el relevamiento efectuado, donde se pudieron observar algunas faltas de coincidencia y falta de información, por lo que esa tarea se tornó de suma importancia para el trabajo.

La información brindad por los planos fueron de arquitectura y de estructura de toda la escuela, pero indagando sobre los mismos con el ingeniero a cargo en ese entonces y realizando una comparación con lo existente se observó que estos no coinciden en su totalidad con la realidad. Además, mediante consultas realizadas a personal de la institución, como ser el personal de limpieza y la directora jubilada del turno mañana, se pudo determinar que la escuela fue construida en dos fases, con un período significativo de tiempo entre dichas fases.

La parte perteneciente a la primera etapa es aquella que consta de Secretaría, Preceptoría, Biblioteca, Salón de usos múltiples, Cocina y Baños que forman parte de la estructura con la cual se inauguró la escuela y es aquí donde se observa el deterioro visible y más significativo de la institución, en comparación a la segunda etapa que son las aulas y en donde no se observan daños. Por tal motivo, se decidió realizar el relevamiento en la primera etapa.

Por esta razón, se decidió realizar el relevamiento en tres fases que se detallan más adelante, de forma tal de no interferir con el normal funcionamiento de la institución y sobre todo por la seguridad de los alumnos que forman parte de la misma.

2.1. Determinación de la resistencia del hormigón (uso del Esclerómetro o Martillo de Schmidt)

En la segunda visita realizada a la Escuela Rural N° 8035 “Doctor Ernesto Solá”, se procedió a determinar la resistencia del hormigón mediante el uso del Esclerómetro o también conocido Martillo de Schmidt, donde la misma estima de forma aproximada la resistencia a compresión simple mediante una correlación con tablas. El ensayo se basa en un golpe con rebote que presenta múltiples resultados.

Lo que se quería lograr con el uso de este instrumento era determinar rápidamente que zonas o áreas de la escuela contaba con hormigón armado o solamente mampostería. En la

escuela se realizó la prueba en 4 puntos, los cuales se indican a continuación en el plano como: P_1, P_2, P_3 y P_4.

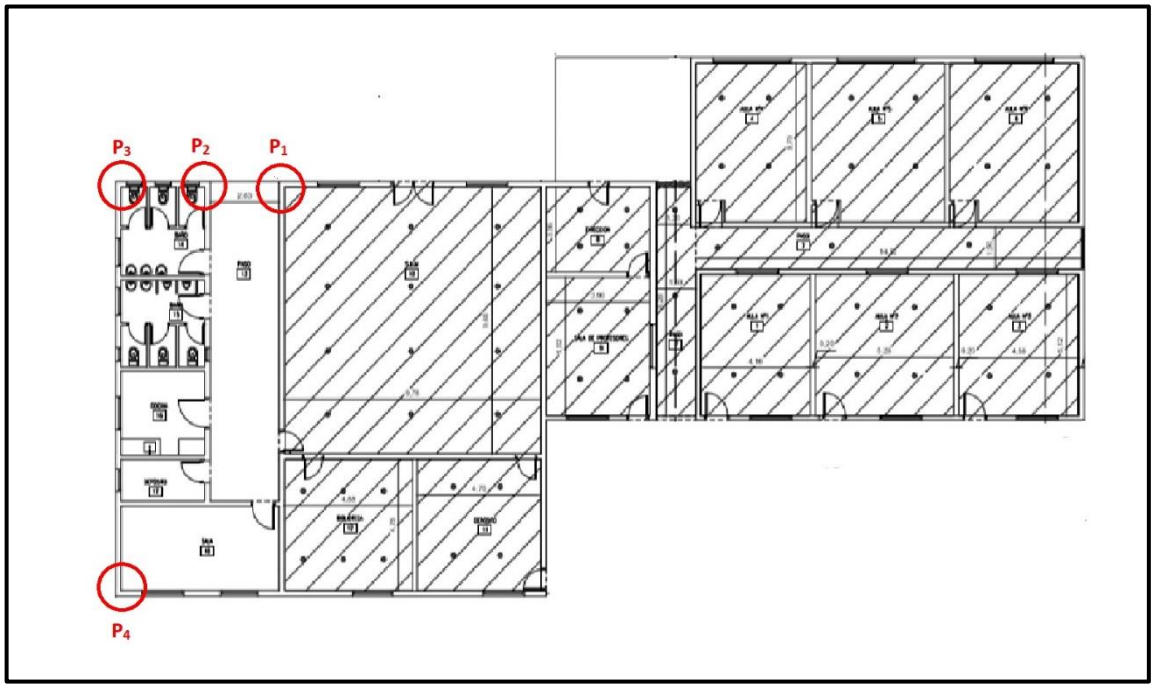

Figura 1. Planos con los puntos donde se aplicó el martillo de Schmidt.

a) PUNTO N°1

Se realizó el ensayo en el punto mencionado, que se trata de una columna, para medir la resistencia del hormigón.

Figura 2. Columna del punto N°1

El ensayo arrojo los siguientes valores: 25/22/23

Tomando un promedio y mediante tabla se puede observar que los valores arrojados son muy bajos para tratarse de HºAº.

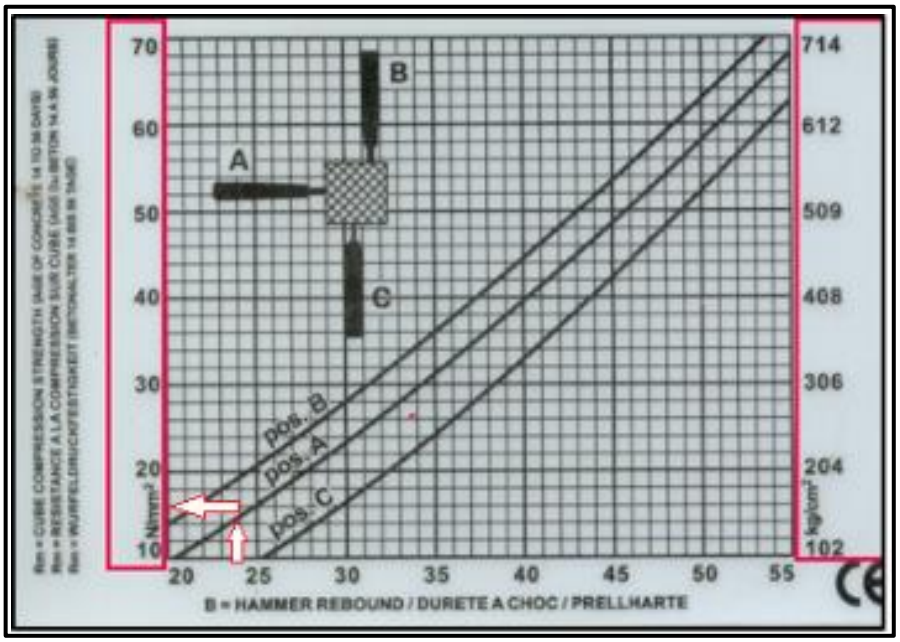

Figura 3. Curva de calibración para distintos tipos de orientación del Martillo Schmidt

b) PUNTO N°2

Figura 4. Columna del punto N°2

Se realizó el ensayo que dio los siguientes valores: 20/24/27, con los cuales se entró a tabla y se obtuvo un similar resultado que para el punto Nº1; es decir, no se trata de HºAº. Pero picando parcialmente la zona, se observó la presencia de una barra de acero, por lo que se contradice la lectura dada por el Martillo de Schmidt, ya que se trata de una columna de H°A° y lo que podría estar mostrando la lectura podría ser la resistencia del revoque.

c) PUNTO N°3

Figura 5. Columna del punto N°3

Se obtuvieron los siguientes valores: 20/25/22, que da como resultado lo mismo que los puntos anteriores.

d) PUNTO N°3

Figura 6. Columna del punto N°4

Se obtuvieron los siguientes valores en el punto: 27/20/23, obteniendo los mismos resultados. Se determinó que la prueba para medir la resistencia del hormigón a compresión simple por medio del Martillo de Smith es no concluyente, ya que en el punto Nº 2 al picar se puede observar la presencia de una barra de acero lo que contradeciría lo obtenido mediante el Esclerómetro.

Además, se realizó el ensayo en el piso de HºAº que dio resultados correctos y no se trataría de una mala calibración sino un resultado erróneo de no aplicar el martillo conforme las especificaciones de uso, como ser que no se limpió debidamente la superficie para que esté libre de suelo, musgo, fisuras, no se aplicó correctamente perpendicular el martillo como se requiere o la superficie era menor a 100mm. Por lo tanto, será necesario picar zonas específicas para determinar si se trata o no de HºAº.

2.2. Picado en zonas de columnas y vigas para verificación de armaduras

Se realizó una tercera visita a la escuela, ya que en la visita anterior se llegó a la conclusión que el Martillo de Schmidt no era concluyente en la diferenciación de estructuras de H°A° y mampostería, ya que para que los resultados del instrumento sea el correcto exige superficies planas, limpias y el hormigón puro y sin revoques.

Por ese motivo, se tomó la decisión de asistir a la escuela nuevamente y se procedió a picar zonas específicas, mediante el uso de un cortafierro y de una masa, para determinar si existía estructuras de H°A° o no, como así también, los diámetros de las barras de acero. Se procedió a la extracción de revoques y recubrimientos en un total de 10 puntos. A continuación, se detallan algunos de ellos:

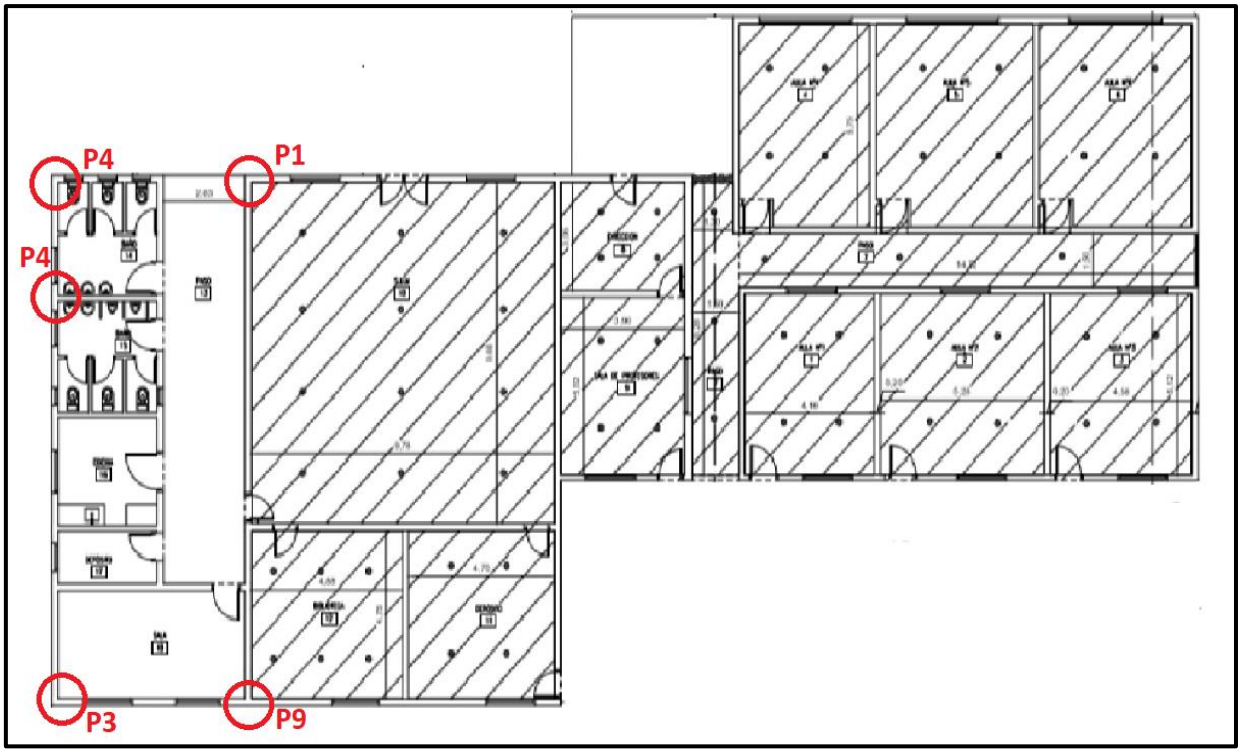

Figura 7. Plano con los puntos

a) PUNTO N° 1

Figura 8. Barra del ϕ 12 en la columna del respectivo punto.

b) PUNTO N°3

En este punto no se pudo apreciar la presencia de barras de acero, a pesar de que se picó una profundidad considerable.

Figura 9. Columna sin la presencia de armadura

Dicho resultado en tal punto no quiere decir que la misma no tenga armadura, sino que al realizar el proceso de extracción de revoque y revestimiento no se realizó en el punto óptimo para poder realizar la verificación exitosamente y no se continuo hasta llegar al mismo para no deteriorar las instalaciones.

c) PUNTO N°4

En el proceso se encontró en la columna una barra del ϕ12.

Figura 10. Barra del ϕ 12

d) PUNTO N°7

Se encontró, al igual que en el punto anterior, una barra de 12mm de diámetro, lo cual indica que, al igual que el resto, se trata de una columna de hormigón armado.

Figura 11. Barra del ϕ12 (II)

e) PUNTO N°9

Este punto, a diferencia del resto, al realizar el proceso de extracción se encontró una barra de 16mm de diámetro, que al analizar los planos obtenidos y observando la parte superior de las columnas (pelos), se puede determinar que son columnas de H°A°.

Figura 12. Columna con barra del ϕ16

Se procedió de igual manera en los puntos restantes, obteniendo iguales resultados a los descritos antes, variando únicamente las secciones de las barras de aceros en alguna de ellos.

Cabe aclarar, que en los puntos donde se realizaron los procesos de extracción, fueron reparados ya que los mismo no podían quedar con las barras expuestas porque pueden sufrir oxidación además de ser antiestético.

Los resultados obtenidos en esta etapa de relevamiento indican que la estructura de la institución educativa es de hormigón armado, salvo el punto 3, que como se explicó anteriormente no se pudo encontrar ni determinar la armadura en dicha zona. Esto expresa también, que los resultados obtenidos a partir del martillo de Schmidt no eran los correctos y sólo estaba indicando la resistencia a la compresión simple del revoque.

2.3. Excavación para verificación de fundaciones y su respectiva armadura

La parte fundación es importante en cuanto a construcción se habla, puesto que brinda una sustentabilidad y estabilidad a la estructura, capaz de transmitir y distribuir al suelo todas las cargas del mismo.

Siendo por ello una parte fundamental en el comportamiento de la estructura, el conocer el tipo de fundación con el cual cuenta la escuela fue una tarea importante; por eso, se decidió hacer dos pozos en lugares desfavorables desde el punto de vista constructivo, es decir, la primera etapa de la escuela que es la más antigua como así también, donde se observaron daños significativos; se debía tener en consideración además que los sitios no representaran riesgo alguno para los alumnos, ya que se trabajó en horario de clases.

Cabe aclarar, que se realizaron dos pozos únicamente porque la escuela no contaba con los fondos para solventar los gastos y las soluciones por parte de la universidad requerían tiempo, el cual no se disponía, además que no eran seguro si se iban a poder contar con ellos. Por estos motivos, se tomó la decisión de asumir los gastos que esto demandaría dos pozos.

A continuación, se detalla la información obtenida a partir de los pozos que se realizaron, con ayuda de 2 albañiles, para conocer el tipo de fundación con el cual cuenta la escuela.

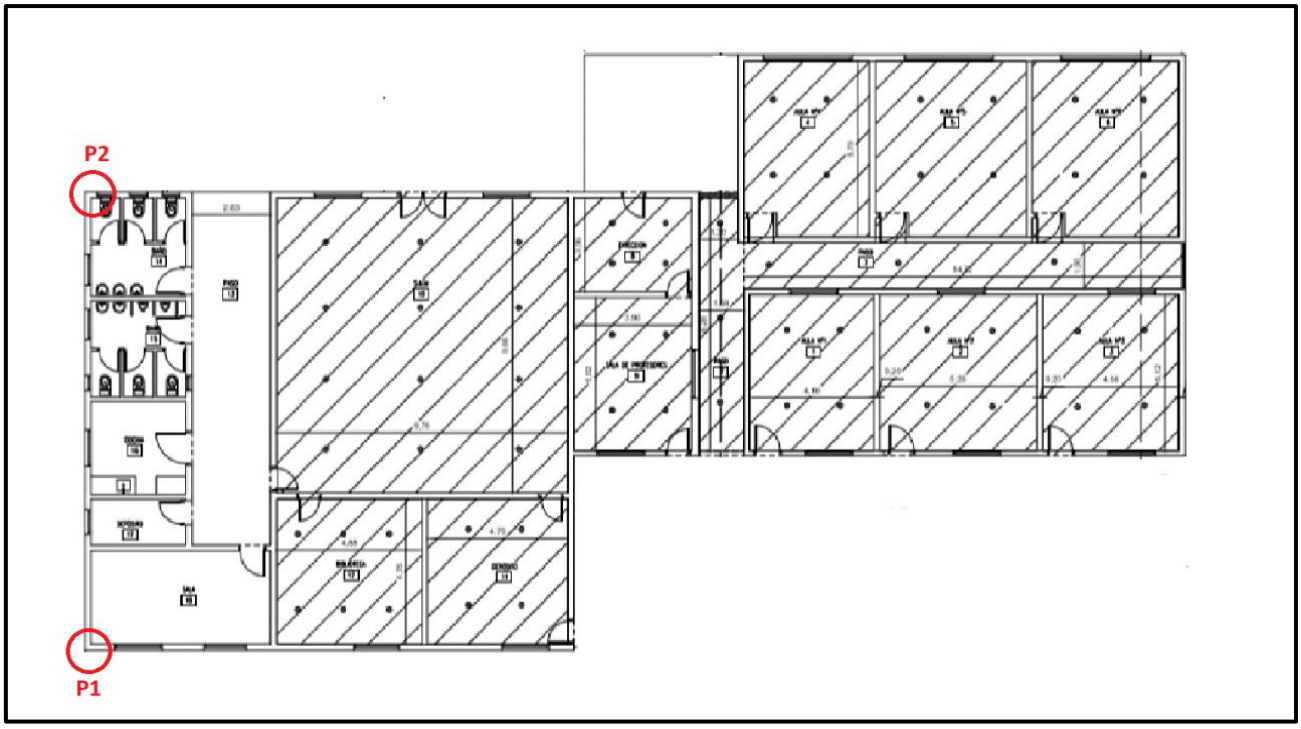

Figura 13. Plano con puntos donde se realizó la excavación

- POZO N° 1: se realizó la tarea en una esquina donde se visualizó una columna, pero no su armadura por lo que se pensó que no tenía; además, se observó una apreciable separación entre la misma y la mampostería. Por estos motivos, se consideró evaluar la zona y un punto importante para conocer el tipo de fundación.

  Al comenzar el proceso de excavación, lo primero que se notó fue que la columna de dicho punto sí contaba con armadura lo que hizo suponer que, en la tarea previa de extracción de revoques y revestimiento, no se había dado con el punto óptimo para determinar dicha armadura.

  Se puede observar en la imagen de la Figura 14 que la columna cuenta con una armadura de 12mm de diámetro y estribo de 6mm de diámetro también.

Figura 14. Armadura que se creía no existente

Al continuar el proceso, a una profundidad de aproximadamente de 45cm se encontró una base de hormigón de dimensiones 1.50m por 1.50m.

Figura 15. Base de hormigón encontrada

- POZO N°2: en este punto, al momento de proceder con la excavación, se creía que no iba a presentar complicación alguna; es decir, que al cabo de unos centímetros de excavación se podía

determinar el tipo de fundación como sus dimensiones al igual que el punto anterior, pero no fue así.

Después de un metro y medio de cavar, no se encontraba la fundación y se optó por emplear un cortafierro e hincarlo donde se consideraba que se la encontraría para determinar así, la profundidad donde podría estar, pero no se tuvo éxito, ni introduciendo el mismo de forma vertical y horizontal. Se infiere que en dicho punto no existía fundación alguna, lo cual representó un planteo interesante para el presente trabajo final.

Figura 16. Armadura de columna donde no se encontró la fundación

En este punto sólo se encontró una viga de 20cm x 20cm que, por las dimensiones, no se trataría de una viga de fundación, sino de una viga de arriostramiento.

En este proceso de verificación del tipo de fundación de la institución, es fundamental el tipo de suelo en el cual se encuentra fundada la estructura por lo que se tomó una muestra del mismo a una profundidad de un metro, donde se tomó los siguientes cuidados en la toma de la muestra:

- Eliminar la cobertura vegetal.
- Utilizar elementos limpios.
- Colocar la muestra en una bolsa de plástico nueva, cerrada para poder conservar la humedad. El zinc en los baldes contamina las muestras.
- Evitar tomar muestras donde existe acumulación de elementos extraños, hormigueros, áreas de suelo con color diferente, sitios donde se aplicó cal, etc.

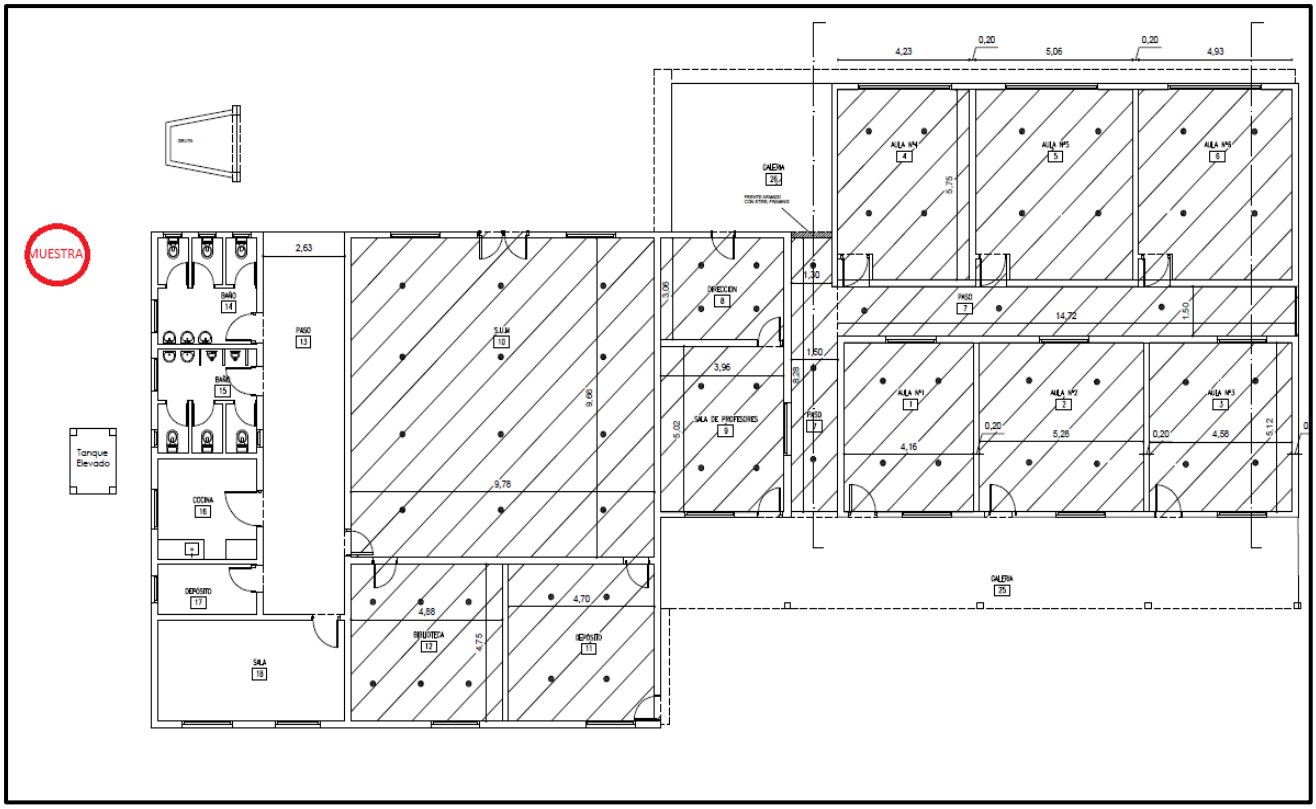

Figura 17. El círculo muestra el área donde de saco la muestra de suelo.

Luego, se conservó la muestra (20Kg.) de tal manera de que no pierda sus características a la hora de transportarlo hasta su análisis correspondiente.

Debido a la ausencia de fundación en una columna esquinera y de consideración importante, se investigó y se consultó cual sería lo óptimo y lo que representara la situación más desfavorable para la estructura. Así, se asumió la hipótesis de considerar la fundación como una viga en lecho elástico, teniendo en cuenta las características del suelo del lugar.

Capítulo 3: modelado en SAP2000 y combinaciones de carga

Lo que se quiere lograr en esta etapa a través del modelado es obtener una simplificación de la realidad que permita comprender mejor el comportamiento de la estructura desarrollada. Mediante el modelado se consiguen los siguientes objetivos:

- Visualizar un sistema.
- Especificar el comportamiento del sistema.
- Proporcionar una plantilla que guie en la construcción de un sistema.
- Documentar las decisiones que se han tomado.

Por ello, se decidió usar como base para el modelado el software SAP2000, que es un programa de elementos finitos, con interfaz grafico 3D.

3.1. Modelado en SAP2000

Para el modelado de la estructura se siguió el siguiente modelo:

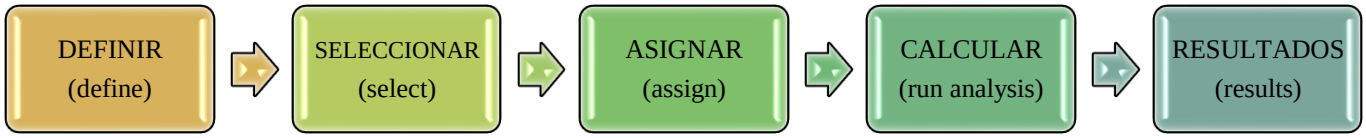

Figura 18. Modelado en SAP2000.

i) Selección del sistema de unidades con el que se trabaja. En este caso: **KN, m, C.**

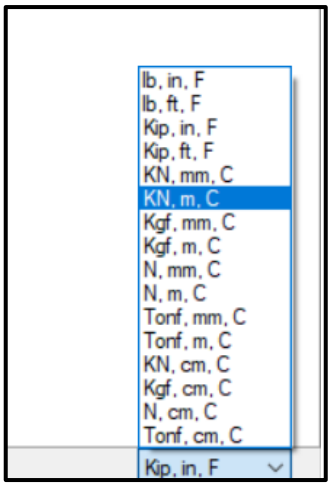

Figura 19. Inserción de unidades

ii) Luego de definido las unidades, se importó el modelo de la estructura que se realizó previamente en AutoCAD 2018. (Moreno, 2010) – Moreno y López, 2010 – Moreno et al., 2010

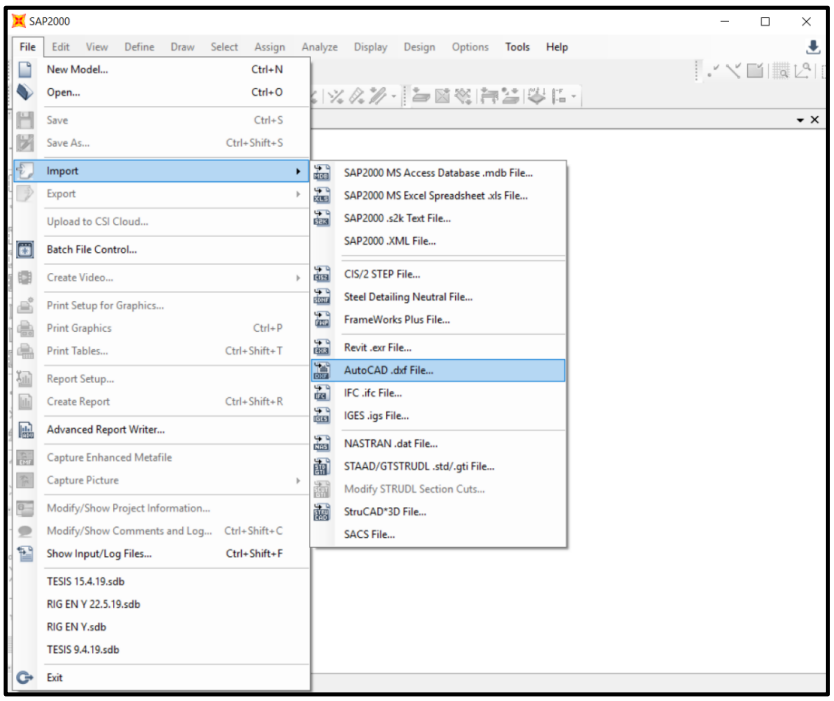

Figura 20. Importación de archivo AutoCAD

iii) Definición de los materiales de la estructura. Por ejemplo, las vigas y las columnas que son de hormigón, determinados anteriormente en la etapa de relevamiento, se elige **Define: _ Materials_ Add New Materials_ Concrete**.

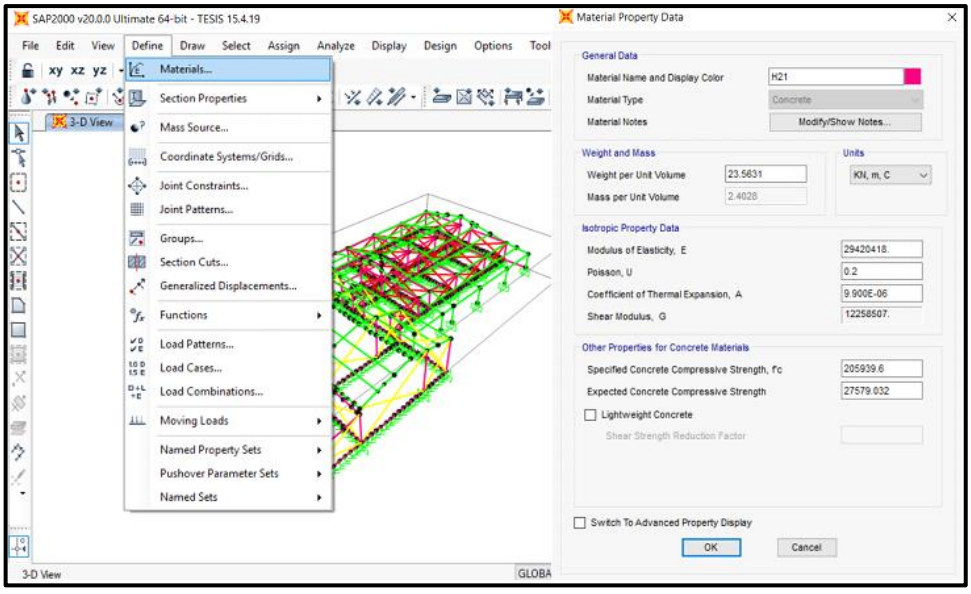

Figura 21. Definición de materiales

iv) Definición de los tipos de secciones. La sección puede ser rectangular, en forma de C, circular, etc.; también puede definirse una sección como General e ingresar sus propiedades geométricas. Para definir la sección se debe ir a **Define: FrameSection**, ahí se agrega la cantidad necesaria de secciones diferentes en el modelo.

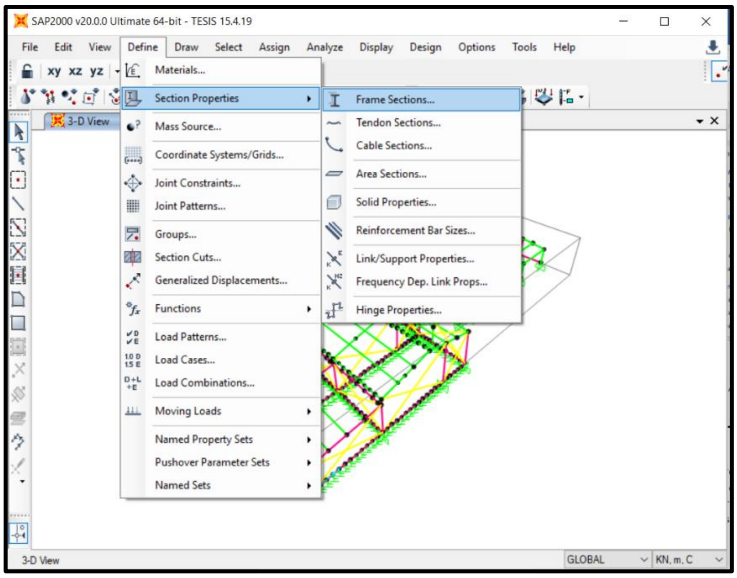

Figura 22. Definición de secciones

v) Asignar a cada elemento el tipo de sección que le corresponde. Para esto, se selecciona el elemento y se utiliza: **Assign: Frame_Section** y se elige la sección que corresponda.

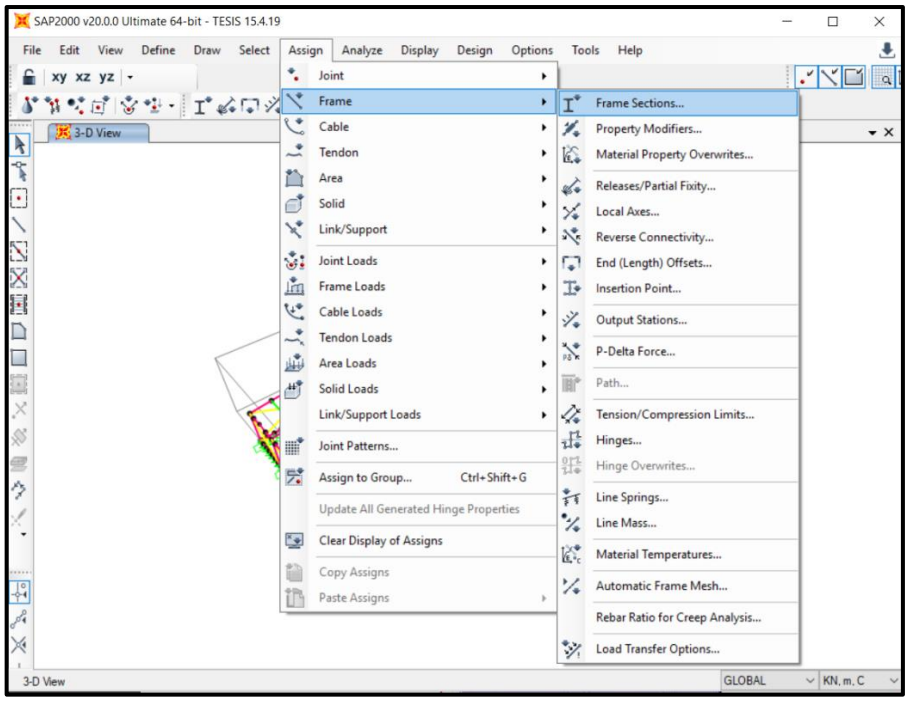

Figura 23. Asignación de secciones a las barras

vi) Definición de la condición de apoyo. Se seleccionan los nudos que representan los apoyos de la estructura. Se elige la opción **Assign:_Joint_Springs**. Se restringe, en este caso, los desplazamientos en los cuales la estructura no permite el movimiento; cabe aclarar, que la dirección 1 corresponde a X, dirección 2 corresponde a Y; dirección 3 corresponde a Z.

La fundación se modeló bajo el concepto de viga sobre lecho elástico, lo cual se encuentra representado en el modelo como resortes que únicamente permiten el desplazamiento en la dirección 3, es decir, en Z.

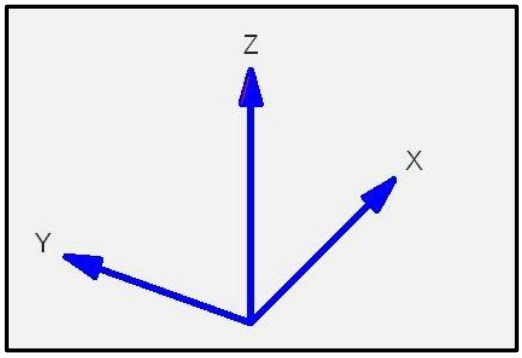

Figura 24. Ejes globales del programa.

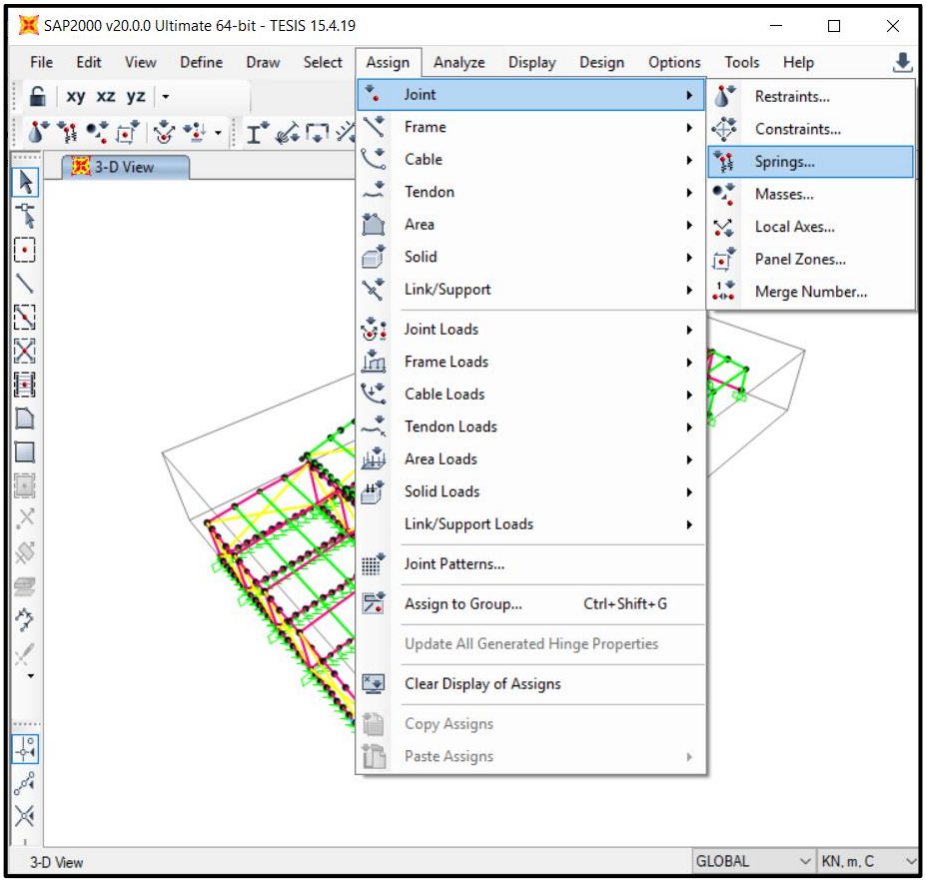

Figura 25. Asignación de resortes

vii) Definición de los estados de carga. Cuando se tienen diferentes cargas aplicadas sobre la estructura es útil definir tipos de cargas, como pueden ser: peso propio, sobrecarga de uso, viento, sismo, etc. Para esto, se debe ir a **Define:_Load Patterns,** luego, se abre una ventana en la cual hay que ingresar los tipos de cargas, las cuales se agregan como nuevas cargas.

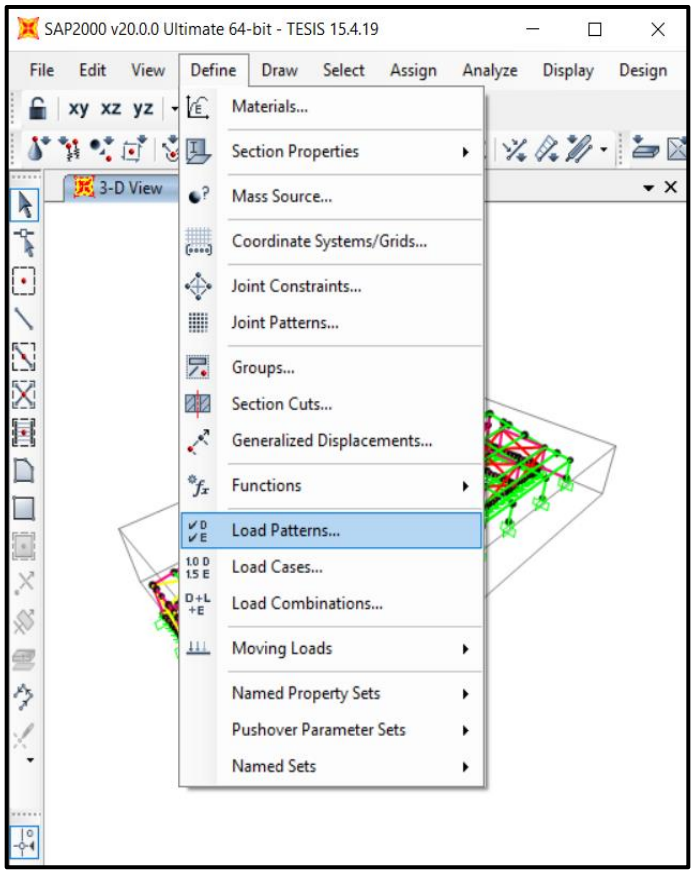

Figura 26. Definición de los estados de carga

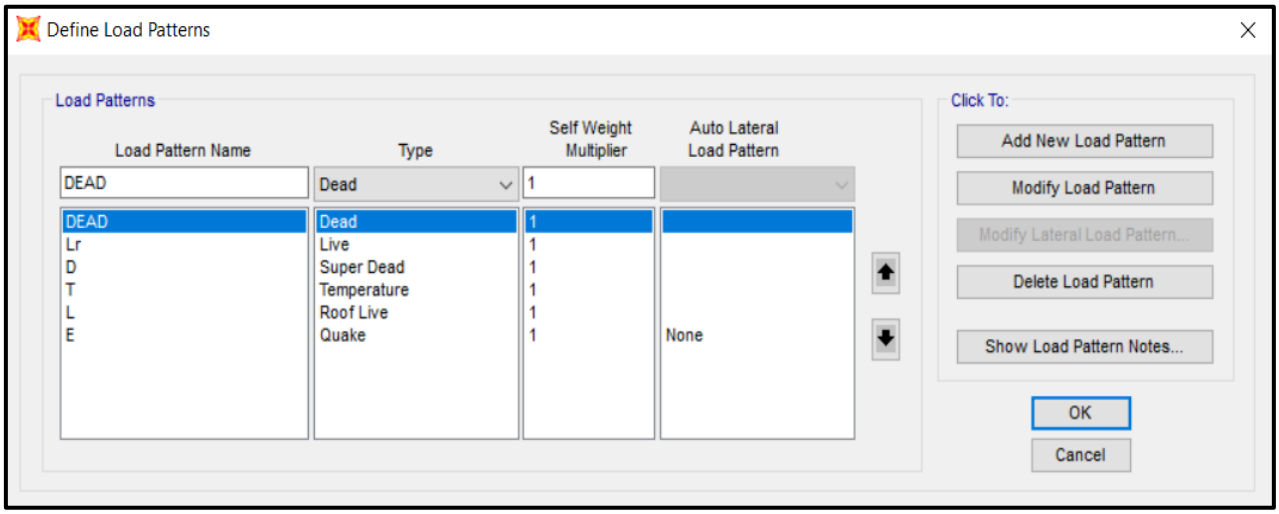

Figura 27. Estados de carga

viii) Definición de las combinaciones de carga. Las combinaciones de cargas son un aspecto critico de diseño, por lo tanto, es importante asegurarse de que estén aplicadas correctamente para garantizar los requisitos mínimos de diseño, los cuales fueron tomados en cuenta de acuerdo a la norma INPRES CIRSOC 201 “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”. Para esto, se debe ir **Define:_Load Combinations,** luego se establecen los diferentes tipos de combinaciones de cargas.

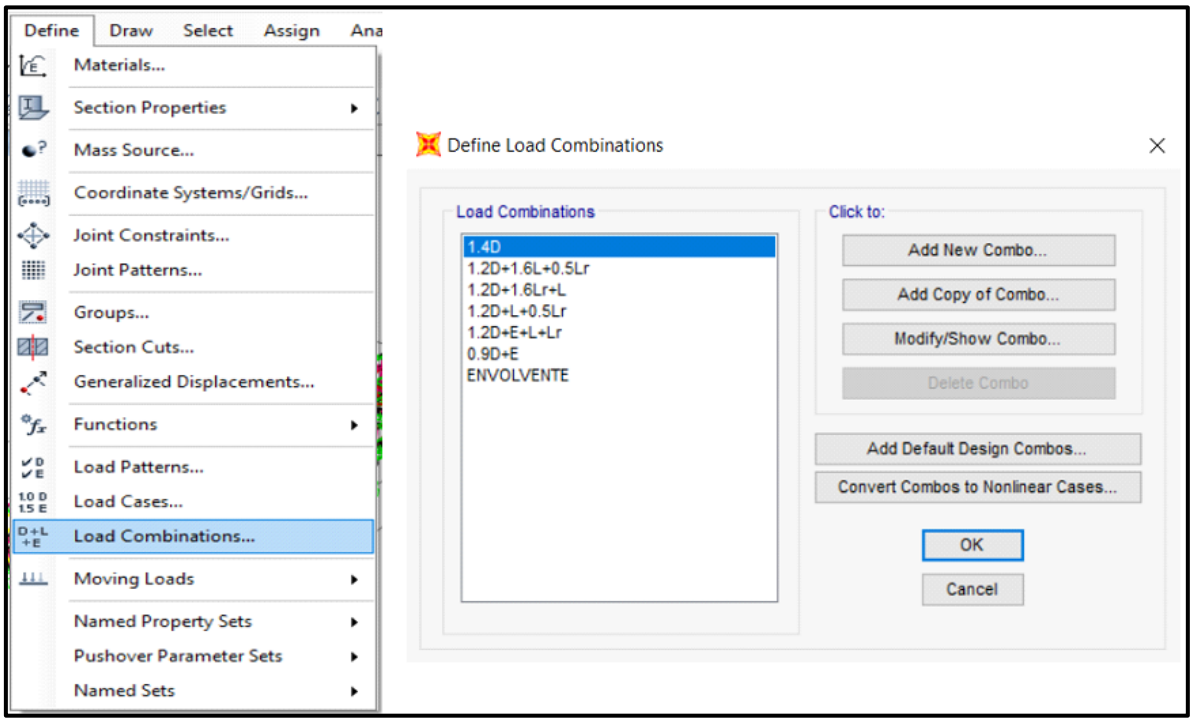

Figura 28. Definición de combinaciones de cargas

ix) Determinación de las cargas puntuales. El sismo tiene la característica de producir aceleraciones instantáneas, aceleraciones que generan grandes fuerzas, y que afectan a los componentes de la estructura del edificio de modo diferente a la acción de las cargas gravitatorias. Estas fuerzas sísmicas dependen linealmente de la masa del edificio y se expresan con la fórmula:

$$F = M \times A$$

Donde:

F = fuerza inducida por la aceleración

A = aceleración producida por el sismo

M = masa del edificio

Por este motivo, es necesario conocer el peso del edificio, que incluye el peso de la estructura, cierres, pisos, revestimientos, etc. Debe considerarse el peso de todo lo fijado permanentemente al edificio. Para saber cuál es la masa que absorbe cada columna, se prosiguió de la siguiente manera:

- Se tomó la masa de la mitad superior de cada una de las columnas.
- En cuanto a los muros, se tomó la mitad superior y se distribuyó cada parte para cada columna.
- Las vigas fueron distribuidas tomando la mitad de la masa a cada una de las columnas extremas.
- El peso de la chapa se distribuyó considerando el área de influencia de cada una de las columnas.

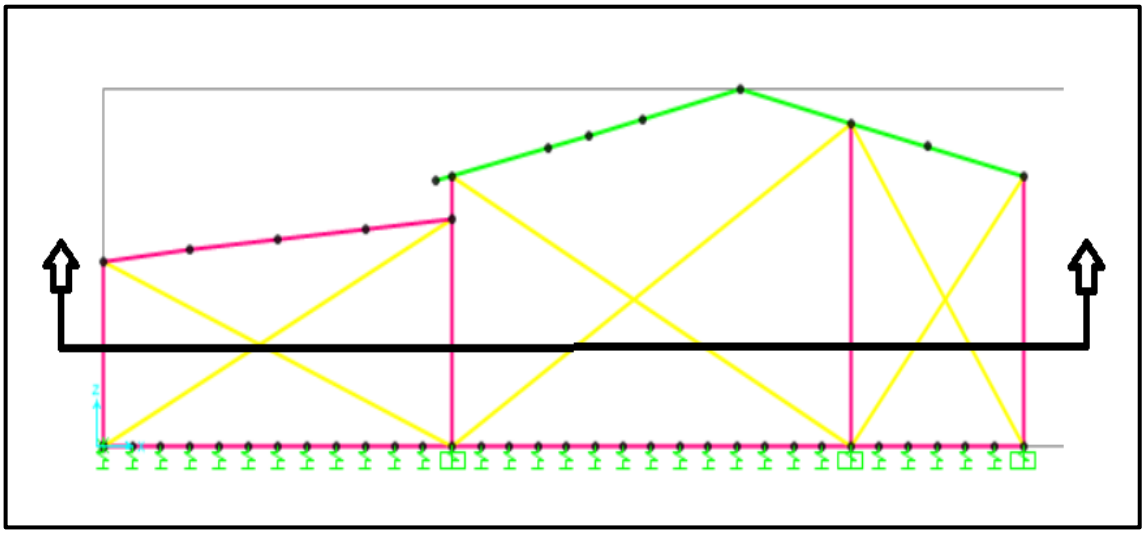

Figura 29. Mitad superior tomada para el análisis

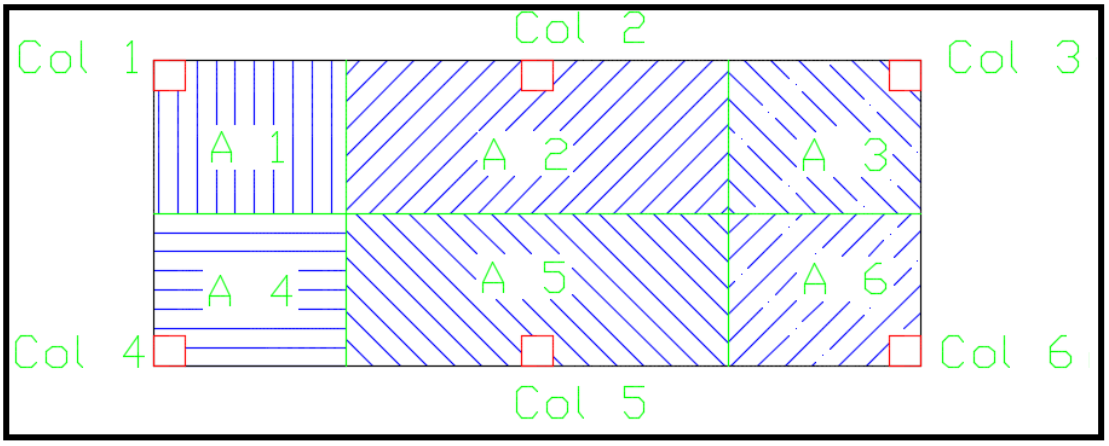

Figura 30. Área de influencia de la chapa en cada columna

x) Asignación de las cargas externas. En este caso, se tienen cargas que actúan en los nudos como cargas uniformemente distribuidas en las barras. Para el primer caso, es decir, donde las cargas actúan en los nudos se procede a seleccionar los mismos e ir a **Assigs: _ Joint Load_ Forces** y se coloca el valor respectivo de la carga y la dirección.

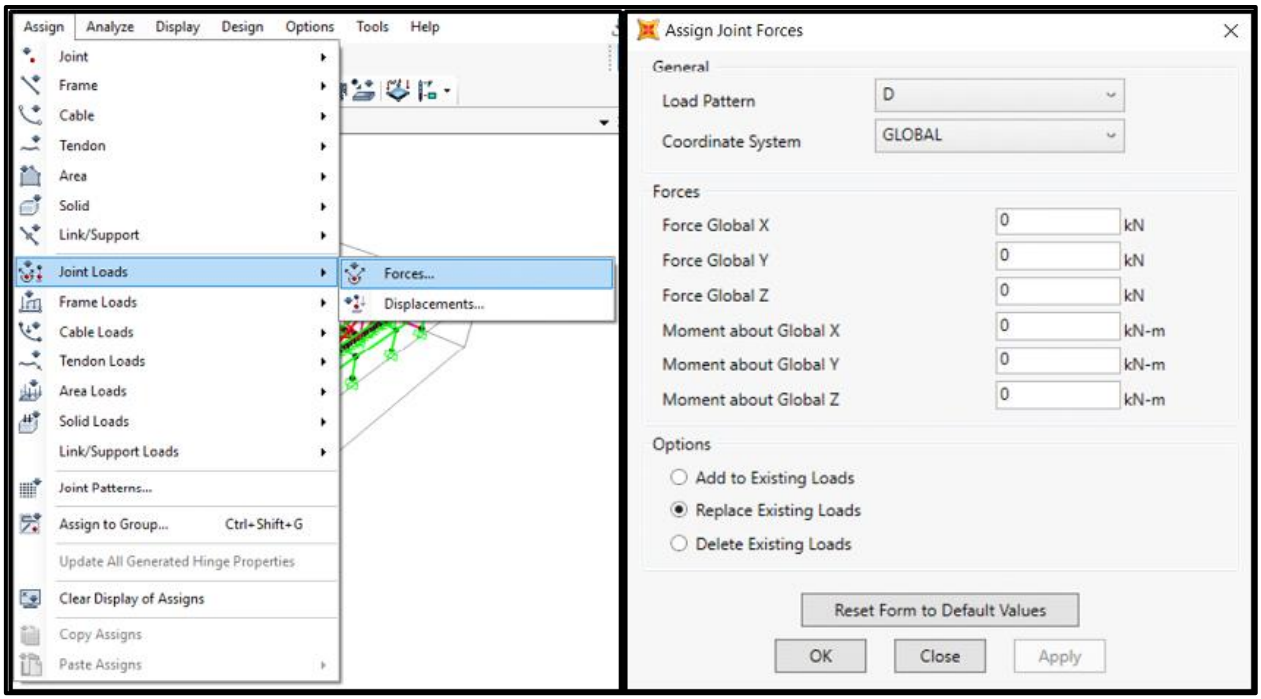

Figura 31. Asignación de cargas externas en los nudos

- Asignación de las cargas distribuidas sobre las barras correspondientes al peso propio y a la sobrecarga de uso de la cubierta metálica. Para ello **Assigs: _ Frame Load_ Distributed.**

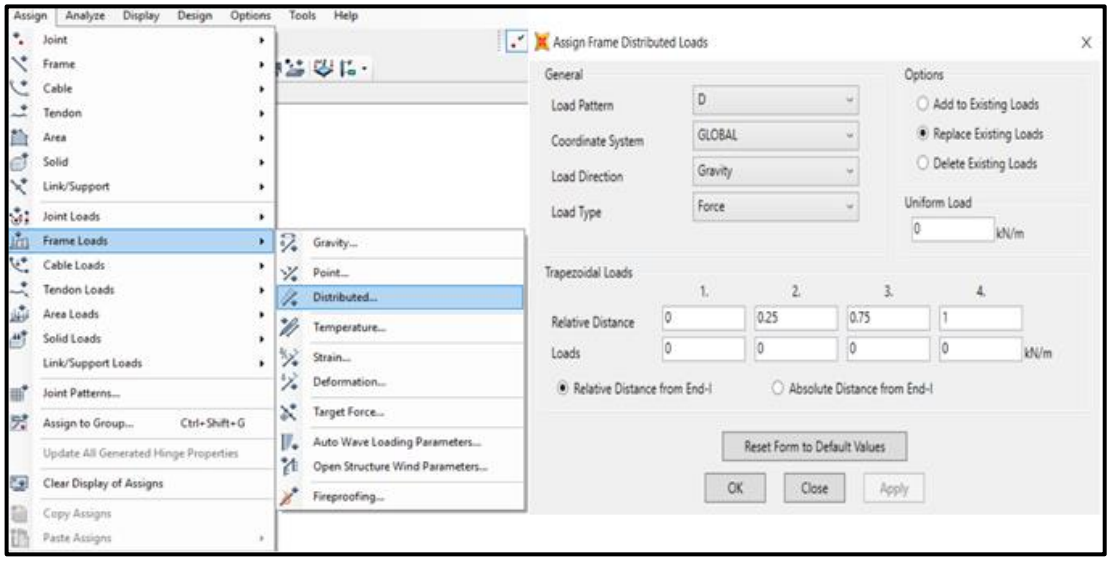

Figura 32. Asignación de cargas distribuidas sobre barras

xi) Cálculo del período fundamental de vibración de la estructura (T), donde el mismo depende de las propiedades geométrica y dinámicas de la estructura definida completamente, entonces se procede mediante **Analyze: _Run Analysis** donde es importante para determinar el período solo poner a correr el MODAL y el resto no.

Mas adelante se calculo el periodo de acuerdo a la Norma IMPRES CIRSOC 103 y se observo que no hay diferencias significativas.

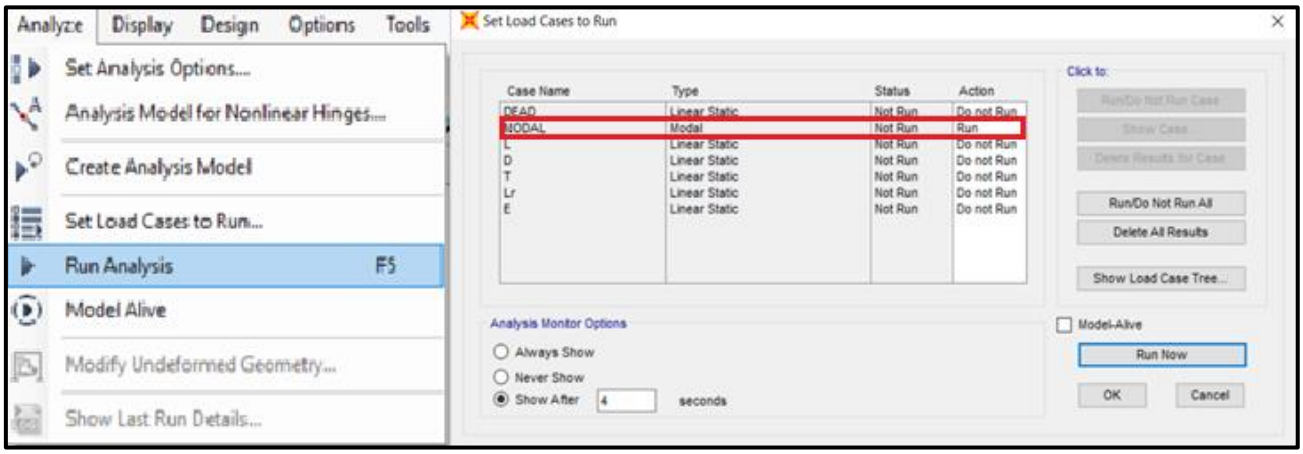

Figura 33. Cálculo del período fundamental

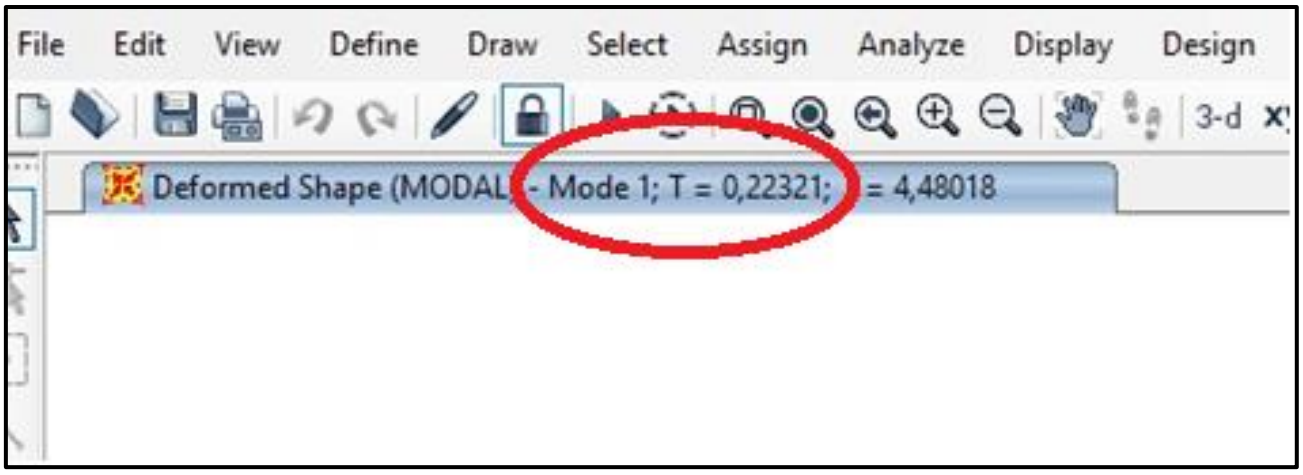

Figura 34. Período obtenido mediante el programa SAP2000

xii) Cálculo o análisis de la estructura. Una vez definida completamente la estructura procedemos a su cálculo mediante Analyze: _ Run Analyze. Como en esta etapa no se requiere un cálculo modal de la estructura, se pondrán a correr el resto de las cargas que interesan, menos el modal. Por defecto, el software efectuará un cálculo exclusivamente lineal en base a los “Load Paterns” ya definidos.

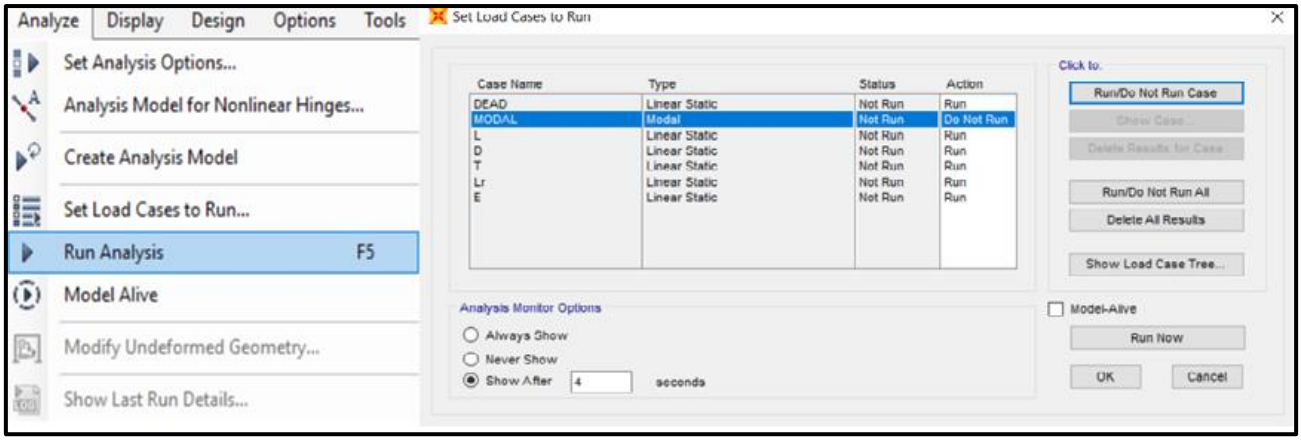

Figura 35. Análisis de la estructura

3.2. Combinaciones de cargas

Los estados de carga se definen como las posibles cargas que se presentan durante la vida útil de la estructura. Existen estados de cargas del uso normal de la estructura, cargas muertas y vivas, estados de cargas temporales como aquellas de vientos, sismo o de la misma construcción.

El cómo combinar las cargas en un estado de carga depende de estudios probabilísticos en los cuales se tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultanea de estas. La norma, INPRES CIRSOC 201 “Estructuras de Hormigón”, estipula unas combinaciones de cargas básicas a tener en cuenta en el análisis, como ser:

Tabla 1. Combinaciones de Cargas
U = 1,4 (D+F)
U = 1,2 (D +F+T) + 1,6 (L+ H) + 0,5 (Lr ó S ó R)
U = 1,2 D + 1,6 (Lr ó S ó R) + (f1 L ó 0,8 W)
U = 1,2 D + 1,6 W + f1 L + 0,5 (Lr ó S ó R)
U = 1,2 D + 1,0 E + f1 (L + Lr) + f2 S
U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H
U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H
Combinaciones de cargas según norma INPRES CIRSOC 201

Donde:

- U: Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes.
- D: Cargas permanentes o las solicitaciones correspondientes, (cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan de forma permanente sobre la estructura.
- F: Cargas debidas al peso y presión de fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas controlables, o las solicitaciones correspondientes.
- T: Solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de la temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o sus combinaciones.
- L: Sobrecargas o las solicitaciones correspondientes (sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles).
- H: Cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes.
- Lr: Sobrecargas en las cubiertas o las solicitaciones correspondientes.
- W: Cargas debida al viento o las solicitaciones correspondientes.
- S: Cargas debida a la nieve, o las solicitaciones correspondientes.
- R: Cargas debida a la lluvia, o las solicitaciones correspondientes.
- E: Efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica.
- f_1: 1.0 para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a 5KN/m2. Para otras sobrecargas f_1= 0.5.
- f_2: 0.7 para configuraciones particulares de cubiertas. Para otras configuraciones de cubierta f_2= 0.2.

Las estructuras y los elementos estructurales se deben diseñar para obtener, en cualquier sección, una resistencia igual o mayor de la resistencia requerida, determinada para las cargas

mayoradas como antes se mencionó. El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de hormigón se puede expresar de la siguiente forma:

Resistencia de Diseño ≥ Resistencia Requerida

$$\varphi \, \mathbf{Sn} \geq \mathbf{U}$$

Donde el valor del coeficiente de reducción de resistencia (φ) dependerá de que tipo de cargas al que se haga referencia, como ser:

Tabla 2. Tipos de Cargas	
Flexión	0.9
Tensión Axial	0.9
Cortante y Torsión	0.85
Compresión con o sin flexión (uso de espirales)	0.75
Compresión (uso de estribos cerrados)	0.7
Presión de contacto o aplastamiento	0.7
Flexión, compresión y cortante en concreto simple	0.65
Factor de reducción de resistencia según norma INPRES CIRSOC 201	

Capítulo 4: Análisis Estructural

En la etapa de relevamiento, indagando sobre la historia de la escuela, se supo que fue construida en dos etapas, lo cual es importante de considerar para el modelado dado que el comportamiento al responder ante una acción no será de forma uniforme por el hecho de haber sido construido con una diferencia de varios años una con respecto del otro, aproximadamente diez años, además de estar constituidos por diferentes materiales.

1. **Bielas de compresión**

Para el modelado de la mampostería en SAP2000 se decidió utilizar el método de las “Bielas de Compresión”, ya que este método es un procedimiento que permite el diseño de mampostería no armada sometida a acciones perpendiculares a su plano, pero sin acciones perpendiculares significativas, es decir, que las fuerzas del sismo actúan en el mismo plano del muro y no de manera perpendicular.

La modelación mediante bielas equivalentes que simula en forma realística la rigidez y la resistencia de la mampostería incluida, permite la resolución de la estructura como un conjunto de barras, lo cual permite analizar el comportamiento no lineal en forma sencilla.

Dicho método es válido para el diseño en Estado Limite Ultimo de Agotamiento y está basado en la Teoría de la Plasticidad. Este método es el más adecuado para el dimensionamiento de aquellas zonas en la que la distribución de deformaciones es no lineal. Asimismo, el método de bielas es simplificado, ya que no tiene en cuenta efectos tales como la rigidez del material entre fisuras.

4.1. Factores que influyen en la resistencia de paneles de mampostería frente a cargas laterales perpendiculares a su plano

La mampostería no armada presenta débil resistencia a la tracción y comportamiento frágil. Además, sus características resistentes y de deformabilidad varían con la dirección considerada ya que se trata de un material anisótropo.

En general, pueden considerarse dos direcciones ortogonales (perpendicular y paralela a las juntas de asiento de los mampuestos) caracterizando así, un material ortótropo en consecuencia para el establecimiento de solicitaciones y tensiones generadas por acciones perpendiculares a los paneles de mampostería deben introducirse las condiciones de ortotropía de resistencia y de rigidez.

Los factores que influyen en la resistencia de paneles de mampostería cargado perpendicularmente a su plano, esencialmente son:

- Forma y dimensiones de paneles (altura, longitud, espesor).
- Condiciones de apoyo de los bordes (articulados, continuos, empotrados, restricciones parciales, etc.)
- Resistencias flexionales de la mampostería según las direcciones paralela y perpendicular a las juntas de asiento. En ausencia de cargas verticales significativas (no tienen niveles significativos de cargas verticales), la resistencia indicada resulta definitorias para la capacidad de soportar cargas perpendiculares al panel de mampostería.

4.2. Planteo del problema

La presencia de la mampostería influye sensiblemente en la respuesta estructural en cuanto a distribución de esfuerzos y resistencia. La necesidad de considerar a la mampostería incluida resulta critica en el caso de las acciones sísmicas.

Es conocido que la mampostería incluida en pórticos puede modelarse mediante **“bielas equivalentes”** que trabajan a compresión. Este procedimiento se ha utilizado para determinar las características de rigidez en los pórticos con mampostería incluida.

Sin embargo, para lograr una predicción completa de la respuesta estructural, resulta imprescindible que la modelación incluya también las características de resistencia en estado limite.

4.3. Definición de las dimensiones de las bielas equivalentes

En la modelación simplificada, se remplaza la mampostería por una biela del mismo material, articulada en sus extremos, con espesor igual al del muro incluido y de ancho calculado “w” para obtener deformación de las estructuras similares a las reales.

El comportamiento de la mampostería incluida dentro del pórtico sometido a cargas laterales, en forma general y aproximada puede representarse por un modelo trilineal, en que los quiebres de la línea corresponden a los estados de separación, agrietamiento y rotura respectivamente (figura 34) (Decanini L. y Payer A. 1988).

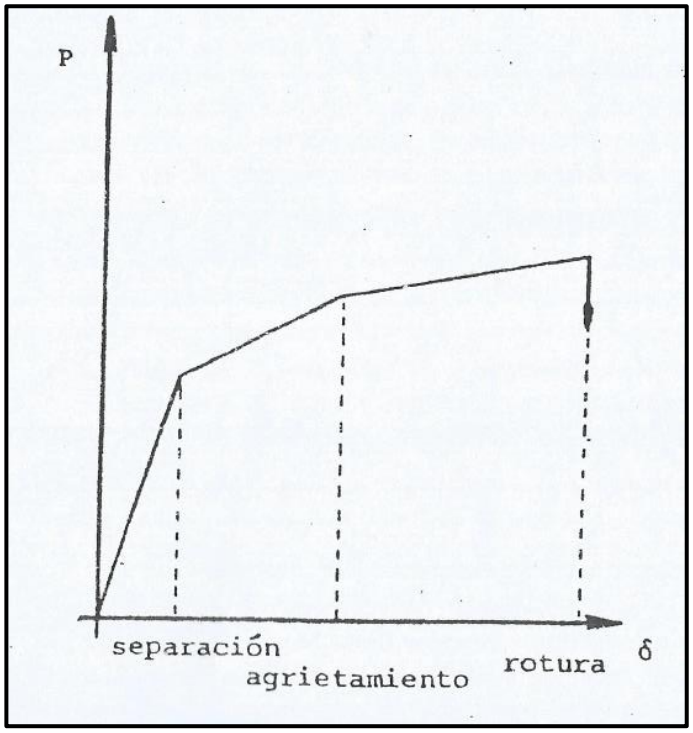

Figura 36. Estados de separación, agrietamiento y rotura

El estado de separación corresponde a una desvinculación parcial del muro con relación al pórtico, quedando solo una parte en contacto. Esta longitud de contacto depende fundamentalmente de la rigidez del marco y de la mampostería y resulta un factor importante sobre el modo de rotura (figura 35) (Decanini L. y Payer A. 1988).

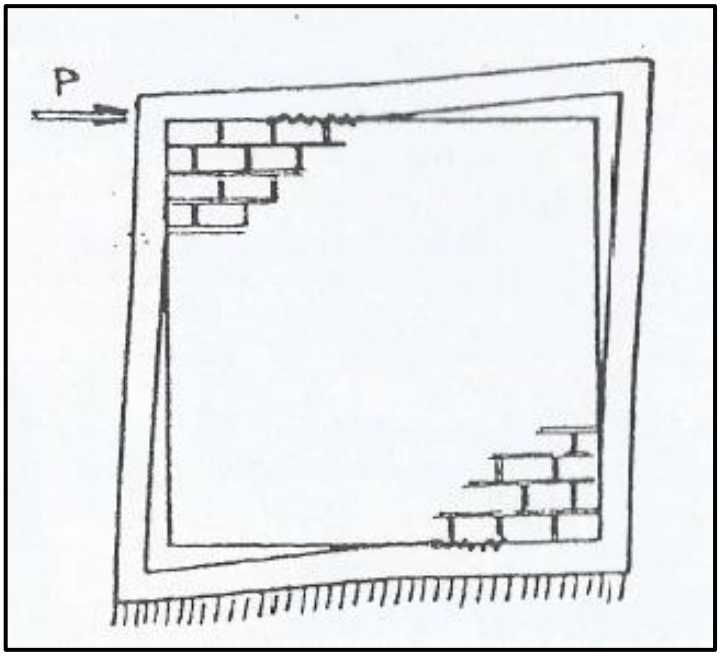

Figura 37. Desvinculación parcial del muro con respecto al pórtico

El estado de agrietamiento corresponde a una situación de fisuración generalizada, en la que puede destacarse una fisura principal oblicua (si la falla de la mampostería es por tracción diagonal), lo que se muestra en la figura 36 (Decanini L. y Payer A. 1988). Finalmente, el estado de rotura corresponde al agotamiento de la capacidad resistente del muro.

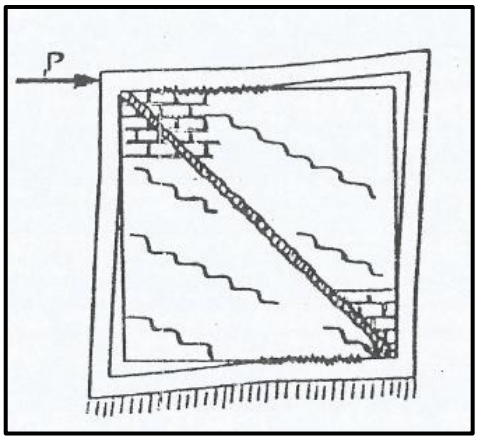

Figura 38. Fisura principal oblicua debido a una falla por tracción en la mampostería

Para el establecimiento del ancho de la biela equivalente, el comportamiento precedentemente indicado se simplifica, considerando un modelo bilineal (figura 37) en el cual los estados de separación y agrietamiento se reducen a uno solo. Desde luego, corresponderá un ancho de biela equivalente a cada una de las dos fases de este modelo. Por otra parte, las propiedades mecánicas de la mampostería (módulo de elasticidad, etc.) se adoptarán coherentes con la fase de trabajo que se consideren.

El ancho de la biela equivalente depende principalmente de las dimensiones del panel de mampostería y de la relación entre las rigideces del panel y del pórtico. En términos generales, en ancho varía entre 1/10 y 1/3 de la longitud de la diagonal del panel. La definición del ancho w de la biela equivalente es gobernada por el parámetro adimensional (Decanini L. y Payer A. 1988).

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{Em\ e\ sen2\theta}{4\ E\ I\ hm}}\ h$$

Donde:

Em: módulo de elasticidad de la mampostería correspondiente al estado que se considera.

e: espesor del muro.

ɵ: arctg($\frac{hm}{lm}$)

E: módulo de elasticidad del hormigone.

I: momento de inercia de las columnas del pórtico.

hm: altura del panel de mampostería.

lm: longitud del panel de mampostería.

h: altura entre ejes de vigas.

En función de este parámetro adimensional, es posible establecer el ancho w de la biela equivalente considerando el muro no agrietado (corresponde aproximadamente a la fase del comportamiento elástico de la estructura) y al muro en estado de agrietamiento (comportamiento anelástico de la estructura). De la revisión realizada, se derivan las siguientes ecuaciones:

a) Muro no agrietado.

Para: ʎh < 7.85 w=(0.748/ʎh+0.085) d

Para: ʎh > 7.85 w= (0.393/ ʎh+0.130) d

b) Muro agrietado.

Para: ʎh < 7.85 w= (0.707/ ʎh+0.010) d

Para: ʎh > 7.85 w= (0.470/ ʎh+0.040) d

Estas ecuaciones están representadas gráficamente en la figura 38 (Decanini L. y Payer A. 1988).

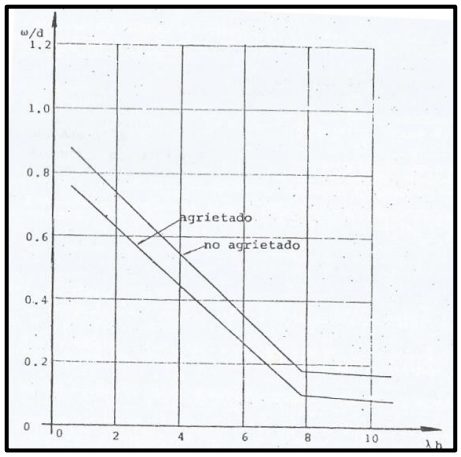

Figura 39. Diagrama que representa las ecuaciones de las relaciones ʎh.

Se ha considera las condiciones correspondientes al agrietamiento y rotura de los muros. Se aprecia un buen acuerdo entre los valores experimentales y los cálculos para las deformaciones laterales de los muros.

1. Procedimiento de cálculo de bielas de compresión para modelado en SAP2000:

a) Se averiguó el módulo de elasticidad correspondiente a los muros presentes en la escuela, que son: ladrillos macizos y bloques de hormigón[1].

Ladrillos macizos ⟶ E= 40000kg/cm^2

Bloques de hormigón ⟶ E=86673kg/ cm^2

b) En cuanto a los espesores del muro, su determinación fue sencilla dado que todos eran de 20cm de acuerdo al relevamiento realizado.

c) Para la determinación de las longitudes (Lm) y las alturas (Hm) de los paneles de mampostería, simplemente se tomaron las medidas de los mismos acordes al relevamiento realizado en una primera etapa.

d) Cálculo de ɵ:

ɵ= arctg($\frac{Hm}{Lm}$) = [rad]

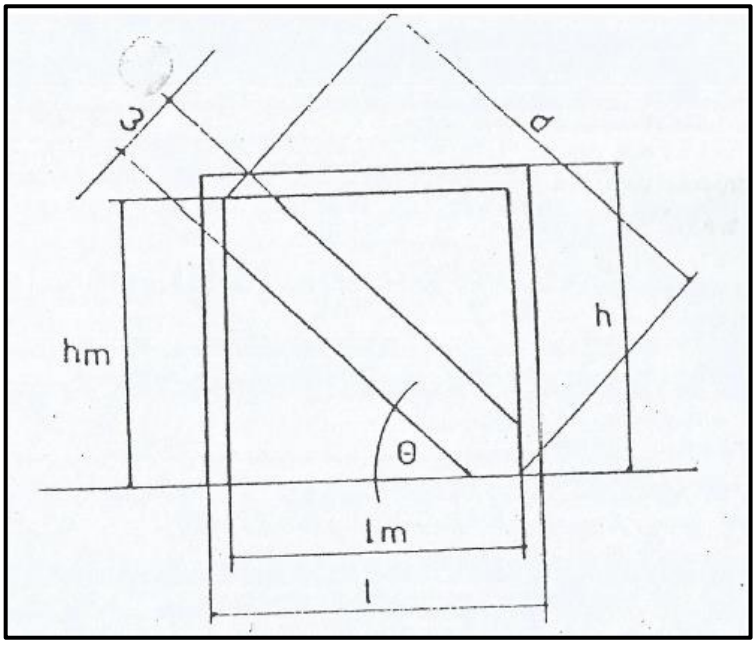

Figura 40. Figura indicativa de la longitud Lm, altura Hm y ángulo ɵ

[1] Tabla de Módulos de Elasticidad. Recuperado de http://www.construaprende.com/docs/tablas/modulos-elasticidad Visto el 25/10/19.

e) Como se necesitaba que ɵ esté expresado en grados, se realizó una conversión de unidades:

$$\frac{180°}{\pi}$$

f) El cálculo de la inercia de las columnas de los pórticos, los cuales fueron de sencilla determinación, ya que todas las columnas tienen la misma sección cuadrada de (20*20) cm.

$$I=\frac{(20cm)^4}{12}$$

g) Módulo de elasticidad del hormigón H-21.

$$E=4700\sqrt{f´c}$$

h) Altura entre ejes de vigas, h.

i) Cálculo de ʎh mediante la fórmula antes mencionada.

j) Determinación de la longitud de la diagonal del panel de mampostería (d), mediante el teorema de Pitágoras:

$$d^2 = hm^2 + lm^2$$

$$d = \sqrt{hm^2 + lm^2}$$

4.4. Vigas sobre lecho elástico

Después de realizar el relevamiento en específico de la fundación de la escuela, al encontrar que la misma presentaba en uno de los puntos una fundación aislada de hormigón y en otro nada más que una viga de arriostramiento de 20 cm de altura, se tomó la decisión de modelar la fundación como vigas sobre lecho elásticos que era lo que mejor refleja el comportamiento de la estructura sobre el terreno. (Liceth C. 2014).

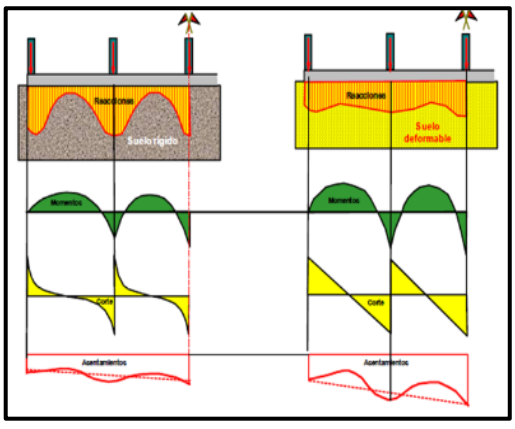

Figura 41. Influencia de la rigidez del suelo en los diagramas característicos para una fundación elástica

La viga sobre lecho elástico constituye un caso límite de una viga continua sobre apoyos elásticos, cuando la distancia entre los apoyos tiende a cero. Se debe enfatizar, que se tiene en cuenta al modelar el comportamiento de la viga el comportamiento del suelo soporte (Liceth C. 2014).

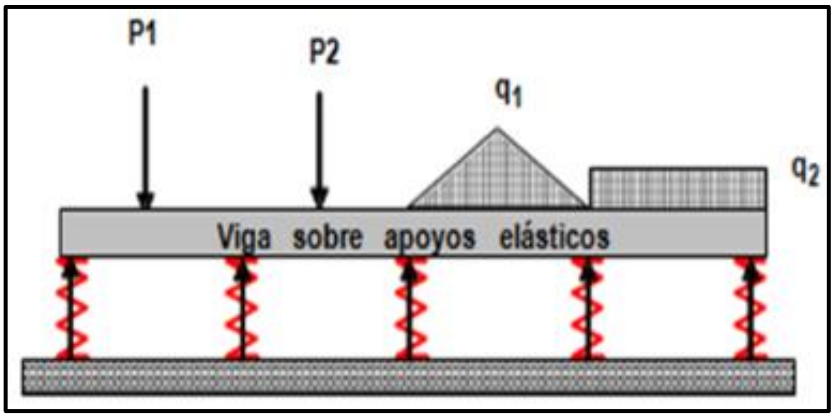

Figura 42. Representación de una viga sobre lecho elástico.

2. Determinación del módulo de elasticidad del suelo(E).

Al estar la escuela N°8035 “Doctor Ernesto Solá” ubicada al pie de la Ruta N° 26 km 10, siendo la misma una ruta provincial se tomó la decisión de consultar a Vialidad de la Provincia de Salta sobre estudios de suelos realizados previamente a la ejecución de dicha ruta.

El contacto con DVS (Dirección de Vialidad de Salta) se lo obtuvo mediante el Agrimensor Mario Abrantes Pereira, quien también es profesor en la Universidad Católica de Salta que permitió realizar el estudio que se necesitaba y realizar uno nuevo a partir de una muestra de suelo que se obtuvo de la escuela, cuidando a la hora de la extracción de cumplir con todos los requisitos para no perder las propiedades de la misma.

El estudio se realizó en el laboratorio de DVS, ubicado al pie de la Circunvalación Oeste, que tardó aproximadamente diez días en brindar todos los resultados necesarios para la determinación del módulo de elasticidad del suelo sobre el cual está fundada la escuela.

Por medio de los datos en específico el CBR (California Bearing Ratio), se pudo obtener el valor del módulo de elasticidad (E) mediante la fórmula basada en LR 1132 que estima el módulo con una aproximación bastante exacta. (Salter, R. 1988).

$$Es = 17.6\ (CBR)^{0.64} = [MPa]$$

$$Es = 17.6\ (7.5)^{0.64}$$

Es= 64 [MPa]

Realizando el cambio de unidades correspondientes, el módulo de Young quedó:

$$Es = 64000\ [KN/m^2]$$

Además, se pudo obtener el tipo de suelo según H.R.B donde se encuentra fundada la escuela, que es un suelo tipo A 6 – 7 (limoso- arcilloso), cuyas propiedades principales son las siguientes:

- Límite líquido = 46.5
- Límite plástico = 25.4
- Índice plástico (LL – LP) = 21.1
- Densidad máxima (97%) = 1.698
- Coeficiente Poisson = 0.30 para suelos arcillosos de baja elasticidad.

- Coeficiente de Balasto

Para resolver el problema de la modelización del terreno, se optó por el método de coeficiente de balasto o modelo de Winkler, que parte de la hipótesis de que el asiento producido en un punto mantiene una relación lineal con la presión a la que está sometido el terreno, transmitida por la cimentación.

Uno de los métodos de cálculo más utilizados para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos cuya rigidez es denominada módulo o coeficiente de balasto.

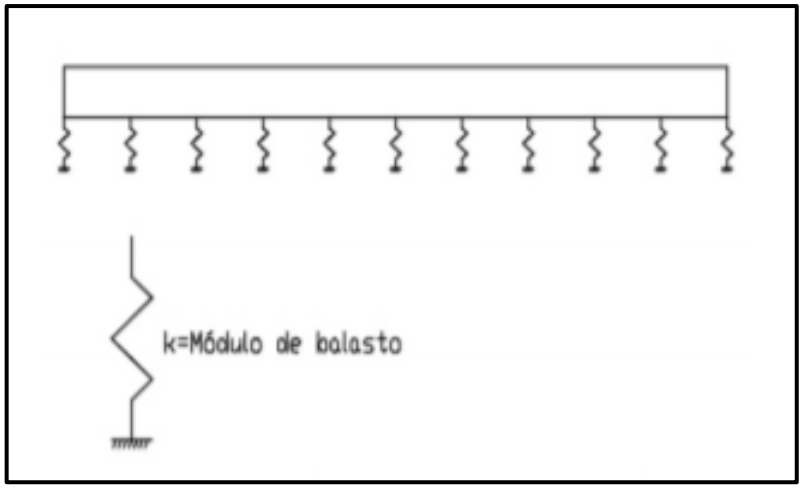

Figura 43. Coeficiente de Balastro

El nombre balasto viene de que fue precisamente en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría. El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas.

El método consiste simplemente en dividir las barras de la viga en otras más pequeñas e incluir en los nudos resortes con la rigidez correspondiente al balasto. Para la determinación del Módulo de Balasto, entre los métodos disponibles, se optó por utilizar la fórmula de Vesic.

La fórmula de Vesic está en función del módulo de deformación o elasticidad (Es) y coeficiente de Poisson (μs) del terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$k_\infty = 0.65 \sqrt[12]{\frac{Es\ b^4}{Ev\ Iv}} * \frac{Es}{1-\mu s^2} = [MN/m^2]$$

$$k_\infty = 454330 = [MN/m^2]$$

Donde:

- Es: módulo de elasticidad del suelo.
- b: ancho de la base.
- Ev: módulo de elasticidad del hormigón.
- Iv: inercia de la viga de fundación.
- μs: modulo Poisson.

3. Discretización del coeficiente del resorte.

Una vez calculado el valor de k_∞ en el inciso anterior, es necesario conocer los valores de los resortes que representan la interacción entre la estructura de la cimentación y el terreno, para ello, se va a discretizar mediante la fórmula siguiente:

$$K_i = K_\infty * S_i$$

Donde S_i representa la separación de los resortes, que en promedio se tomó un valor de 50 centímetros para el trabajo. Para representar los resortes en el modelo que se tiene en el programa SAP2000, lo que se hizo fue lo siguiente:

i. Primero, se necesita puntos de referencia que indiquen la separación entre cada uno de los resortes, que en promedio se tomó un valor que rondara los 50cm, para eso, se debe de ir a **Edit Lines: _ Divide Frames.**

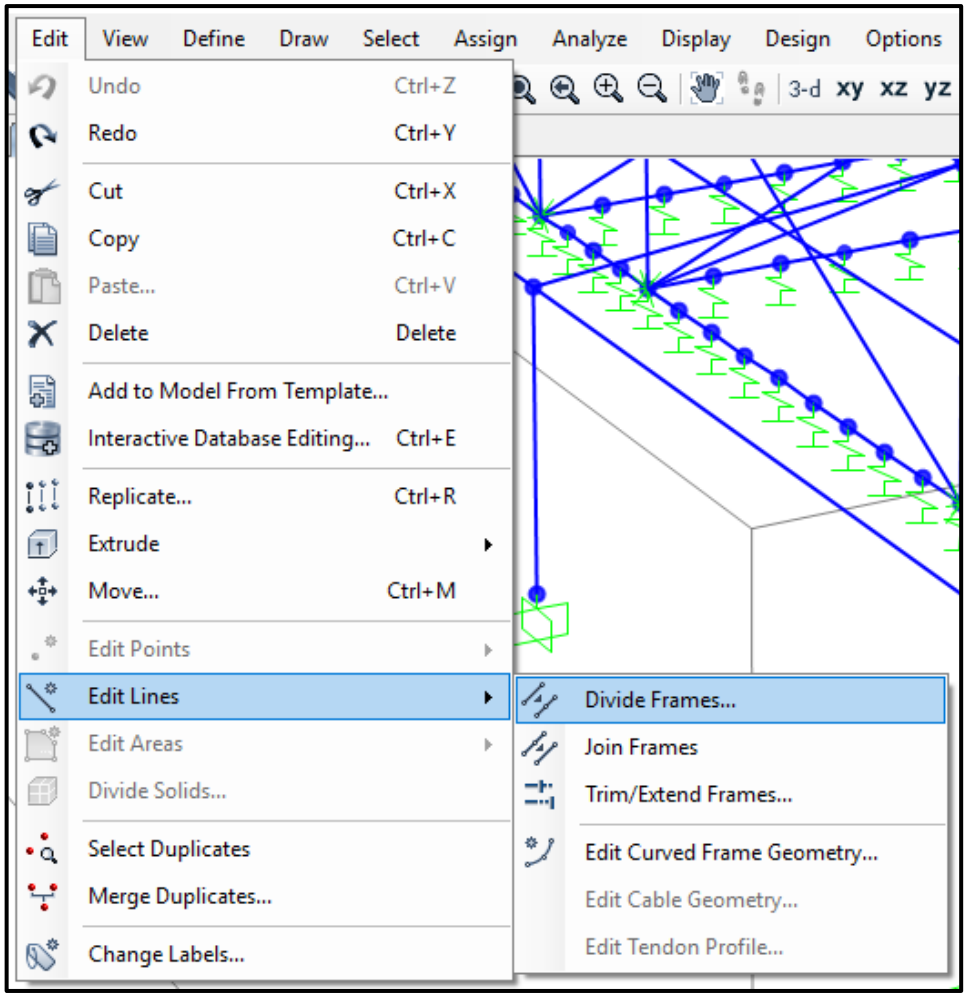

Figura 44. Definir separación de resortes

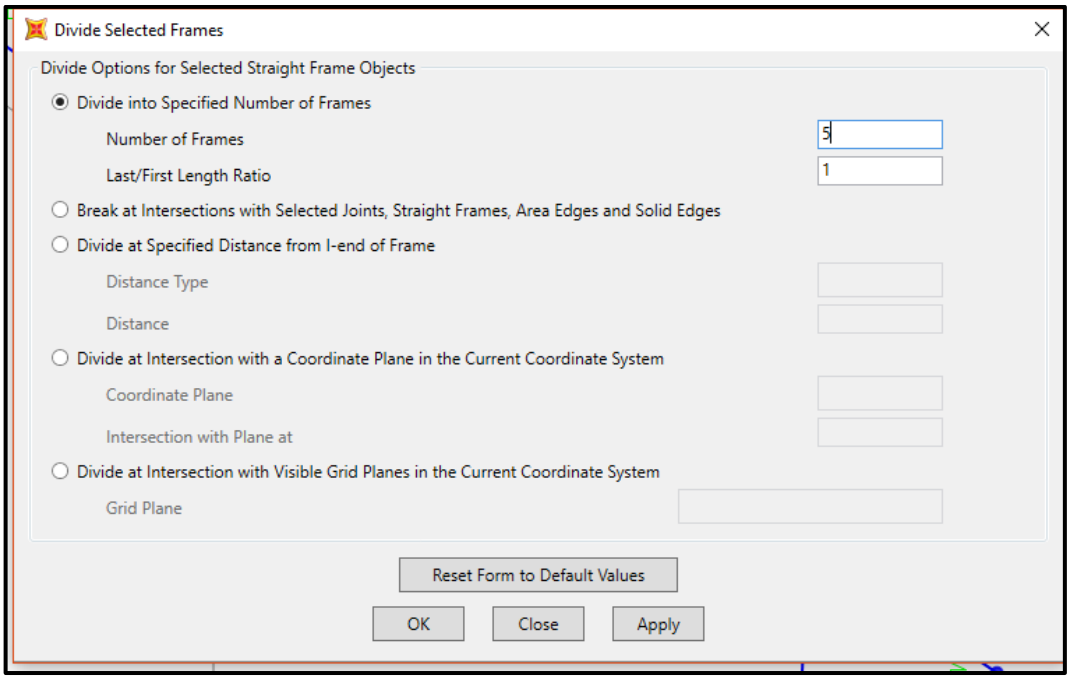

Figura 45. Introducción de las veces que se desea dividir la viga

ii. Una vez que se cuenta con los puntos de referencia de separación en donde irán los resortes, se puede establecer los resortes de la siguiente manera **Assign: _ Joint _ Springs.**

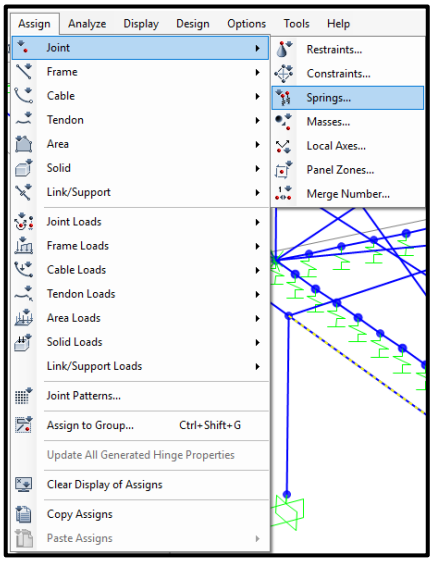

Figura 46. Asignar resortes a vigas

iii. En cuanto a los datos de los resortes es importante tener en cuenta que la traslación que se va a producir será global y con respecto a la dirección Z; por lo tanto, en el casillero con dicha descripción se debe de poner la formula $K_i = K_\infty * S_i$, donde como se había dicho anteriormente, S_i representa la separación entre los resortes y cuyo valor será diferente para cada una de las vigas que componen la estructura.

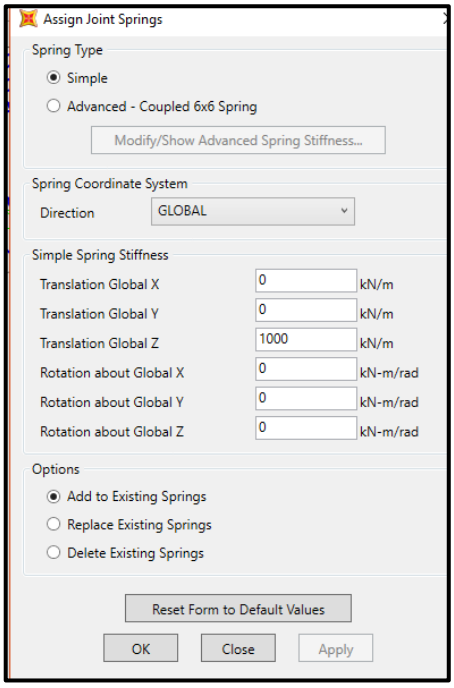

Figura 47. Introducción de datos correspondiente a los resortes.

Capítulo 5: Método estático equivalente simplificado

La norma sismorresistente de cada país adopta criterios de validez para la selección de los métodos de análisis y establece los alcances y modalidades de aplicación del método estático. En este trabajo, se tuvo en cuenta las especificaciones y exigencias dadas por la Norma INPRES-CIRSOC 103 “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”.

La misma se basa en una estimación del período fundamental de vibración para cuantificar la fuerza cortante en la base. Tanto en la estimación del cortante basal como su distribución vertical, aunque en este caso solo se trata de una planta, se incorpora el efecto de los modos superiores al fundamental y que dependen de la flexibilidad de la edificación y de las características del espectro sísmico.

La distribución de la fuerza cortante en cada dirección de análisis proviene de considerar una distribución lineal de las aceleraciones del primer modo de vibrar. Obtenidas las fuerzas cortantes se revisan los efectos de segundo orden y los efectos traslacionales para su posterior verificación.

a) Configuración del edificio

Se llama configuración a un conjunto de características que tiene toda estructura, y que según como se ha diseñado, será el comportamiento del edificio ante las cargas gravitatorias o las cargas dinámicas.

La importancia de alcanzar una configuración adecuada se destaca haciendo un sencillo análisis para cargas estáticas soportada por la estructura, la misma es trasmitida hasta llegar al terreno.

El caso de las cargas sísmicas no es tan simple, los sismos producen esfuerzos que fluctúan rápidamente, y para calcularlos se necesitan conocer las características dinámicas del edificio. Inclusive conociendo esta característica, los movimientos de un sismo y la interacción con la estructura son tan complejos que los valores exactos de las fuerzas del terremoto tienen un grado de incertidumbre elevado.

La configuración se refiere a la forma del edificio en su conjunto, a su tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos resistentes y no estructurales.

b) Zonificación sísmica

El territorio nacional se divide en cinco zonas sísmicas de acuerdo con la peligrosidad sísmica existente en cada región. Salta de acuerdo a la norma INPRES CIRSOC 103 se ubica en zona nivel 3.

Zona sísmica	*Peligrosidad*
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

Tabla 3. Nivel de peligrosidad asignada a cada zona

c) Clasificación del sitio de emplazamiento de la construcción

Para la determinación de las acciones sísmicas de diseño, el sitio del emplazamiento se clasifica en seis categorías según las características de los suelos comprendidos en una profundidad de 30m desde la superficie de terreno natural.

La clasificación se basa en la velocidad media de la onda de corte Vsm. A los efectos de la clasificación del sitio previamente se realizó un estudio de suelos con la ayuda de la Dirección Nacional de Vialidad de la Provincia con lo que se determinó la suficiente información para la construcción existente.

Ruta Provincial N° 26 – Extracción Progresiva Km 10	
	SALTA 05/02/2019
Limite Liquido	46.5
Limite Plástico	25.4
Índice Plástico	21.1
Clasificación según H.R.B	A - 7 - 6
Densidad máxima (97%)	1.698
CBR (%)	7.5

Tabla 4. Valores de ensayo (Estudio de suelo Ruta Provincial N° 26)

La construcción de la institución educativa se encuentra fundada y construida sobre un suelo espectral tipo 2 de acuerdo a la información del ensayo obtenido por vialidad de la provincia.

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa)
Tipo 1	S_A	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	S_B	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	S_C	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con S_A y S_B. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	S_D	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	S_E	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
S_F		Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Tabla 5. Clasificación del sitio - Influencia del suelo

d) Clasificación de las construcciones según su destino y funciones

A los fines del diseño sismorresistente, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos.

De acuerdo a la norma, la Escuela N° 8035 se encuentra en el Grupo A donde se define un factor de riesgo para valorar las acciones sísmicas el cual es $\gamma_r = 1.3$.

Grupo A $\gamma_r = 1,3$
Construcciones o instalaciones cuyo colapso tiene gran repercusión debido a la ocupación o el uso. Construcciones cuyo contenido es de gran valor o de gran importancia pública. Construcciones de uso público de más de 300m2 y que permitan la presencia de más de 100 personas. Ejemplos de este grupo son: edificios de servicios médicos, estaciones de radio y de televisión, centrales telefónicas, oficinas de correos, edificios gubernamentales de dependencias nacionales, provinciales o municipales, escuelas, colegios, universidades, cines, teatros, estadios, templos, terminales de transporte de pasajeros, grandes comercios y grandes industrias, museos, bibliotecas, centrales de energía, plantas de bombeo. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes Cap. 2 - 18 Construcciones de importancia pública no incluidas en el grupo A_o; obras de infraestructura en general que afecten a áreas pobladas por más de 10000 habitantes. Construcciones cuyo colapso pueda afectar a construcciones incluidas en el grupo A_o. Depósitos de combustibles hasta 100m^3.

Tabla 6. Fragmento extraído de la norma INPRES CIRSOC 103, cap. 2 – 17.

e) Coeficiente de proximidad a fallas para la zona del espectro sensible a la aceleración

El mismo ya se encuentra estipulado en la norma INPRES-CIRSOC 103 y su valor es:

Na = 1

f) Coeficientes de proximidad a fallas para la zona del espectro sensibles a la velocidad

Al igual que el inciso anterior, dicho valor está fijado y es:

Nv = 1.2

g) Parámetro característico del del espectro de diseño

Se entra a tabla dependiendo del tipo de suelo en el que se encuentra fundada la estructura, en este caso un suelo tipo 2, y de la zona sísmica que es zona tipo 3.

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

Tabla 7. Valores para Ca y Cv

Se obtienen así los valores:

- Ca = 0.32 Na

  Ca = 0.32 x 1 = 0.32

- Cv = 0.47 Nv

  Cv = 0.47 x 1.2 = 0.564

De dicho cuadro también se obtiene $\mathbf{a_s}$ que representa la aceleración máxima efectiva del sitio tipo B correspondiente a cada zona sísmica, cuyo valor es:

- $\mathbf{a_s}$ = 0.25

h) Cálculo de los períodos característicos del espectro de diseño, en segundos

- $T_2 = \frac{Cv}{(2.5Ca)}$

  $T_2 = \frac{0.564}{(2.5\ x\ 0.32)}$ = 0.705 [seg]

- T_1 = 0.2 T_2

  T_1 = 0.2 x 0.705seg = 0.141 [seg]

- T3 se determina de acuerdo a la tabla 3.2 de INPRES-CIRSOC 103, según la zona sísmica.

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Tabla 8. Valor del período T3.

El valor, de acuerdo a la tabla anterior es de:

$$T_3 = 8 \text{ [seg]}$$

i) Período fundamental aproximado

$$Ta = Cr\ (H)^{x}$$

$$Ta = 0.05\ (3.5m)^{0.75}$$

Ta = 0.124 [seg]

Donde:

- Cr = coeficiente para la determinación del período fundamental aproximado, cuyo valor se determina de la tabla 6.2 de la norma INPRES-CIRSOC 103

Tipo Estructural	C_r	*x*
Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el ***100%*** del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0724	0,80
Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el ***100%*** del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0466	0,90
Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

Tabla 9. Valores para Cr y x

- x = coeficiente para calcular el período fundamental aproximado, que se determina también de la tabla anterior y como no se tiene especificaciones de la estructura, se toma para los valores “otros sistemas estructurales”.
- H = altura total de la construcción desde el nivel de referencia, en metros.

H = 3,5 [m]

j) Determinación del período fundamental (T) de la estructura de acuerdo al software SAP2000

Para obtener el período fundamental de la Escuela N° 8035, se optó por modelar la estructura a través del programa SAP2000, el cual facilita determinar el mismo. El procedimiento que se siguió para llegar a dicho valor fue:

i. Se define primero los casos de cargas, para este caso, como se requiere conocer el período fundamental, solo se define un caso modal con las características correspondientes del lugar. Para esto, se debe ir a **Define:_ Load Cases**

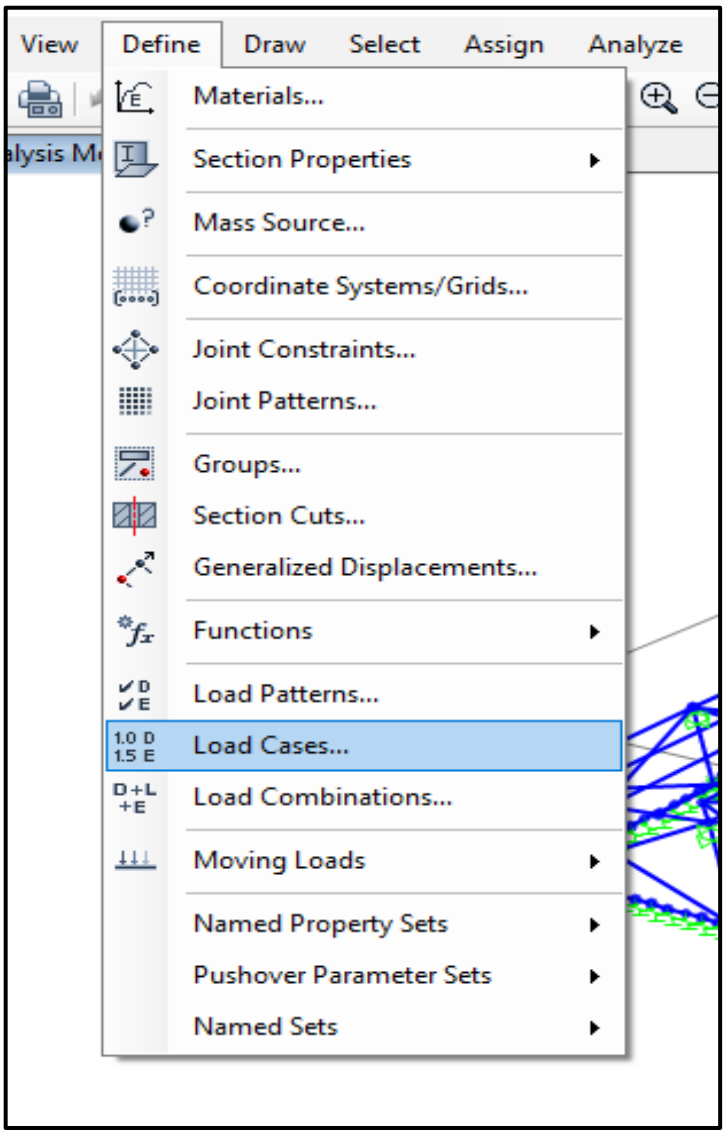

Figura 48. Definición del caso de carga.

ii. Se despliega una ventana, donde se definen las características correspondientes del lugar donde se encuentra fundada la escuela, como son: el tipo de caso que es modal, número de modos de vibrar máximos y mínimos, etc. Para ello, se debe de ir a **Define:_ Load case_ Add** new load cases. Para generar el caso modal, sólo se trabaja con el peso propio de la estructura.

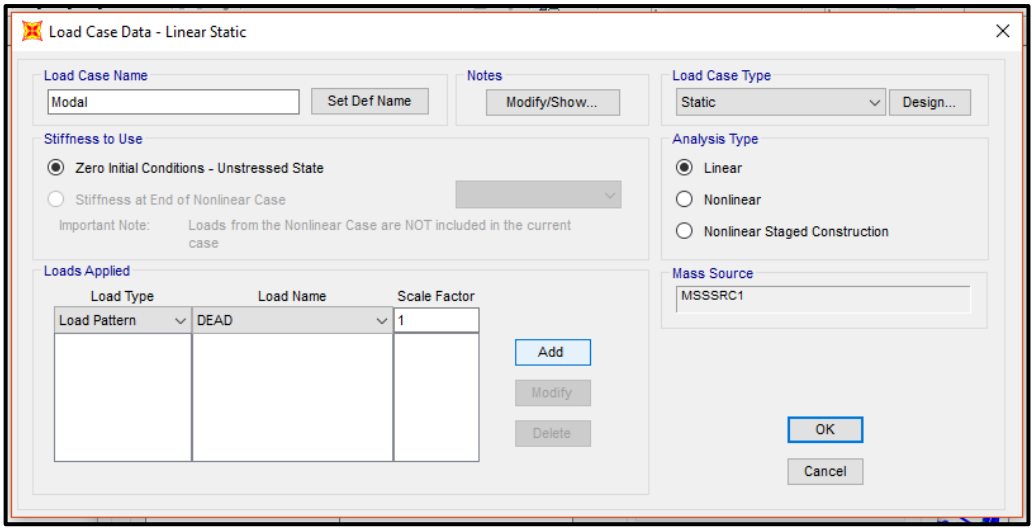

Figura 49. Datos de casos de cargas

iii. Como último paso, se debe de poner a correr el programa sólo con el estado de carga modal que previamente se definió, para ello se fue a **Analyze:_ Run análisis**.

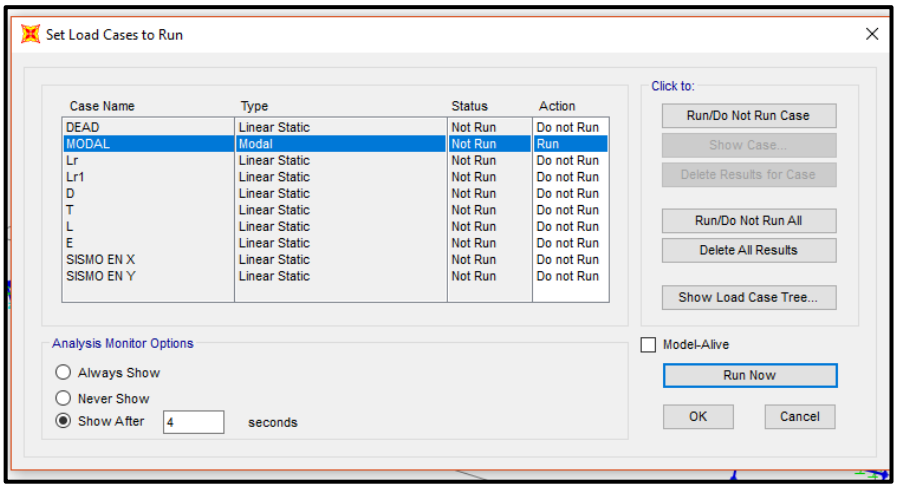

Figura 50. Cálculo del período fundamental

iv. Valor del período fundamental de la estructura arrojado por el programa junto con la frecuencia del mismo.

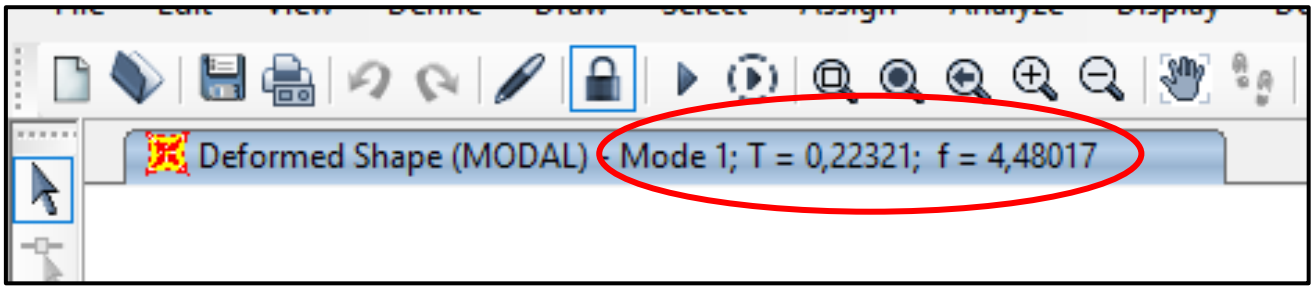

Figura 51. Valor de T [seg]

k) Cálculo de las fuerzas sísmicas en las direcciones X e Y

Una de las principales cargas que debe de soportar una estructura es su peso propio, entonces es imprescindible conocer este dato. Cuando se habla de proyectos a futuro, es decir que aún no se realizó, es un dato que aún no se conoce y es necesario para poder dimensionar las diferentes piezas que componen la estructura.

Sin embargo, la presente investigación no es el caso, ya que lo que se realiza en este proyecto de grado es la verificación al sismo de una estructura ya existente, la escuela N° 8035, por lo que se cuenta con dichas dimensiones y mediante un cálculo sencillo se puede disponer de las áreas de influencia para poner obtener las fuerzas sísmicas, tanto en las direcciones X como en Y, que son los datos que interesan en esta investigación.

Entonces, para poder determinar las cargas sísmicas es necesario conocer las áreas de influencia de cada una de las columnas considerando solamente el peso de las piezas de la estructura de la mitad superior de cada una de las columnas.

A continuación, se muestra un modelo de cuadro que se realizó en el programa de Microsoft Excel® para poder obtener las cargas sísmicas, donde fueron necesarios datos como: alturas, longitudes, áreas, densidades de las piezas que integran cada una de las columnas.

Tabla 10. Piezas componentes de la estructura para la determinación de las cargas por área de influencia.

			Columna N°				
Piezas Componentes	**Densidades [kg/m3]**	**Áreas [m2]**	**Columna 1**	**Columna 2**	**Columna 3**	**…**	**Columna 40**
Altura de columna	2250	0.04					
Viga 1X	2250	0.04					
Viga 2X	2250	0.04					
Viga 1Y	2250	0.04					
Viga 2Y	2250	0.04					
Filigrana 3 del 16	4.74	1					
Filigrana 3 del 12	2.64	1					
Filigrana 4 del 16	6.32	1					
Muro de ladrillo en X	1500	0.2					
Muro de ladrillo en Y	1500	0.2					
Muro de bloques en X	2100	0.2				.	
Muro de bloques en Y	2100	0.2					
Chapa senoidal	10						
Total [Kg]	Carga por área de Influencia						
TOTAL, EN [KN]	**Carga por área de Influencia**					**…**	

Una vez determinadas las cargas por áreas de influencia, se procedió a colocar las mismas en el modelo de estructura que se realizó en el programa SAP2000 y para ello, se procedió de la siguiente manera:

i. Antes de asignar las cargas en los puntos y direcciones correspondientes, se debe de crear casos de carga (sismo en x y sismo en y) donde van a ir incluidos las cargas sísmicas, para eso: **Define: _ Load Pattern.**

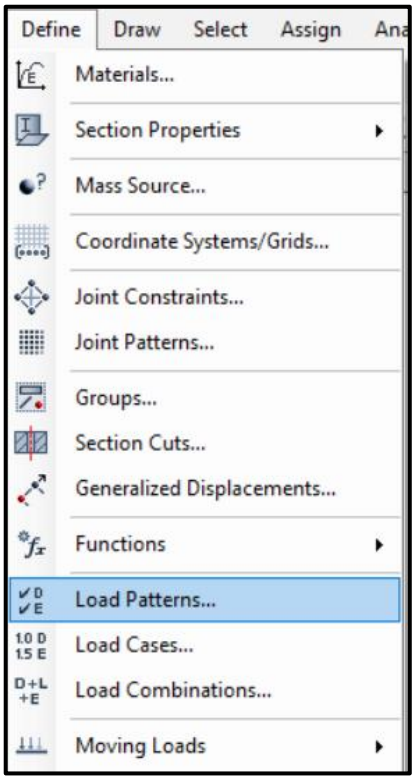

Figura 52. Definir patrón de cargas

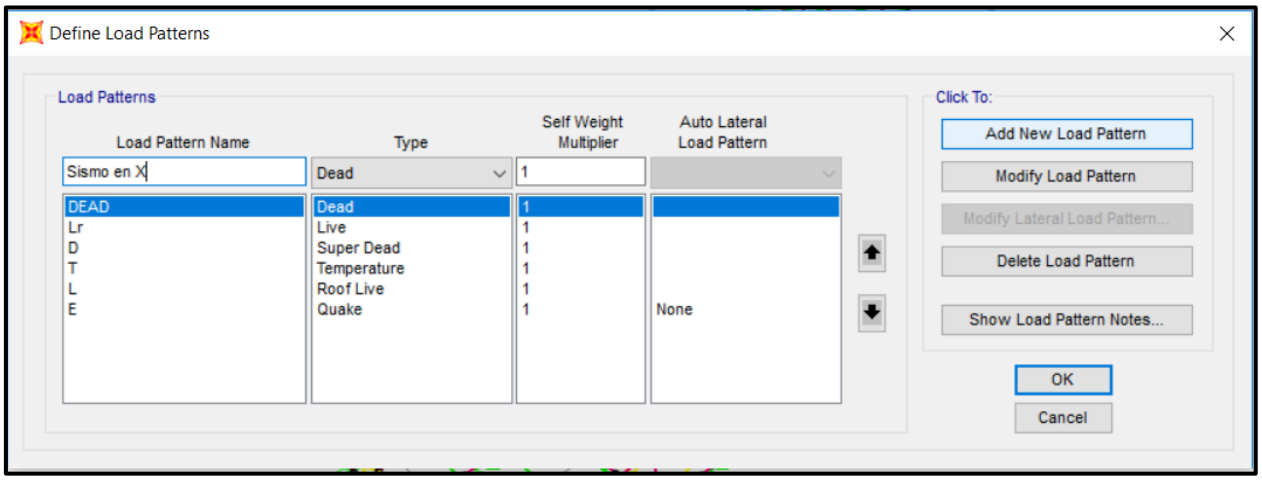

Figura 53. Agregar patrón de cargas

ii. Seleccionado el punto donde actúa la fuerza, se debe de ir a **Assign: _ Joint Loads _ Forces.**

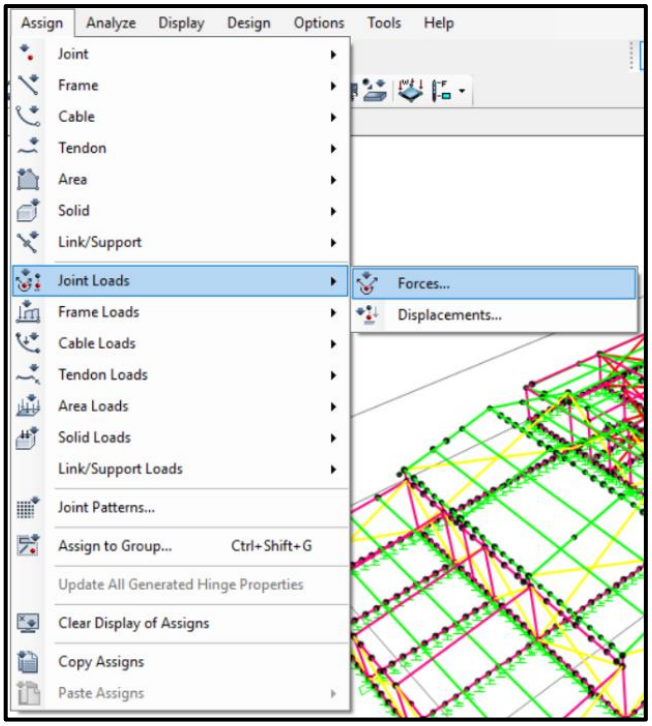

Figura 54. Asignar al punto correspondiente la fuerza actuante

iii. En el inciso i se creó un patrón de cargas que en este punto lo usamos. Donde dice Load Pattern se coloca el mismo correspondiente a la dirección de la carga y luego, para finalizar, el valor de la carga en la dirección respectiva.

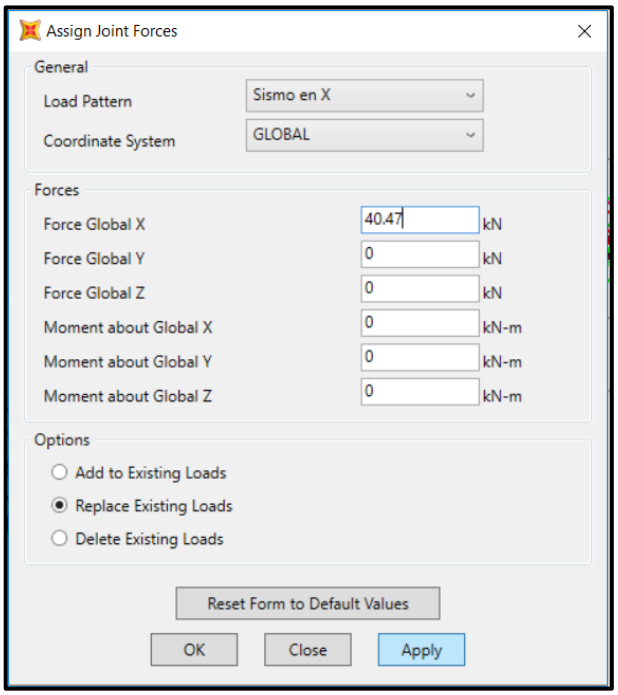

Figura 55. Asignar valor numérico

Capítulo 6: Verificación de la estructura

En este capítulo se trata la verificación de la estructura de Hormigón Armado, entendiéndose por tal, la verificación de armaduras para la estructura como también la verificación de las secciones existentes.

Para ello, se tuvo en cuenta los esfuerzos obtenidos mediante el software SAP2000 que considera las combinaciones de cargas correspondientes, de acuerdo a lo establecido en la norma INPRES CIRSOC 201, que se explicó en el capítulo 3.

Para la verificación de los elementos estructurales de hormigón armado de la Escuela Nº 8035 “Doctor Ernesto Solá”, se utilizó el método por resistencia que figura en la Norma.

CIRSOC 201.

Según el reglamento INPRES CIRSOC 201 del año 2005, las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en cualquier sección, una resistencia igual o mayor que la resistencia requerida, determinada para las cargas mayoradas combinadas establecidas en el reglamento.

Resistencia de diseño ≥ Resistencia requerida

$$\phi R_n \geq R_u$$

Se debe aplicar un factor ϕ de reducción de resistencia, valor que es menor que la unidad y varía dependiendo del caso que se considere. El factor ϕ adopta valores que van a depender del comportamiento de la pieza ante las solicitaciones en la misma, como ser:

- ϕ = 0.90 para piezas controladas por tracción.
- ϕ = 0.65 para piezas controladas por compresión.
- ϕ = 0,65 + (Ɛt – 0,002) (250/3) para zona intermedia.

En el siguiente diagrama se pude determinar el valor del factor de reducción de resistencia ϕ en función de la deformación especifica Ɛ.

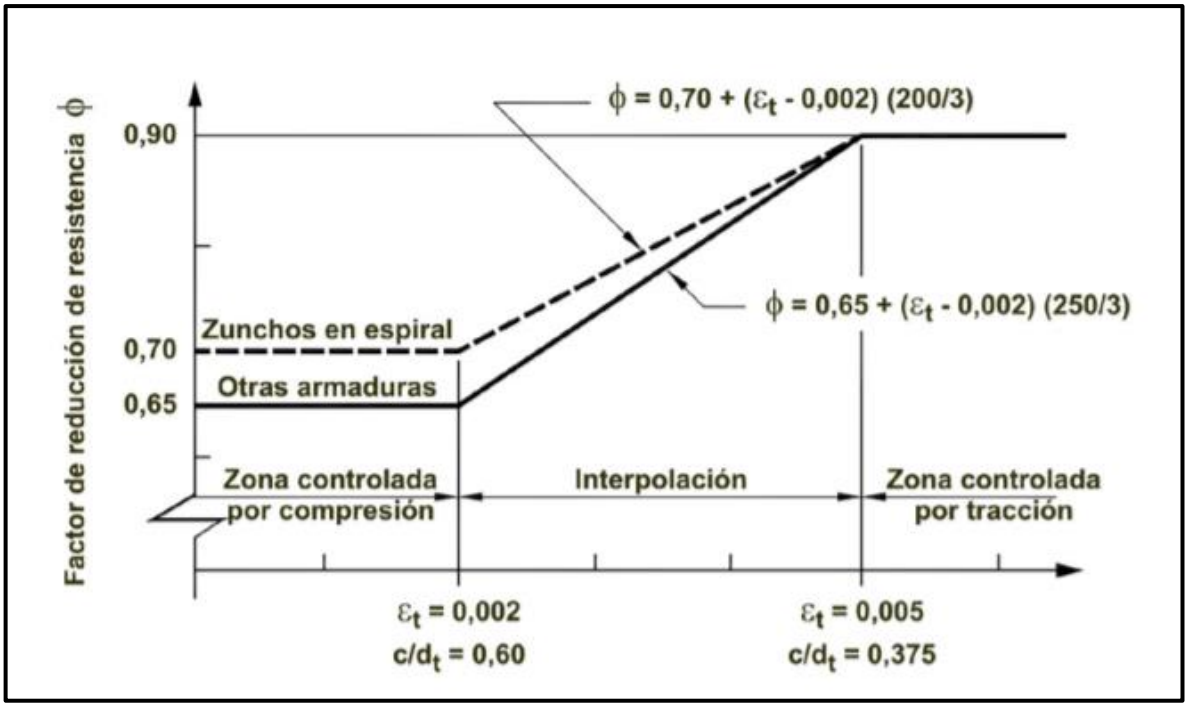

Figura 56. Factor de reducción de resistencia ϕ en función de la deformación especifica Ɛt (CIRSOC 201, 2005).

De acuerdo a lo especificado en la Norma INPRES CIRSOC 201, al tratarse de una estructura existente, las dimensiones de los elementos se deben considerar en las secciones críticas, además que el factor de reducción de resistencia será incrementado en un determinado valor que siempre será igual o menor que los indicados anteriormente, con los que se realizarán la verificación posteriormente.

Secciones controladas por tracción (de acuerdo con el artículo 10.3.4)	1,00
Secciones controladas por compresión (de acuerdo con el artículo 10.3.3)	
• Elementos armados con zunchos en espiral (de acuerdo con el artículo 10.9.3.).	0,85
• Elementos armados con otro tipo de armadura	0,80
Corte y torsión	0,80
Aplastamiento en el hormigón	0,80

Tabla 11. Factor de reducción incrementado para estructuras existentes (CIRSOC 201, 2005).

Para la distribución de cargas en tramos, se debe de seleccionar de tal forma de maximizar las flechas y tensiones en las zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia se encuentre en duda. La carga total a utilizar, de acuerdo a la norma CIRSOC 201 - Capitulo 20, incluyendo tanto la carga muerta como la carga viva, deberá ser igual o mayor que:

0.85(1.4D+1.7L)

Donde:

- D: representa las cargas muertas.
- L: representa las cargas vivas.

6.1. Clasificaciones y aspectos a tener en cuenta según la norma INPRES CIRSOC 103

En obras existentes, como en el caso estudiado, en los proyectos y construcción de reparaciones o modificaciones se deben de seguir tres principios fundamentales:

a) Se admiten excepciones a las exigencias de las otras partes del Reglamento INPRES CIRSOC 103 para la obra subsistente con las limitaciones que resultan del capítulo 11 del mismo. La tolerancia de estas excepciones disminuye con la importancia de la obra actual y con el riesgo de la obra subsistente.

b) La obra nueva debe tener como mínimo la misma seguridad que la obra primitiva y todo elemento reparado debe alcanzar como mínimo la seguridad original.

c) Se debe estudiar la reducción de riesgos para partes de la construcción, en particular aquellas que pueden caer al exterior.

- Clasificación de la estructura.

De acuerdo al capítulo 11 de la Norma, la estructura se clasifica como una **obra de mediana importancia (I2),** considerada como tal cuando la carga gravitatoria o el valor económico medido por el costo de la construcción son menores que el 50% de los correspondientes a la obra subsistente y siempre que las modificaciones de rigidez y de resistencia de los sistemas sismorresistentes no superan el 10% de los valores originales.

- Calidad sismorresistente de la obra primitiva.

De acuerdo al relevamiento realizado en la etapa inicial sobre la escuela N° 8035 y lo establecido en el reglamento, la calidad de la estructura es casi en su totalidad de **calidad intermedia (C2)** ya que ha sido proyectada y construida conforme a los reglamentos vigentes al momento de su construcción y no muestra defectos como fisuras o desplazamientos que evidencien un comportamiento estructural anómalo.

También, se incluyen en esta categoría las obras que soportaron con defectos leves las intensidades sísmicas establecidas en la siguiente tabla (Reglamento CIRSOC 103 del Capítulo 11, 2013).

Zona sísmica	*IMM (intensidad Mercalli modificada)*
1	IV
2	V
3	VI
4	VII

Tabla 12. Intensidad Mercalli modificada para calificar construcciones existentes según Capítulo 11 de Norma CIRSOC 103, 2013.

- Capacidad sismorresistente de la obra primitiva.

Se evaluará la acción sísmica de la estructura de acuerdo a lo establecido en la norma INPRES CIRSOC 103 para determinar la capacidad de la construcción. Se evaluará el indicador:

$$\mathbf{r = 100V_n/V_u}$$

De acuerdo a la relación mencionada, la estructura se clasifica Seguridad Suficiente (S1), $r \geq 100$

- Exigencias y comprobaciones.
  - ✓ Seguridad S1 para construcciones C2

Para el grupo I2 la obra nueva debe alcanzar el 100% de la seguridad establecida en la norma, considerando la contribución de la obra subsistente o bien ampliaciones independientes.

6.2. Diagramas envolventes de Momentos de los elementos estructurales más solicitados

A partir del modelo de estructura de la escuela generado en el software SAP2000 y con las condiciones de cargas mencionadas en la norma INPRES CIRSOC 201, se generó una combinación de carga llamada envolvente, que permite obtener los momentos máximos y mínimos por cada uno de los tramos, que luego permitirá verificar los elementos estructurales que lo componen.

A continuación, se describen los elementos estructurales más desfavorables en cuanto al nivel de solicitaciones para los cuales se realizará la verificación correspondiente:

1. **Viga con el momento más desfavorable.**

Se buscó en todo el modelo realizado con ayuda del software, la viga más desfavorable para poder realizar la verificación en la misma, ya que, si verifica en la viga con el mayor momento debido a la envolvente, el resto también lo hará, lo cual se comprobó.

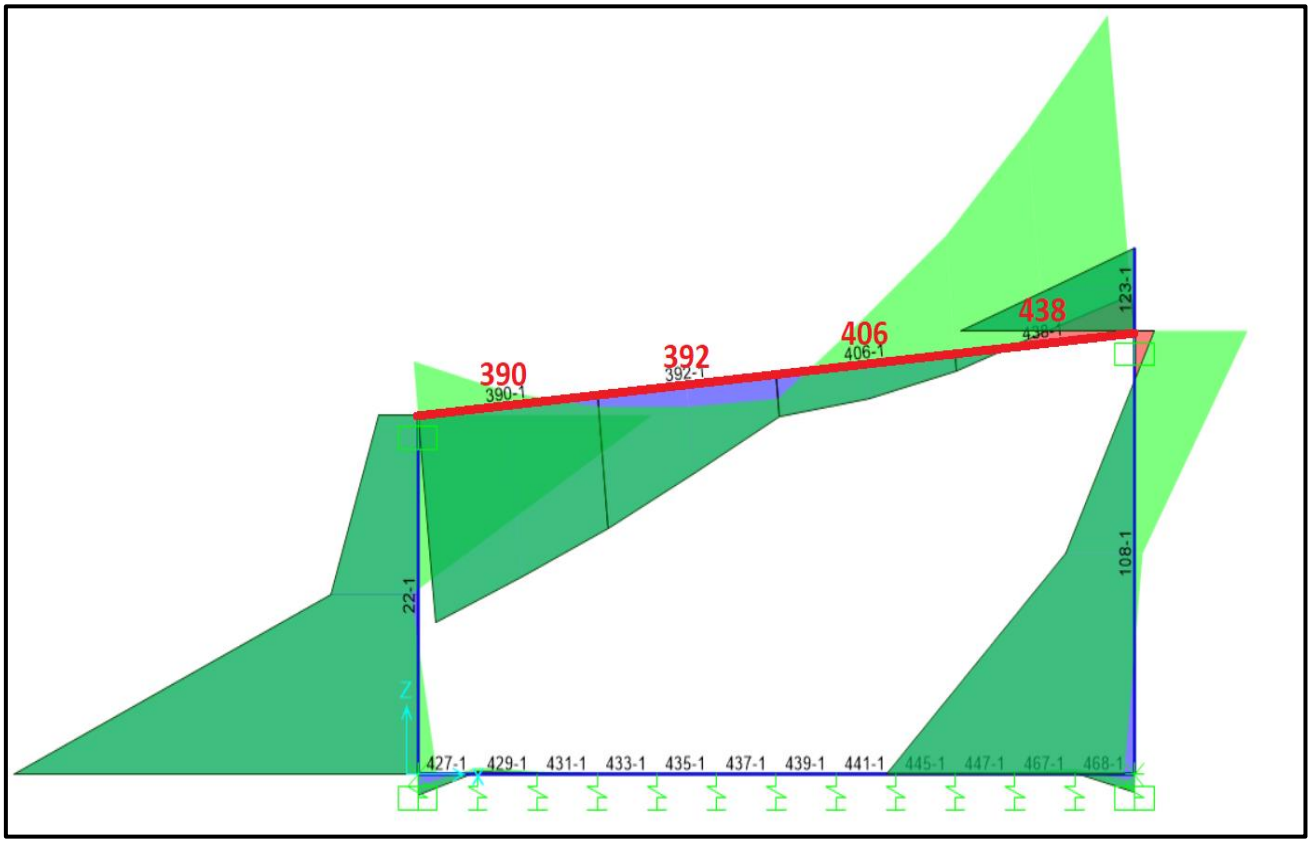

Figura 57. Pórtico número 4 en la dirección X

En el mismo se indica con rojo la viga que poseen el máximo momento debido a la envolvente, que es la viga 438. La misma posee un momento de:

Mu = -25.55KNm

Verificación:

Mu = -25.55KNm

Mu = 0.0255MNm

Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$

Donde: $\emptyset = 0.9$

Mn =0.0283MNm

Kd = $\frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}}$ donde b es el ancho de la viga.

Kd = 0.45 con este valor ingresamos a tabla para poder determinar Ke.

Ke = 27.51 determinamos ahora la armadura necesaria.

As = $\frac{Ke}{d}$ Mn = 4.542cm^2 donde d es la altura útil de la viga.

Como se puede observar, la armadura necesaria requerida a tracción de dicha viga es 4.54cm^2 menor a la que posee la viga, que son dos barras del 12 que dan un área de 2.26cm^2. Por lo cual, es necesario proponer una solución al igual que para la viga 444 que poseen un momento de 24.96KNm.

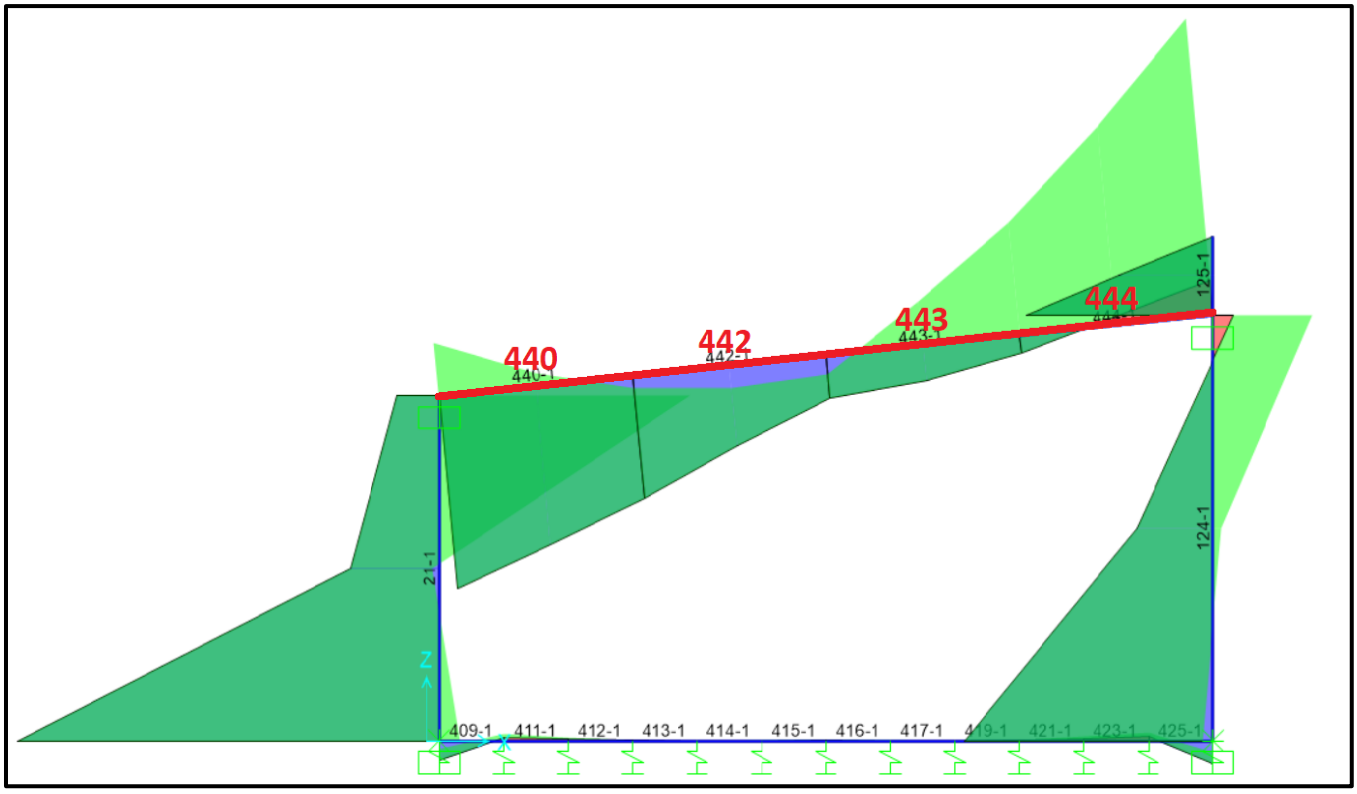

Figura 58. Viga 444 del Pórtico número 5 en X que también necesita refuerzo.

2. Perfil C con el momento más desfavorable.

Siguiendo el procedimiento realizado para verificar la viga, se buscó de igual modo el máximo momento al que se encuentra sometido un perfil C, el cual es:

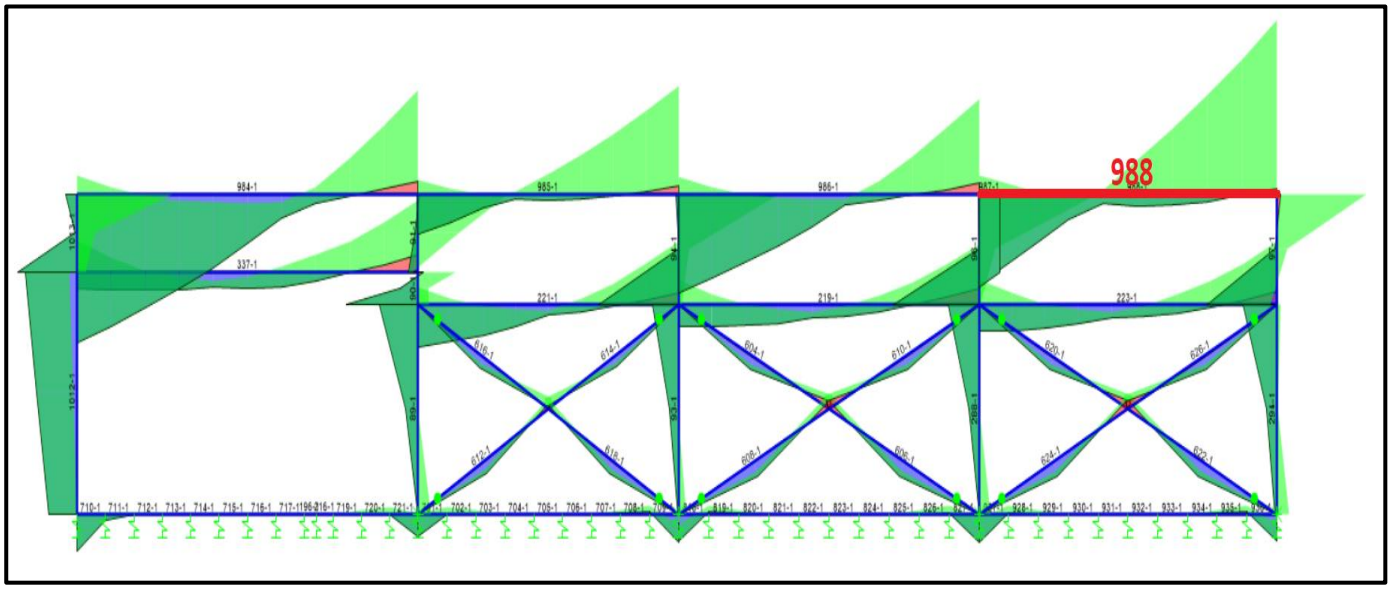

Figura 59. Viga 988 de perfil C del Pórtico número 6 a verificar

En el mismo se indica con rojo la viga que posee el máximo momento debido a la envolvente, que es la viga 988. La misma posee un momento de:

Mu = -21.11KNm

Verificación:

Mu = 2111KNcm

Calculamos la tensión σ

$\sigma = \frac{M}{W}$ primero necesitamos W que es el modulo resistente

$W = \frac{Ic+Ic}{\frac{h}{2}} = \frac{206cm^4 * 206cm^4}{\frac{10cm}{2}}$

$W = 82.4cm^3$

Ahora si se calcula la tensión que da como resultado

$\sigma = \frac{2111KNcm}{82.4cm^3} = 25.61\frac{KN}{cm^2}$

La tensión obtenida debe de verificar que:

$\sigma \leq \frac{\sigma fl}{\mu}$ donde σfl es la tensión de fluencia del perfil C, que es 420MPa y μ = 1.25 es un coeficiente de seguridad.

$\sigma \leq \frac{\sigma fl}{\mu} = 36.52\frac{KN}{cm^2}$

Con lo que queda verificado que:

$25.61\frac{KN}{cm^2} \leq 36.52\ \frac{KN}{cm^2}$

Con esto queda demostrado que los perfiles C que constituyen la estructura no necesitan refuerzos, ya que verificó para el máximo momento al que se encuentra sometido dicho elemento estructural.

3. Columna con el momento más desfavorable.

Ahora de igual manera, se realizará la verificación para las columnas, que es la siguiente:

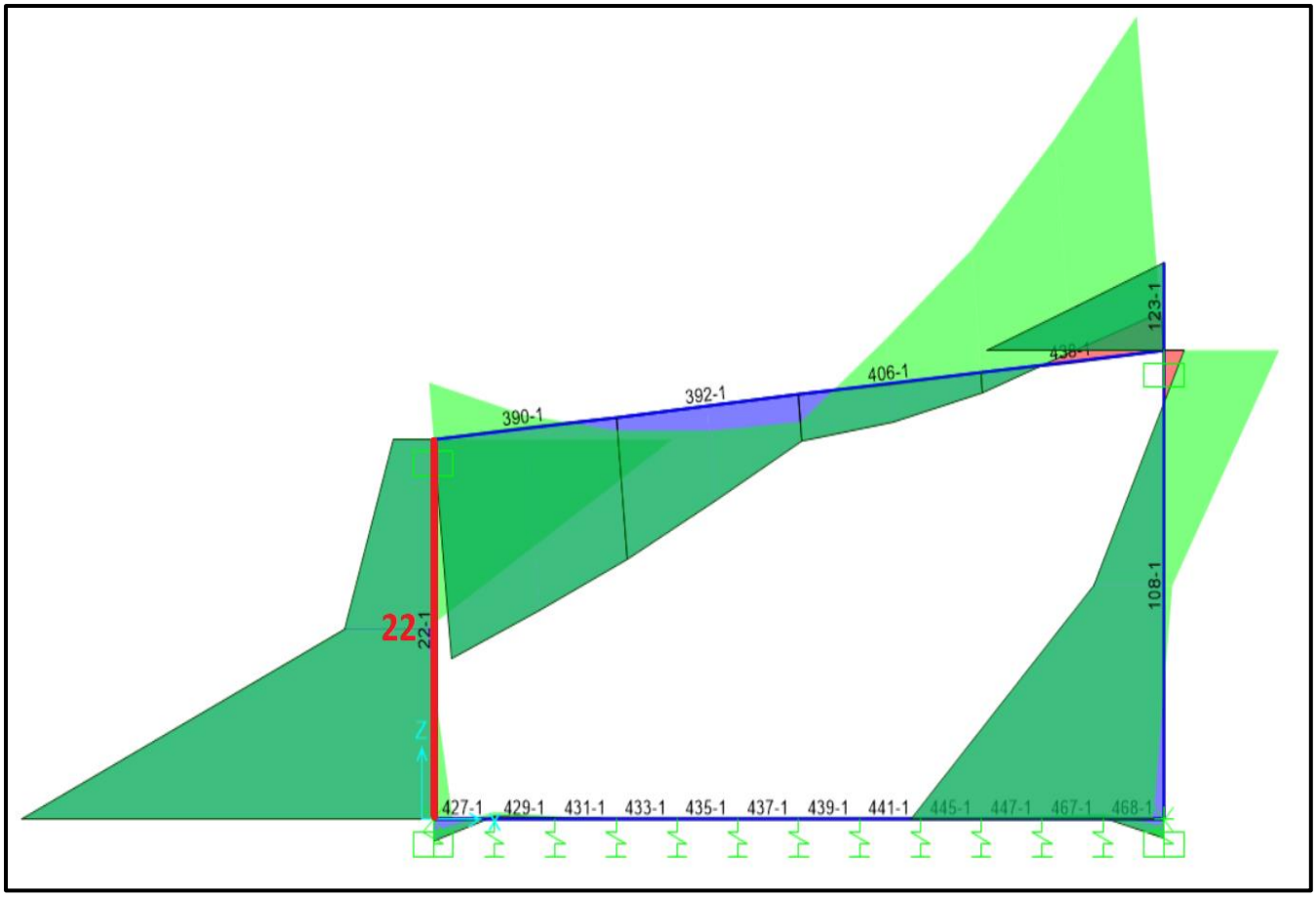

Figura 60. Pórtico número 4 en la dirección X

Se indica con rojo la columna que es la más desfavorable, que es la número 22, que posee un momento debido a la envolvente de:

Mu = 31.44KNm

Verificación:

Se debe verificar en primera medida si la columna es considerada corta o esbelta de acuerdo a las condiciones geométricas de la misma.

$\lambda = \frac{Lk}{r} = \frac{182}{5{,}77} = 31{,}55$

$\lambda \leq 34\text{-}12(M1/M2) = 35{,}27 \rightarrow$ columna corta.

Columnas cortas son aquellas en que su capacidad de carga está basada únicamente en la resistencia de su sección trasversal. Tienen poco peligro de pandeo debido a su esbeltez y este efecto no afecta mayormente su resistencia.

A partir de los esfuerzos de momento y normal se calculan los coeficientes “**mu**” y “**nu**”, y con las condiciones geométricas, se define un coeficiente “γ”.

Mu = 0,031 MNm

Nu = -0,01768 MN

Valores obtenidos:

$mu = \frac{Mu}{bh\hat{}2f'c} = \frac{0,031}{0,2*0,2^2*21} = 0,18$

$nu = \frac{Nu}{bhf'c} = \frac{0,017}{0,2*0,2*21} = 0,02$

Valor de γ a partir de los resultados anteriores.

$\gamma = \frac{d}{h} = \frac{17,4\ cm}{20\ cm} = 0,87$

Teniendo estos 3 parámetro, se ingresan a los diagramas de iteración del libro “Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-2005 de Susana B. Gea” para el diseño de columnas cortas y obtenemos el valor de cuantía mecánica μ=0,4 y cuantía geométrica:

$\rho_t = \mu * \frac{f'c}{fy} = 2\%$

Donde la misma debe cumplir con las cuantías reglamentarias mínimas y máximas.

$A_{st} = \mu * b * h * \frac{f'c}{fy} = 8cm^2$

A partir de esto, se infiere que las 4 barras ϕ12 que tienen las columnas son insuficientes ya que estas suman 4,52cm^2, por lo cual se debe de plantear una posible solución para este problema.

4. Verificación de las bielas de compresión.

Las bielas equivalentes son verificadas a compresión o tracción simple, dependiendo del esfuerzo predominante, en este caso a compresión. La biela que se tomó es la más desfavorable, es decir, la que está sometida al máximo esfuerzo de la estructura.

Pn = -132,65 KN

Dicha biela tiene un r_{adm}= 0,98kn/cm^2

$r_t = \frac{pn}{As} = \frac{-132,65}{0,4*0,2} = -0,165 kn/cm^2$

Se tiene que verificar que $r_t \leq r_{adm}$, se observa que la resistencia de la es suficiente para las cargar actuantes; es decir que las bielas resisten eficientemente.

Capítulo 7: Soluciones

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante el software de elementos finitos SAP2000, con los cueles se entiende que en lo que respecta a dimensiones como secciones y cantidades de armaduras dispuestas en las columnas, filigranas y perfiles son los suficientes para las combinaciones de cargas a los cuales se encuentra sometida la Escuela N° 8035. Por lo tanto, las soluciones irán orientado a la separación entre el muro y la columna y las vigas que no verificaron en el cálculo.

7.1. Solución a falla en la mampostería

Dicha falla se observó en la etapa de relevamiento, y desde el punto de vista propio es una separación apreciable desde lo constructivo, que ~~se~~ pudo deberse a diversos factores como ser:

- Deformaciones de diversos tipos en la cimentación o la estructura.
- Cambio de temperatura de los elementos constructivos.
- Cambios del contenido de humedad.
- Ausencia o escasez de juntas.
- Errores de proyecto o de ejecución.
- Uso de materiales inadecuados.

En el caso de estudio, la grieta que se presenta se debe a un mal cálculo o ausencia de anclaje entre la columna y la mampostería portante. Existen en la práctica, varias técnicas para reforzar como así también, para reparar muros portantes, como ser:

- **Reemplazo de piezas dañadas**: se aplica por lo general a muros que presentan daños muy grandes. Para este procedimiento es necesario apuntalar, renivelar la estructura y utilizar morteros con aditivos estabilizadores de volumen, como así también mano de obra calificada.

  Cuando se ejecuta la sustitución de piezas, en este caso muro, es importante el uso de materiales del mismo tipo con una resistencia al menos igual a la del material original, ya que la inserción de materiales con propiedades diferentes al existente puede desencadenar concentraciones de esfuerzos que lleguen a dañar la estructura. Igualmente, es un procedimiento que queda descartado dado

que lo que se busca es una solución que sea factible desde lo económico como también desde la mano de obra a emplear.

- **Reparación de grietas**: la aparición de una grieta en una mampostería portante es un indicativo de un daño en el mismo que se puede deber a diversos factores. La reparación de las grietas consiste en cerrarlas o más bien, rellenarlas mediante la inyección de materiales similares o diferentes a la mampostería original como ser resinas epóxicas, morteros epóxicos o fluidos de cemento (con consistencia de lechada).

  Aunque es un método que resulta efectivo, que puede recuperar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los muros en los cuales se los aplicó, es un método laborioso que requiere también de mano de obra especializada.

- **Inserción de barras de refuerzo**: se colocan barras de refuerzos a lo largo de las juntas de mortero. Para lo mismo se debe ~~de~~ realizar ranuras longitudinales que permitan colocar las barras, que mediante perforaciones trasversales realizadas en el muro, también permitan vincular las barras entre sí. Una vez colocadas, se recubren con mortero de cemento. Las barras se deben de anclar a los extremos de los muros.

  Este método exige un procedimiento laborioso además de contar con mano de obra calificada que requiere en todo momento estricta supervisión ya que su comportamiento ~~a~~ posterior va a depender de la calidad de ejecución.

- **Revestimiento estructural de hormigón armado**: se aplica en capas que son moldeadas in situ, en una o ambas superficies del muro. El hormigón debe ~~de~~ reforzarse y vincularse a la estructura existente para permitir un comportamiento monolítico entre el muro existente y el revestimiento de hormigón. Como es un procedimiento que debe realizarse en ambas caras del muro a reforzar y/o a reparar, presenta el inconveniente que puede agregar una considerable masa a la estructura, que puede llegar a modificar la respuesta dinámica de la misma resultando en un incremento de la fuerza sísmica. Además, el espesor del revestimiento puede reducir espacios libres de la estructura.

- **Encamisado con mallas metálicas**: es una técnica bastante usada por lo general para reparar y/o reforzar muros portantes, que consiste en la colocación sobre el

muro de mallas metálicas recubiertas con mortero u hormigón proyectado. El material utilizado varía entre mallas de alambres comunes y mallas electrosoldadas o hechas in situ. Es una técnica que resulta bastante efectiva dado que ha alcanzado incrementos importantes en lo que respecta a resistencia, rigidez y capacidad de deformación con respecto al muro original.

- **Materiales compuestos FRP**: son materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibra. La fibra es el componente que absorbe los esfuerzos de tracción en la dirección axial a la misma.

  Los materiales compuestos tienen importantes funciones como aportar la resistencia a tracción requerida frente a un esfuerzo de tracción, aportar rigidez (elevando el módulo elástico), resistencia a tracción, conductibilidad o aislamiento eléctrico (dependiendo del tipo de fibra).

- **Anclajes**: son un sistema constructivo que permite la vinculación de dos elementos estructurales por medio de barras, con diámetro a determinar por el ingeniero, que sirven como vínculo entre el muro portante, ya existente, y la columna.

- **Solución elegida**

Considerando la ubicación de la escuela, los factores económicos y también la mano de obra a emplear en la técnica elegida, resultó conveniente el empleo de anclajes por medio de barras del 16mm como una solución a la separación existente, ya que el mismo permitiría un mejoramiento del anclaje entre el muro de mampostería suelto, agrietado o mal adherido a la columna de hormigón armado. El anclaje, es técnica que no demanda mano de obra especializada como materiales específicos que no se pudieran encontrar en las cercanías de la institución.

A continuación, de comenta brevemente el procedimiento para realizar el mismo:

1. Practicar perforaciones que abarquen tanto la mampostería como la columna, ya que son los dos elementos estructurales que se desean vincular. La perforación tendrá un diámetro aproximado a 1”.
2. Rellenar dicha perforación con sistema epoxi o cemento con aditivos expansores.

3. Insertar en el mismo, ya con el sistema epoxi o el cemento con aditivos, una barra de 16mm de diámetro.
4. Repetir la operación cada 50cm aproximadamente.
5. Para concluir, picar a ambos lados de la grieta en forma de V con una profundidad de 5cm y rellenarlo con cemento mortero expansivo. Esto tendrá un curado húmedo por 7 días (Aportes Técnicos 14, 1985).

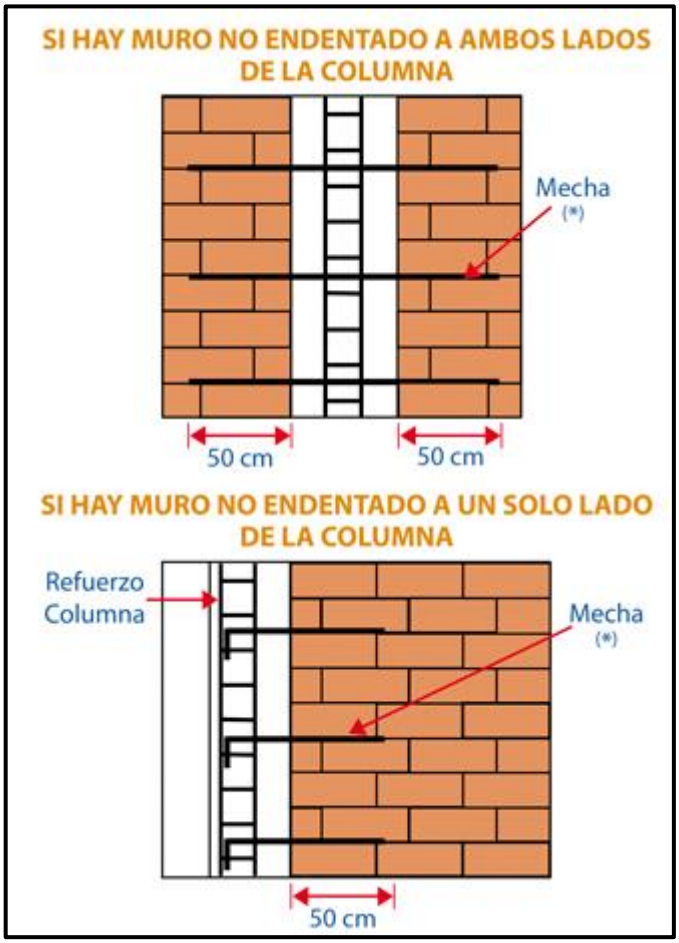

Figura 61. Aplicación del anclaje.

7.2. Solución para las vigas que no verificaron

De acuerdo a la verificación realizada en el capítulo anterior, se concluye, mediante los cálculos, que las vigas 438 y 444 necesitan refuerzo de armaduras ya que la existente es insuficiente para el momento que las solicitan. Hay varias formas de reforzar una viga; a continuación, se detallan cada una de ellas:

1. **Por recrecido del canto**: se realiza una envoltura armada alrededor de la viga primitiva. Para ello se debe:

a) Picar la parte inferior de la viga.

b) Colocar unos estribos nuevos.

c) Hacer una buena unión entre los hormigones.

d) Colocar las armaduras longitudinales y hormigonar (Válcarcel J. 2016).

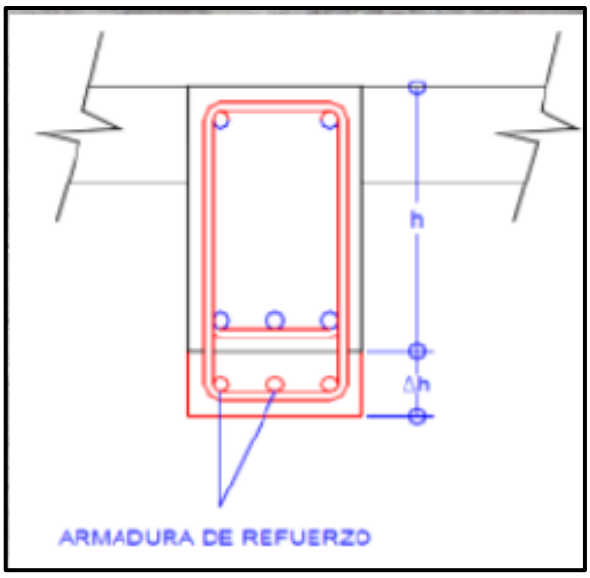

Figura 62. Refuerzo de viga por recrecido de canto.

2. **Por incorporación de una nueva armadura**: se realiza una conexión de la armadura de refuerzo al elemento original mediante resinas epoxi. (Válcarcel J. 2016).

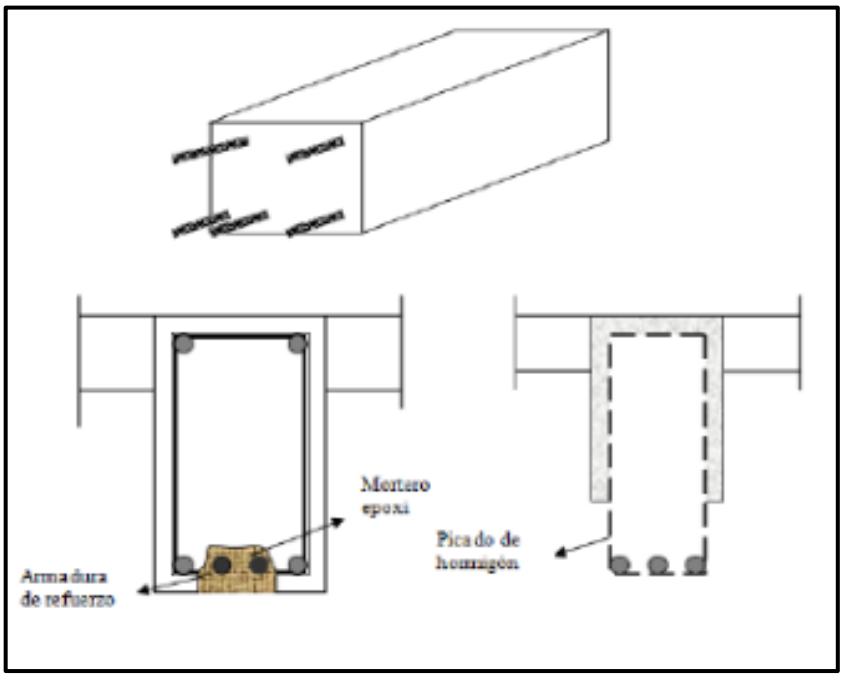

Figura 63. Refuerzo por incorporación de armadura nueva.

3. **Refuerzos con bandas de acero**: se realiza un encolado de las bandas de acero mediante adhesivos epóxicos. Presenta la ventaja que su montaje resulta sencillo, en cuanto a costos es barato y no aumenta las dimensiones de la viga a reforzar, pero tiene el inconveniente que no aumenta su capacidad flectora al 50%. (Válcarcel J. 2016).

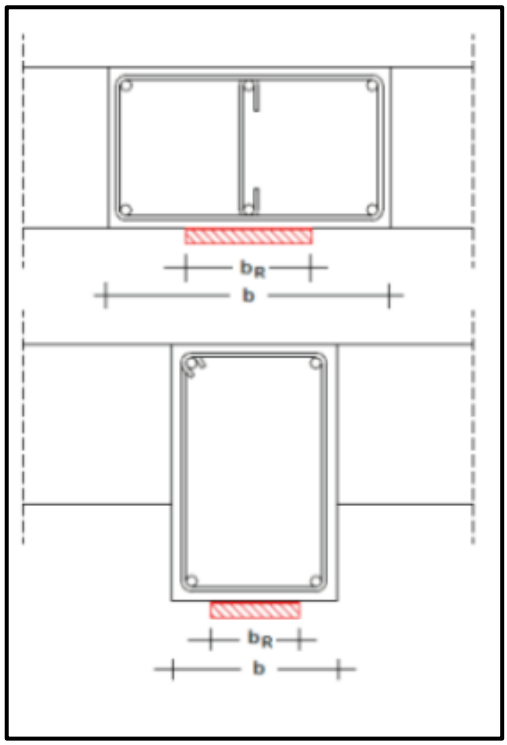

Figura 64. Refuerzo por bandas de aceros.

4. **Refuerzos con perfiles metálicos**: el refuerzo esta dado por la colocación de perfiles metálicos que presentan la posibilidad de entrada en cargas instantánea y tiene la ventaja que a la hora de la ejecución no presentan muchas dificultades como así también si costo es bajo con respecto a otros métodos. Tiene la principal desventaja que presenta distintos comportamientos entre los materiales que posibilita la aparición de tensiones excesivas (Válcarcel J. 2016).

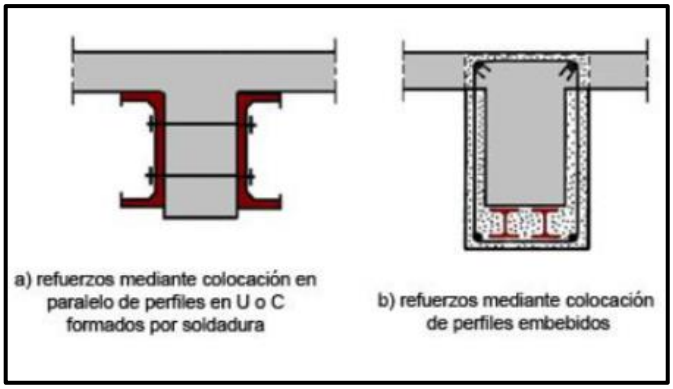

Figura 65. Refuerzo por medio de perfiles metálicos.

5. **Refuerzos con fibras de carbono**: en el campo de la construcción, la fibra de carbono es de los elementos compuestos más utilizados porque presenta la ventaja de que son resistentes a la corrosión, son ligeros, presentan facilidad a la hora de su manejo y sin la necesidad de perforaciones y además son adaptables a la forma de la viga.

Figura 66. Refuerzo con fibras de carbono.

- **Solución elegida**

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, se consideró conveniente realizar el refuerzo de las vigas que no verificaron en el cálculo por medio de bandas de acero ya que su aplicación no demanda mano de obra especializada, solo una buena supervisión del ingeniero a cargo.

Las ventajas que presenta este refuerzo son:

- ✓ Son muy efectivas.
- ✓ Son fáciles de hacer.
- ✓ Apenas aumentan las dimensiones de la pieza.

Las desventajas que presenta este refuerzo son:

- ✓ Exige formulaciones epoxi adecuadas.
- ✓ Exige una adecuada preparación de la superficie.

A la hora de aplicar este refuerzo se debe de tener precaución en los siguientes aspectos:

- ✓ Limpiar las superficies a unir y en especial de humedad, polvo o grasa.
- ✓ Limpiar la banda de acero inmediatamente antes de colocarla.
- ✓ Tratar de conseguir superficies planas.
- ✓ Conseguir que la formula epoxi sea la adecuada.

- **Cálculo de la viga con refuerzo de bandas de acero.**

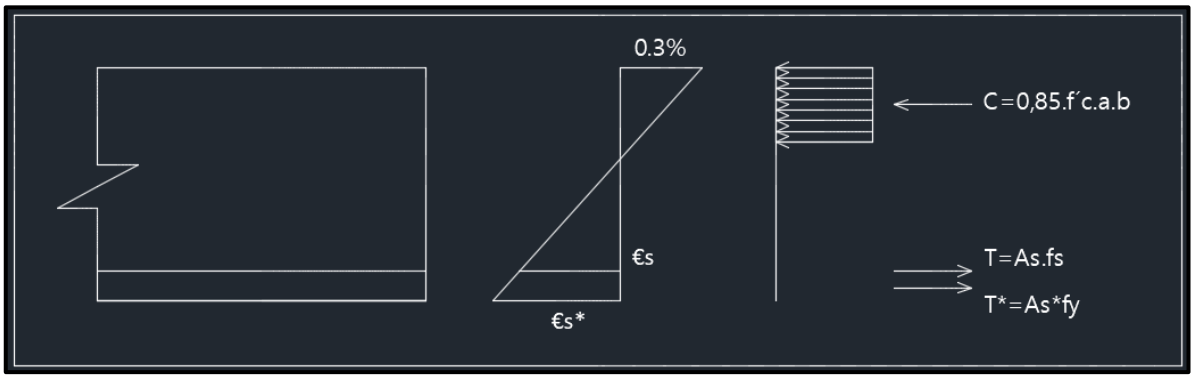

Figura 67. Estado de tensión ficticio equivalente del hormigón.

El procedimiento de cálculo utilizado para determinar la resistencia última debe satisfacer la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas y debe considerar el modo de falla que gobierna.

El procedimiento de ensayo y error implica la selección de una profundidad del eje neutro c, calculando el nivel de deformación en cada material utilizando compatibilidad de deformación, calculando el nivel de esfuerzo asociado en cada material; y verificando el equilibrio de fuerzas internas.

La siguiente ecuación considera el modo de falla que gobierna para la profundidad del eje neutro asumida.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu}\left(\frac{df-c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

donde:

ε_{fe} es la deformación producida en la banda de acero.

El nivel de esfuerzo efectivo en el refuerzo puede ser encontrado a partir del nivel de deformación en la planchuela.

$$f_{fe} = E_f\ \varepsilon_{fe}$$

El nivel de deformación en el acero a tracción no pre-esforzado puede ser calculado con compatibilidad de deformaciones.

$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{df-c}\right)$

El esfuerzo en el acero es calculado a partir del nivel de deformación en el acero asumiendo un comportamiento elasto-plástico.

$fs = Es\ \varepsilon_s \leq fy$

Con los resultados obtenidos de los cálculos vemos que la tensión de trabajo es menor a la tensión de fluencia.

$23\frac{Kn}{cm2} \leq 25\ \frac{Kn}{cm2}$

Verificando así que el refuerzo de una planchuela de (1,5”x$\frac{1}{4}$”) es suficiente.

- En cuanto a la verificación al corte debemos cumplir con:

$A = \frac{fadm}{Q}$

Donde:

A: área transversal de la sección de la planchuela necesaria.

fadm: tensión admisible de la planchuela A36.

Q: esfuerzo cortante.

Entonces:

$A = \frac{10\ KN}{25KN/cm2} = 0.4\ cm^2$

De acuerdo a este resultado, es necesario como refuerzo al corte 2 planchuelas A36 de dimensiones (1/2“x 1/8”), y con esto se cubriría las solicitaciones al corte con un total de área:

Área total = 0,72 cm^2

7.3. Solución para las columnas que no verificaron

De acuerdo a la verificación realizada en el capítulo anterior, se pudo llegar a la conclusión mediante los cálculos realizados que necesitan refuerzo de armaduras ya que la existente es insuficiente para el momento que las solicitan. Existen varias formas de reforzar una columna y a continuación, se detallan brevemente cada una de ellas.

1. **Recrecido de secciones:** Se trata de una de las soluciones más recurrentes, en la que se incrementará tanto el área de hormigón como el de acero disponible.

La adherencia de las nuevas armaduras con las obsoletas se torna importante si su estado les permite resistir todavía alguna tracción. Por ello, en ocasiones es correcto realizar un hueco en la sección con el fin de acceder a dichas armaduras, tal y como se observa en la imagen, donde se situarán unas horquillas de unión.

Igualmente, la sección primitiva de hormigón se suele picar unos 3 centímetros con el objeto de lograr una correcta adherencia entre los distintos hormigones. Cabe destacar, que estos dos materiales deben tener, si es posible, el mismo límite elástico, ya que, de no ser así, podrían deformarse de forma distinta y no resultar efectivo (Válcarcel J. 2016).

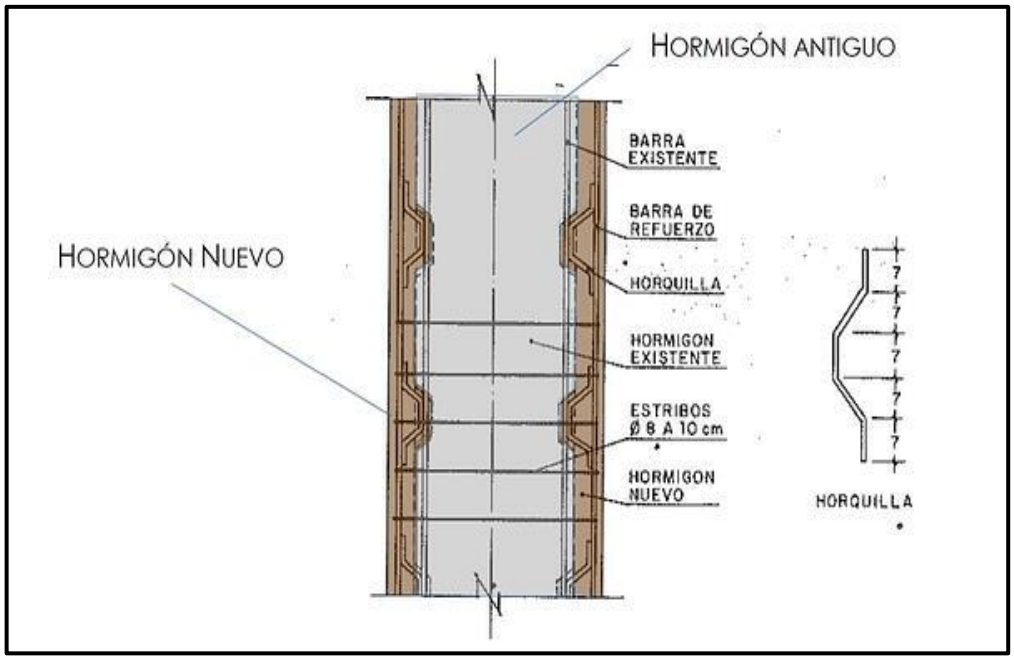

Figura 68. Refuerzo por recrecido.

2. Zunchado de pilares: Con esta técnica se consigue un efectivo aumento de la capacidad resistente del hormigón, considerándose un complemento. Si se confina el elemento mejorará de manera extraordinaria su comportamiento a compresión, pero también se rigidizará de manera notable. Se presentan aquí varias opciones, las cuales se mencionan a continuación.

- **Zunchado con fibra de carbono:**

Figura 69. Zunchado con fibra de carbono.

- **Zunchado con empresillado metálico:**

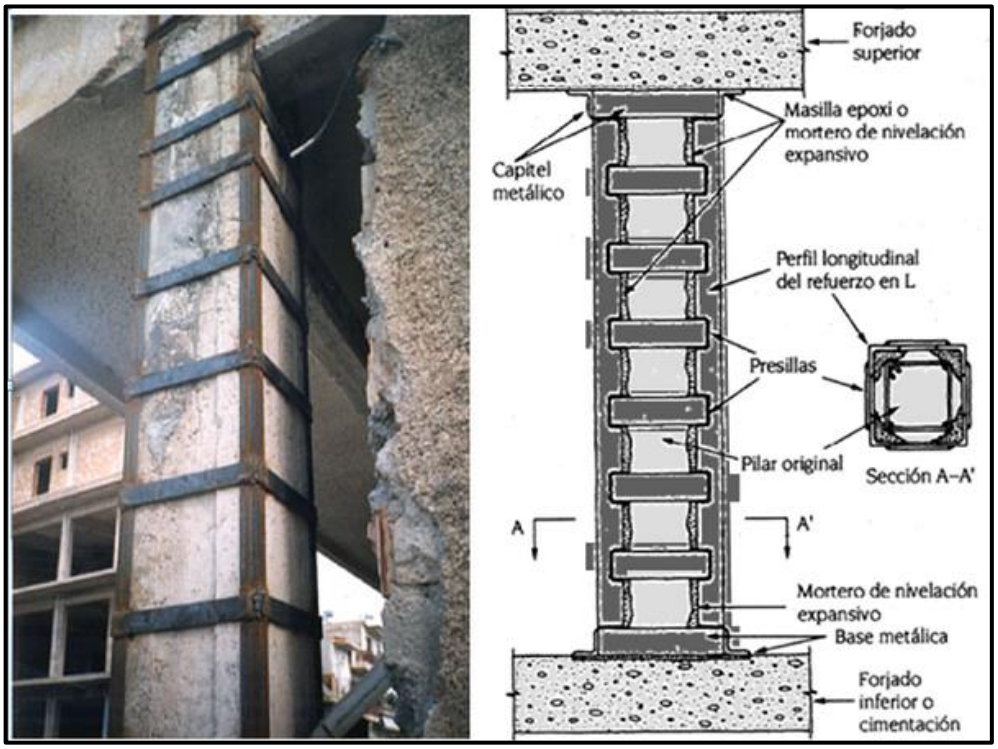

Figura 70. Zunchado con empresillado metálico.

3. Encamisado metálico:

Figura 71. Refuerzo por encamisado metálico (Válcarcel J. 2016).

- **Solución elegida**

De acuerdo a las posibles soluciones que se pueden aplicar en las columnas como técnicas de refuerzos debido a la no verificación por parte de algunas, resulta conveniente aplicar el refuerzo por recrecido de sección, donde a continuación se expone las ventajas y desventajas del método, siempre teniendo presente la factibilidad de realizarlo sin demandar mano de obra especializada como una solución económicamente accesible.

Ventajas:

- ✓ Es una solución recurrente en diferentes usos, además de ser la más radical y efectiva en los casos más complejos.
- ✓ Ofrece la posibilidad de corregir posibles errores de cálculo en la resistencia del hormigón o en la cuantía de acero.
- ✓ Económico.

Desventajas:

- ✓ Es necesaria una formación técnica para calcular el recrecido con detalle.
- ✓ Si el pilar original se encuentra deteriorado, se deberá calcular el recrecido para que soporte por sí solo todas las cargas, lo que incluye un estudio más detallado. Además, en este caso, la estructura deberá ser apeada para descargar el elemento en cuestión, ya que, de no ser así, el refuerzo solo actuará frente a las sobrecargas excedentes.
- ✓ La modificación de la sección generará un cambio en la rigidez estructural, con lo que se propiciará un nuevo reparto de tensiones en la estructura que deberá ser tenido en cuenta.

- **Cálculo de la columna con recrecido como refuerzo.**

La columna se incrementó en 7cm de cada lado, es decir que la sección de la columna paso a ser de 34cm*34cm.

$$\lambda = \frac{Lk}{r} = \frac{182}{9{,}81} = 18{,}54$$

$\lambda \leq 34\text{-}12(M1/M2) = 35{,}27 \longrightarrow$ columna corta.

A partir de los esfuerzos de momento y normal se calculan los coeficientes “**mu**” y “**nu**”, y con las condiciones geométricas, se define un coeficiente “γ”.

$$Mu = 0{,}031\ MNm$$

Nu = -0,021 MN este valor se incrementa del anterior porque el al aumentar la sección aumenta el valor de la normal que resiste la columna.

$$mu = \frac{Mu}{bh\text{^}2f'c} = \frac{0{,}031}{0{,}34*0{,}34^2*21} = 0{,}037$$

$$nu = \frac{Nu}{bhf'c} = \frac{0{,}017}{0{,}34*0{,}34*21} = 0{,}008$$

Valor de γ a partir de los resultados anteriores.

$$\gamma = \frac{d}{h} = \frac{30{,}5\ cm}{34\ cm} = 0{,}89$$

Teniendo estos 3 parámetros, se ingresan a los diagramas de iteración del libro “Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC

201-2005” de Gea, S. para el diseño de columnas cortas y se obtiene el valor de cuantía mecánica μ=0,1 y cuantía geométrica:

$$\rho_t = \mu * \frac{f'c}{fy} = 0{,}5\%$$

Donde la misma debe cumplir con las cuantías reglamentarias mínimas y máximas.

$$A_{st} = \mu * b * h * \frac{f'c}{fy} = 5{,}78 cm^2$$

Con los valores obtenidos y sabiendo que la columna tiene 4 barras ϕ12 poniendo un refuerzo de 4 barras ϕ10 en cada esquina y haciendo un correcto anclaje de estas últimas con las primeras podemos estar seguros que la resistencia de la columna va a verificar para los valores a los que esta solicitada.

Conclusiones

El propósito fundamental de este trabajo final fue evaluar, mediante un relevamiento, la resistencia de la estructura de la Escuela N° 8035 “Dr. Ernesto Solá” en base a los requerimientos de la Norma INPRES CIRSOC 103 vigente en Argentina.

Dicho relevamiento consistió en la verificación de medidas, disposiciones de locales, estado de los elementos estructurales y no estructurales (incluyendo el picado de sectores de la misma), análisis de suelo, etc. que dio como resultado las condiciones en la que se encuentra la escuela en cuanto a la ausencia de fundaciones, grietas y algunas faltas de coincidencia con los planos obtenidos.

Es así, que con el relevamiento realizado en base a las condiciones actuales de la escuela y comparando con los planos obtenidos, se pudo realizar un plano en base a lo existente que prácticamente no difiere con el viejo plano.

El empleo del Método Estático Equivalente para el cálculo de las fuerzas sísmicas solicitantes resultó práctico, ya que permitió obtener dichas fuerzas por área de influencia que luego, con la ayuda del programa SAP2000, brindó los valores de esfuerzos de la estructura necesarios para poder realizar la evaluación correspondiente.

A partir de ello, lo que se realizó fue una comparación entre lo necesario y lo existente, que dio la alerta que, en algunas partes de la escuela, los elementos estructurales no verificaban por lo que fue necesario plantear soluciones.

En consecuencia, las soluciones planteadas contemplaron la ubicación tanto de la falla como la falta de verificación, ya que donde se demostró que los elementos estructurales no verifican, son áreas donde la circulación de los alumnos del establecimiento no es constante, más que en los tiempos de recreo y eventualmente durante actividades planeadas como ser actos, conmemoraciones, etc.

Además, es un área donde el tipo de construcción, en cuanto al material utilizado para la mampostería es diferente al resto; es decir, el mismo está realizado de bloques de hormigón que presentan un comportamiento frágil en relación al ladrillo común.

Teniendo presente todos estos factores, se considera que las reformas planteadas pueden ejecutarse en un futuro próximo, pero igualmente se recomienda no prescindir de estos

refuerzos por mucho tiempo ya que son necesarios para el correcto funcionamiento de la estructura.

No obstante, deben realizarse las reformas pertinentes en las zonas indicadas en este estudio considerando la importancia de que un Ingeniero Civil realice los refuerzos en los cálculos que requiere la estructura de la escuela dado que es el profesional que llevará a cabo un análisis integral de los aspectos a evaluar.

Dana Marianela Orquera

Martín Exequiel Mercado Tapia

Bibliografía

Aportes Técnicos 14 (1985). *Técnicas de Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado y Albañilerías*. Chile.

Artículo de C&NI de octubre 1993 *“Procedimiento Simplificado para la Verificación de Construcciones de Mampostería”.*

Decanini L. y Payer A. (1988). *Comentarios sobre normas para construcciones sismorresistentes de mampostería.* Dpto. de Estructuras Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-2005 de Susana B. Gea

Norma INPRES CIRSOC 201 *“Reglamento Argentino de construcciones de Hormigón”.*

Norma INPRES CIRSOC 103 *“Normas Argentinas para construcciones sismorresistentes”.*

Norma INPRES CIRSOC 101 *“Cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseños para estructuras”.*

Normas de ensayos de Vialidad Nacional, Argentina.

Reglamento CIRSOC 103 del capítulo 11 (2013). Construcciones Existentes. En Editor INTI del libro. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes.

Reglamento CIRSOC 201 del capítulo 9 (2005). Requisito de Resistencia y Comportamiento en Servicio. En Editor INTI del libro. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.

Webgrafía

Liceth C. (2014). *Análisis de una viga simple sobre lecho elástico.* Recuperado de https://prezi.com/lm0ogouzy4sd/analisis-de-una-viga-simple-sobre-un-lecho-elastico/ Visto el 25/10/19.

Salter, R. (1988). *Highway Design and Construction*. Recuperado de http://bibliotecas.unam.mx/index.php/desarrollo-de-habilidades-informativas/como-hacer-citas-y-referencias-en-formato-apa Visto el 25/10/19.

Válcarcel J. (2016). *Reparación de Estructuras de Hormigón Armado*. Recuperado de https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Publicaciones/pub-val/Patologia/trasparencias%20refuerzo.pdf Visto el 25/10/19

https://prezi.com/lm0ogouzy4sd/analisis-de-una-viga-simple-sobre-un-lecho-elastico/ Visto el 16/08/19.

https://drive.google.com/drive/folders/1CLczqgtK2zJ8fJQBrPQr2Th2-5bkYl28 Visto el 22/07/19.

https://books.google.com.ar/books?id=UjVdDwAAQBAJ&pg=PA103&lpg=PA103&dq=The+Structural+Design+of+Bituminous+Roads+por+W+D+Powell&source=bl&ots=aLLobL4Hso&sig=ACfU3U0s2We7Q10YQOPZzacRin-c7HHr1g&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwjhxfq8z9DjAhX3K7kGHQQmBs0Q6AEwA3oECAkQAQ#v=onepage&q=The%20Structural%20Design%20of%20Bituminous%20Roads%20por%20W%20D%20Powell&f=false Visto el 22/07/19.

https://www.facet.unt.edu.ar/iest/wp-content/uploads/sites/22/2016/05/Tesis-doctorado-V-Rougier.pdf Visto el 16/09/19.

http://www.comunidadescAolar.cl/documentacion/BasesPostulacion/Manual_Reparaciones_Tipicas.pdf Visto el 20/09/19.

https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/ Visto el 20/09/19.