

Evaluación y diagnóstico estructural de un edificio previamente reforzado

Toledo, Mario W. E.^a; Caro, Roberto A.^a; Nallim, Liz G.^{a,b}; Oller, Sergio^{a,c}

^aUniversidad Nacional de Salta, Facultad de Ingeniería, Instituto de Ingeniería Civil y Medio Ambiente Salta ICMASa, mwtoledo15@gmail.com

^bCONICET, Ignallim@gmail.com

^cUniversidad Politécnica de Cataluña, Universidad Nacional de Salta, CIMNE, sergio.oller@gmail.com

Palabras clave: Evaluación estructural. Refuerzo de edificios. Método de Elementos Finitos.

RESUMEN

Se presenta la verificación estructural de un edificio educacional de dos plantas con diversas tipologías estructurales, ubicado en la ciudad de Salta. La estructura (1971) presenta fisuras y diversas patologías lo que motivó el presente estudio.

La evaluación incluyó: documentación existente; identificación de elementos estructurales; relevamiento de daños; cateos; ensayos y escaneo de armaduras. Con estos datos se construyó un modelo tridimensional utilizando el Método de Elementos Finitos. Las columnas, vigas y refuerzos fueron simulados con elementos barra, los muros de relleno con elementos láminas y sus propiedades elásticas se obtuvieron utilizando un criterio de homogeneización. Se realizó un análisis modal espectral a fin de determinar el comportamiento ante cargas sísmicas y se realizó la verificación estructural. Se estableció una correlación entre el nivel de daño, el estado de fisuración relevado y los resultados numéricos obtenidos. Se concluyó que las patologías que presenta el edificio obedecen a una interacción entre estructuras construidas en diferentes épocas, descensos de apoyo, oxidación de armaduras y cambio de destino.

ABSTRACT

This paper presents the structural verification of a two-story educational building with various structural typologies, located in the city of Salta, Argentina. The structure (1971) exhibits cracking and various pathologies, which motivated the present study. The assessment included: review of the available documentation; identification of structural elements; damage survey; exploratory inspections; material testing; and reinforcement scanning. Based on these data, a three-dimensional model was developed using the Finite Element Method. Columns, beams, and reinforcement members were modeled using beam elements, while the infill walls were represented by shell elements, with their elastic properties determined using a homogenization approach. A modal response spectrum analysis was performed to evaluate the building's behavior under seismic loading, followed by structural verification. A correlation was established between the observed damage level, the recorded cracking pattern, and the numerical results obtained. It was concluded that the building's pathologies result from the interaction between structures constructed in different periods, differential support settlements, reinforcement corrosion, and a change in the building's occupancy.

1. Introducción

En este trabajo se presenta la evaluación estructural y diagnóstico de un edificio educacional de dos pisos ubicado en la ciudad de Salta. La construcción original (1971-1973) y su posterior ampliación (1991-1992) fue realizada de acuerdo a los lineamientos y exigencias del Código de Edificación y Normas de cálculo estructural vigentes en ese período. El lugar de emplazamiento corresponde a una zona de elevada peligrosidad sísmica, tal como lo define el INPRES CIRSOC 103¹. El edificio presenta fisuras y patologías diversas, lo que motivó el presente estudio.

En la Figura 1 y 2 se muestran las plantas y cortes arquitectónicos y fotos de fachada del edificio, respectivamente. La superficie total estudiada es de 1662,5 m² distribuida en: un subsuelo (107m²), planta baja (654,3m²), entrepiso (331,5m²) y planta alta (569,7m²).

La tipología estructural original corresponde a pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería de bloques de hormigón. La ampliación realizada en 1991 (Fig. 3), incluyó la construcción de entrepisos de losas macizas sobre estructura de pórticos de hormigón armado (ver Fig. 3). Si bien las estructuras de hormigón (original y ampliación) no están vinculadas, no existe junta de dilatación entre ambas. Además, se realizó una intervención estructural consistente en refuerzos constituidos por cruces metálicas integradas por perfiles UPN160/80/100 que se unen a la estructura aporticada de hormigón original a través de anillos metálicos soldados (ver foto Fig. 4), se destaca un refuerzo horizontal consistente en 2UPN160 soldados (cajón) que vincularía a nivel de entrepiso los bloques estructurales. En la Figura 4 se muestra el plano de relevamiento de los refuerzos y detalles.

2. Estudios realizados para la evaluación estructural

En primer lugar, se realizó un relevamiento geométrico y estructural detallado que permitió identificar los elementos estructurales procedentes de diferentes intervenciones y se detectaron incongruencias entre los planos existentes, el conforme a obra y el relevamiento realizado. Con toda esta documentación se confeccionó una documentación completa actualizada.

Del relevamiento de patologías y daños (Fig. 5) se observó: a) fisuras verticales, horizontales e inclinadas en vigas y columnas, fisuras en losas y en mampostería; b) presencia de humedad en cubiertas y muros; c) desprendimientos de revocos; d) armaduras expuestas; e) desagües pluviales dañados y con filtraciones en zonas de contrapisos; f) posible descenso de apoyos. Este relevamiento permite tener en cuenta cuáles son las zonas críticas que fueron consideradas particularmente en la simulación y en el análisis del estado tensional en las zonas dañadas.

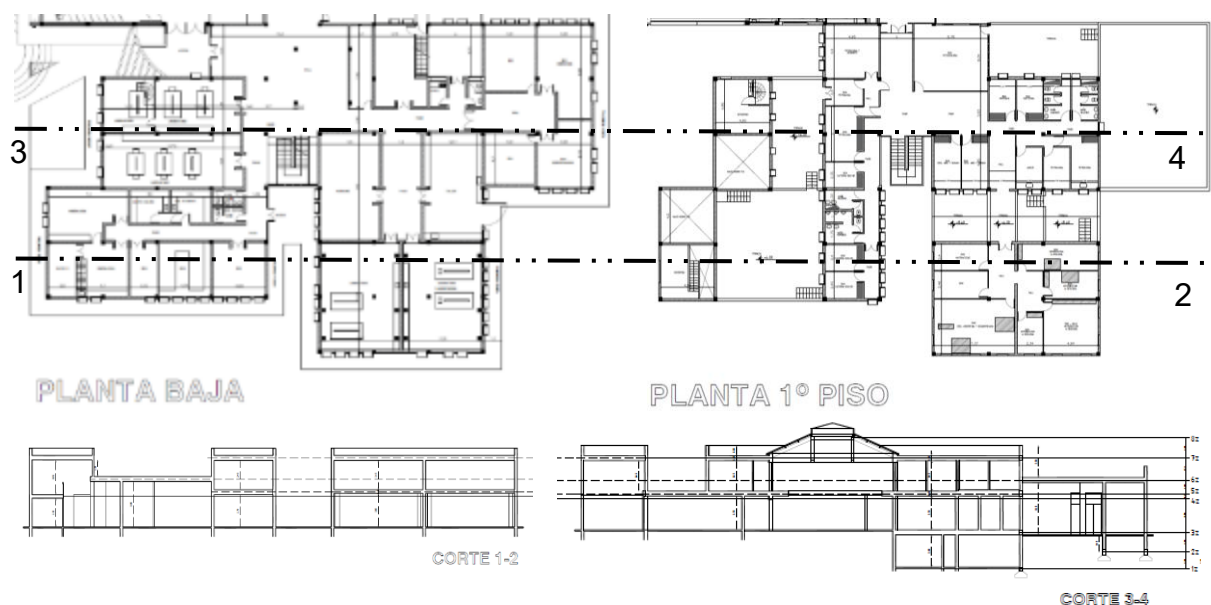


Figura 1. Planta y cortes arquitectónicos



Figura 2. Fachadas

Se efectuaron cateos (ver Fig. 6) a fin de determinar la distribución de los mampuestos y juntas que permitan establecer la distribución topológica de los mismos, establecer dimensiones, tipo de mampuesto, espesores de juntas de mortero horizontal y vertical. Además, se realizaron ensayos de esclerometría² sobre vigas, columnas, losas y mampuestos de hormigón (Fig. 6). Mediante un cateo en losa de cubierta se pudo establecer el espesor del paquete y la tipología estructural (Fig. 7). Se confirmó la tipología de losas nervuradas típicas construidas en Argentina en los años 70/80, consistentes en losas armadas en una dirección, conformadas por nervios con dos armaduras inferiores de 0,016 m de diámetro y capa de compresión de 0,05 m a 0,07 m de espesor con armadura de distribución de 0,006 m separadas c/0,15 m en ambas direcciones, alivianada con ladrillos huecos de hormigón.

Para corroborar y complementar la información necesaria para la evaluación estructural, se llevó a cabo un escaneo³ utilizando un ferro Scan Hilti (Fig. 8) que permitió establecer las cuantías de armaduras longitudinales y transversales, así como las direcciones de armado de las losas. Del escaneo se pudo determinar que la armadura de las columnas tipo C1 (0,30 m x 0,30 m, ver Fig. 3) de la construcción original están constituidas por 12 barras de 0,016 m de diámetro, en tanto que se identificaron sólo dos diferencias con respecto a los planos correspondiente a las

columnas tipo C1` (0,40 m x 0,40 m), ya que sólo tenían 8 barras de 0,016 m (en lugar de las 12 barras declaradas en plano).

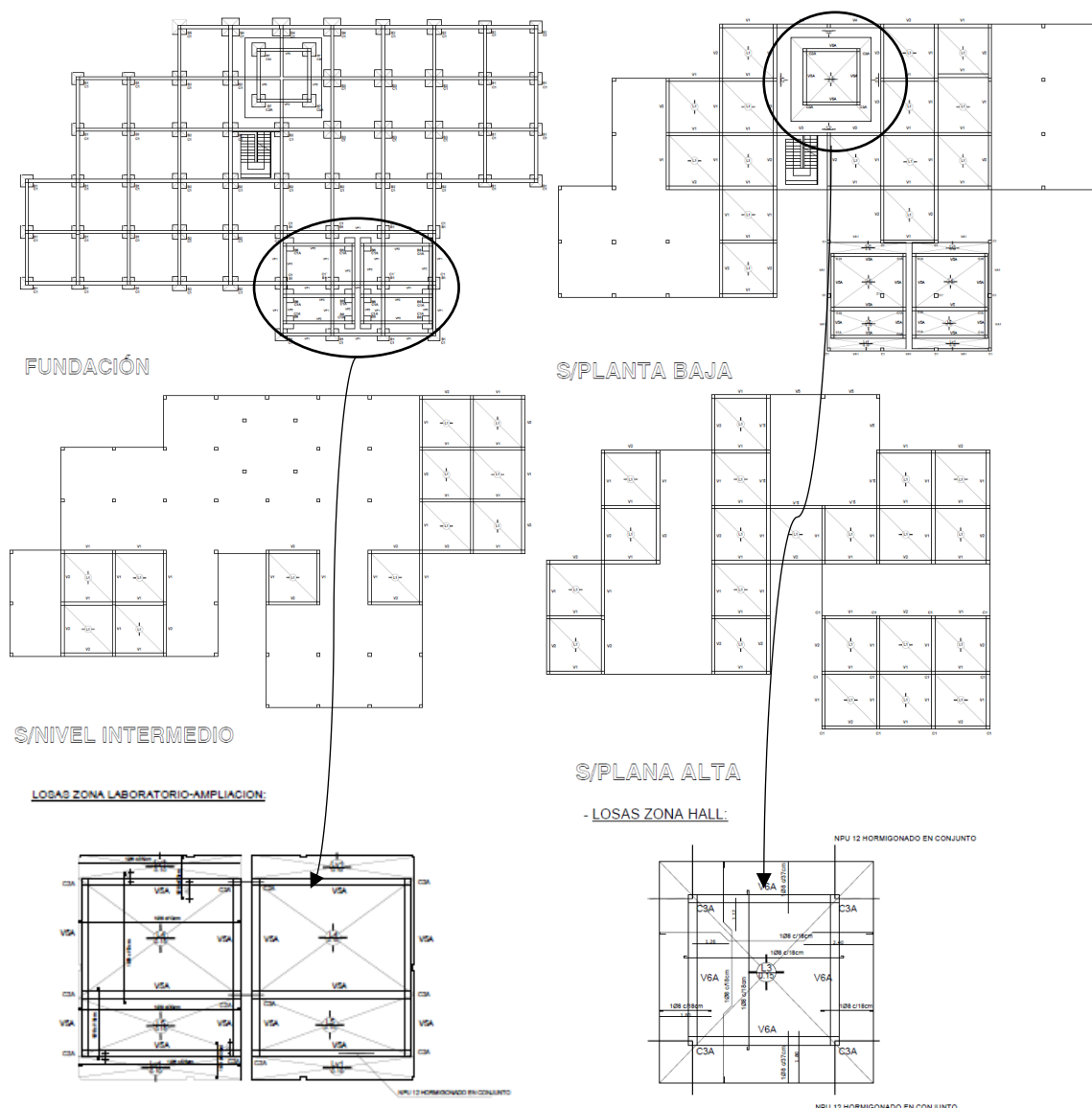


Figura 3. Planta de estructura (ampliación)

Se pudo también constatar que la armadura de vigas de fundación VF1 (0,35 m x 0,35 m) tenían 4 barras de 0,016 m con estribos de 0,006 m cada 0,20 m (coincidiendo con planos). En cuanto a las vigas V1 (0,60 m x 0,30 m) su armadura inferior es de 7 barras de 0,014/0,016 m y estribos 0,006 m cada 0,20 m. Además, se detectaron que seis losas ubicadas en azotea están armadas en dirección contraria a la indicada en el plano original, esto es importante a fin de realizar las hipótesis de descarga de losas para su valoración en el análisis estructural posterior.

En cuanto a la estructura de la ampliación se trata de pórticos de 1 nivel con losas macizas, las columnas de tipo C1 y C2 (0,32 m x 0,32 m) integradas por 4 barras de

0,016 m con estribos de diámetro 0,006 m c/0,15 m; Vigas V1, V3, V4 y V6: 4 barras 0,016 m (inferior) estribos 0,006 m c/0,15 m.

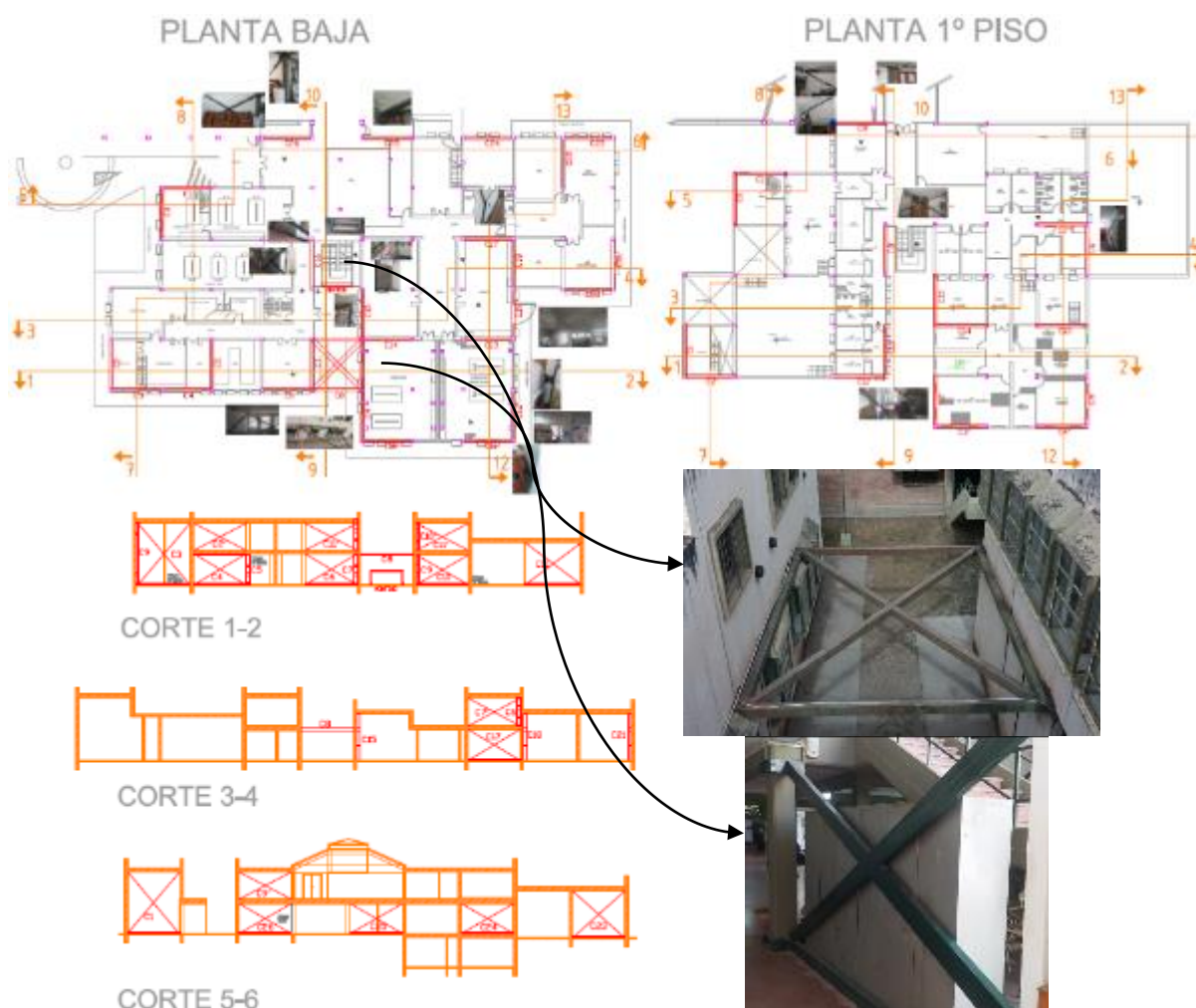


Figura 4. Refuerzos metálicos

3. Modelación de la estructura con elementos finitos

A efectos de realizar el análisis estructural dinámico, se construyó un modelo tridimensional aplicando el Método de Elementos Finitos⁴. Se empleó el programa SAP2000⁵. Para modelar los muros y entrepisos se utilizaron elementos tipos lámina (Shell) de cuatro nodos, mientras que para modelar las vigas y columnas de hormigón y los perfiles metálicos de refuerzos se usaron elementos tipo barra (frame). Ambos tipos de elementos están disponibles en la biblioteca del programa.



Figura 5. Relevamiento de daños

Las bases aisladas correspondientes a las columnas se modelaron de manera de restringir los seis grados de libertad. Los apoyos de las vigas de fundación sobre el terreno, se consideraron como vigas sobre lecho elástico utilizando resortes elásticos disponibles en la biblioteca del programa. Para la rigidez de los resortes se consideró un coeficiente de Balasto $k_s=118.000 \text{ kN/m}^3$ obtenido de estudios de suelos⁶ realizados en el lugar de emplazamiento. El modelo completo se muestra en la Figura 9 y está formado por 2.521 elementos barras y 3.842 elementos lámina.



Figura 6. Cateos en fundación, muros y losas

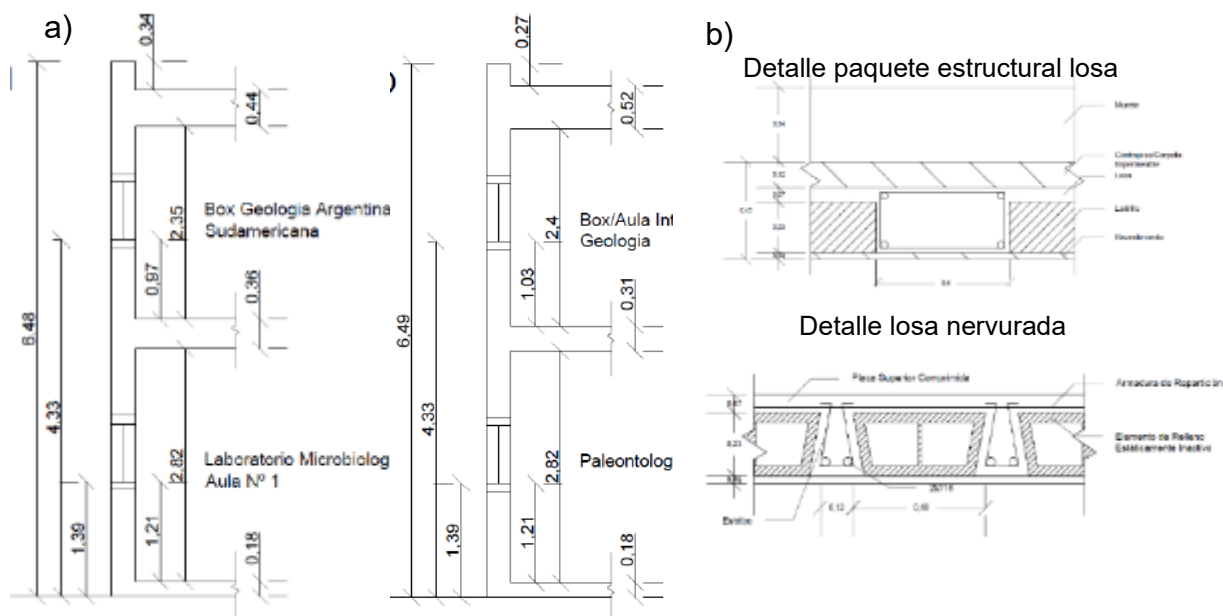


Figura 7. a) Espesor paquetes estructurales; b) detalle de losa nervurada

3.1. Determinación de propiedades mecánicas de la mampostería de bloques de hormigón mediante homogeneización

Las propiedades elásticas de los muros se obtuvieron partiendo de las características mecánicas de los mampuestos (bloques huecos de hormigón) y de las juntas de mortero. Se utilizó un criterio de homogeneización a partir de la celda unitaria

Organiza:

representada en las Figura 10 (Oller, 2014⁷). Del cateo se obtuvieron: $H_{M2} = 0,03 \text{ m}$, $h_c = 0,22 \text{ m}$, $L_{M1} = 0,03 \text{ m}$ y $L_{M2} = L_c = 0,42 \text{ m}$. Debido a que se trata de bloques de hormigón con 2 perforaciones, es necesario considerar las áreas efectivas en el plano xz.

Para ello se toma un área bruta y se calculan las longitudes equivalentes en función de las dimensiones de los orificios. Estas longitudes son las que se considerarán en la homogeneización de la mampostería.

$$\text{Área bruta} \rightarrow A_b = 0,19 \text{ m} \cdot 0,39 \text{ m} = 0,0741 \text{ m}^2 \quad (1)$$

$$\text{Área neta} \rightarrow A_n = A_b - 2 \cdot 0,13 \text{ m} \cdot 0,13 \text{ m} = 0,0403 \text{ m}^2 \quad (2)$$



Figura 8. Escaneo de armaduras en columnas y losas

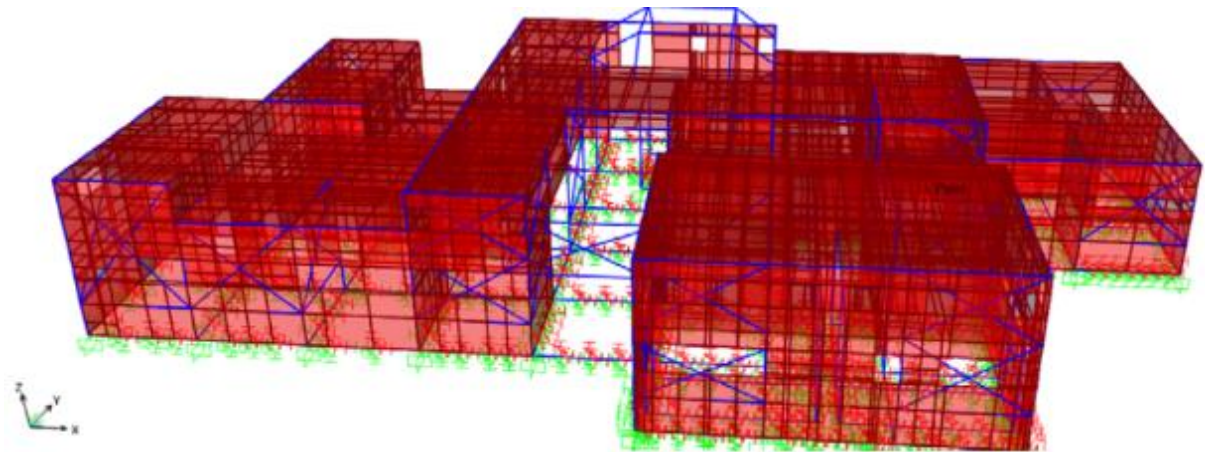


Figura 9. Modelo tridimensional

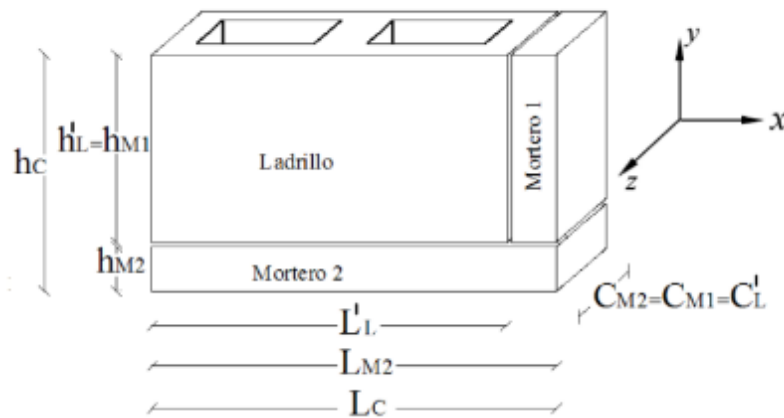


Figura 10. Celda unitaria para la homogeneización de la mampostería

Considerando orificios cuadrados de 13cm de lado, el volumen neto se puede obtener considerando longitudes efectivas según las direcciones x (L_{Lx}), y (L_{Ly}) y z ($L_{Lz} = L_{Ly}$), adoptando (de acuerdo a las proporciones geométricas del bloque).

$$L_{Lx} = 2 \cdot L_{Lz} \rightarrow V_n = 0,0403 \text{ m}^2 \cdot 0,19 \text{ m} = L_{Lx} \cdot L_{Lz} \cdot L_{Ly} \rightarrow 0,007657 \text{ m}^3 = 2L_{Lz} \cdot L_{Lz}^2 = 3L_{Lz}^3 \quad (3)$$

$$C_L = h_L = L_{Lz} = 0,1367 \text{ m} \quad (4)$$

$$L_L = L_{Lx} = 0,2733 \text{ cm} \quad (5)$$

Los materiales involucrados en cada celda son el bloque de hormigón y el mortero. Para el caso del bloque o mampuesto se considera que tiene un comportamiento isótropo, con las siguientes propiedades mecánicas:

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_x = E_y = E_z = 20 \text{ GPa} \quad (6)$$

$$\text{Módulo de Poisson: } \nu = 0.2 \quad (7)$$

Mientras que el mortero (se trata de un mortero muy pobre), es también considerado de comportamiento isótropo y sus propiedades mecánicas son:

$$\text{Módulo de elasticidad en la dirección } x: E_x = E_y = E_z = 8 \text{ GPa} \quad (8)$$

$$\text{Módulo de Poisson: } \nu = 0.18 \quad (9)$$

Propiedades mecánicas homogeneizadas resultantes								
[Pa]								
E_x	E_y	E_z	G_{xy}	G_{xz}	G_{yz}	ν_{xy}	ν_{xz}	ν_{yz}
$15,321 \times 10^9$	$15,000 \times 10^9$	$4,701 \times 10^9$	$6,344 \times 10^9$	$6,930 \times 10^9$	$6,601 \times 10^9$	0,195	0,111	0,154
						0,191	0,112	0,158

Tabla 1: Propiedades mecánicas de la Mampostería

3.2. Análisis de carga

Las acciones gravitatorias consideradas (Reglamento CIRSOC 101, 2005⁸, INPRES CIRSOC 103, 2018¹) para evaluar la acción sísmica horizontal son:

$$W_i = D_i + \sum f_1 L_i \quad (10)$$

Con D_i acción permanente nivel i , $f_1 = 0,5$ (edificio público) L_i =sobrecarga útil del nivel i .

Las combinaciones de acciones que incluyen el efecto sísmico se definen por la siguiente expresión en las cuales la suma se refiere a la suma de efectos:

$$1,20 D \pm 1,00 E + f_1 L \quad (11)$$

$$0,90 D \pm 1,00 E \quad (12)$$

Además, se consideraron las acciones que no incluyen sismo: $1,4 D$ y $1,2 D + 1,6 L$. Para calcular las cargas permanentes D y sobrecargas de uso L se consideraron las distintas etapas de construcción. Para la etapa de la construcción original de acuerdo a los cateos realizados, se consideró: a) para la terraza una losa nervurada alivianada

(Fig. 7b) en una dirección, contrapiso, carpeta y aislación hidrófuga, resultando una carga de $D_2=2,5\text{kN/m}^2$ y una sobrecarga de azotea inaccesible $L_2= 1\text{ kN/m}^2$; b) para las losas planta baja se adoptó un espesor promedio de 0,34 m (Fig. 7a) resultando una carga de $D_1=9,2\text{kN/m}^2$ y una sobrecarga de ocupación correspondiente a edificio educacional de $L_2= 4\text{ kN/m}^2$. Para la etapa de ampliación se adoptó un espesor promedio de todo el paquete de 0,35 m (Fig. 7a) resultando una carga de $D_1=7,6\text{kN/m}^2$ y una sobrecarga de ocupación edificio educacional de $L_2= 4\text{ kN/m}^2$.

Para la evaluación de la respuesta sísmica se consideró un análisis Modal Espectral, aplicando el Espectro de Diseño para acciones horizontales para Estado Límite Último (ELU) propuesto por INPRES-CIRSOC 103, Zona 3, Suelo tipo 1 sitio Sc, Grupo A, $R=3$ Estructura de mampostería de bloques huecos portantes de Hormigón encadenada armada. En la Fig. 11 se presenta el Espectro Elástico y reducido que se utilizó en el análisis.

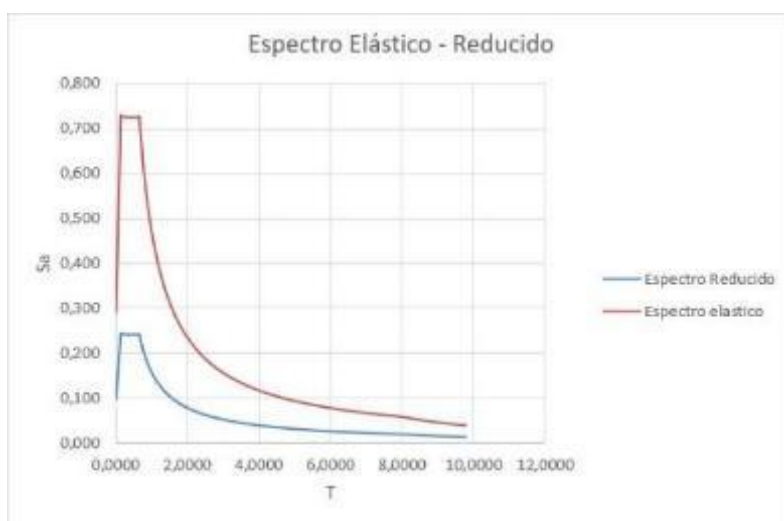


Figura 11. Espectro de diseño Análisis Sísmico

4. Resultados obtenidos

En esta sección se presentan los resultados obtenidos de la aplicación de la modelación numérica considerando las combinaciones más desfavorables correspondiente a los estados de carga descriptos en la sección anterior.

Se realizó la verificación de los diferentes planos estructurales en las direcciones de análisis (Fig. 12). En todos los casos, se analizó la resistencia de las secciones transversales de las vigas, columnas y cruces metálicas sometidas a las solicitaciones de: Momento Flector, Esfuerzo de Corte y Esfuerzo Normal. Asimismo, se analizó el comportamiento ante cargas críticas de pandeo de los elementos esbeltos sometidos a compresión. En las Figuras 13, 14 y 15 se muestran, a modo ilustrativo, los diagramas de esfuerzos para el plano xz en $Y=15,09\text{ m}$ y en la Figura 16 se identifican los elementos críticos.

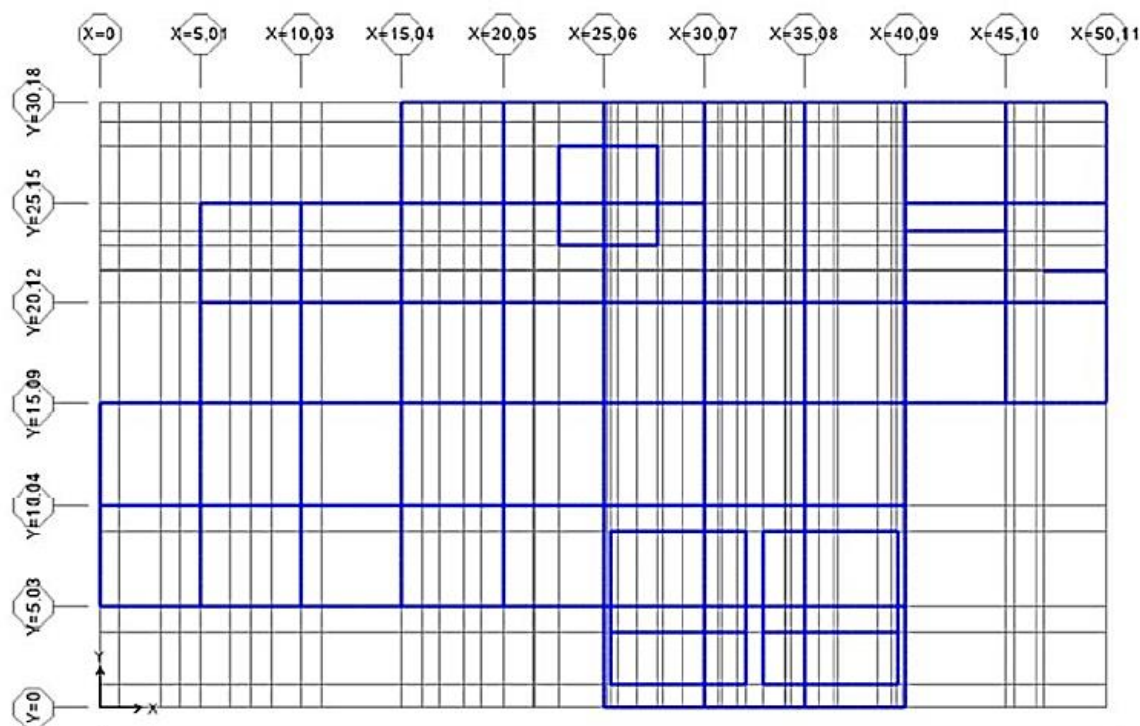


Figura 12. Identificación de los planos estructurales

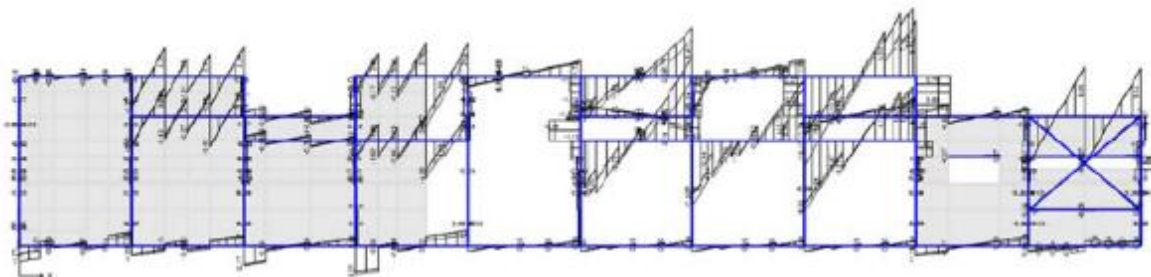


Figura 13. Diagrama de Esfuerzo de Corte plano xz en Y=15,09m

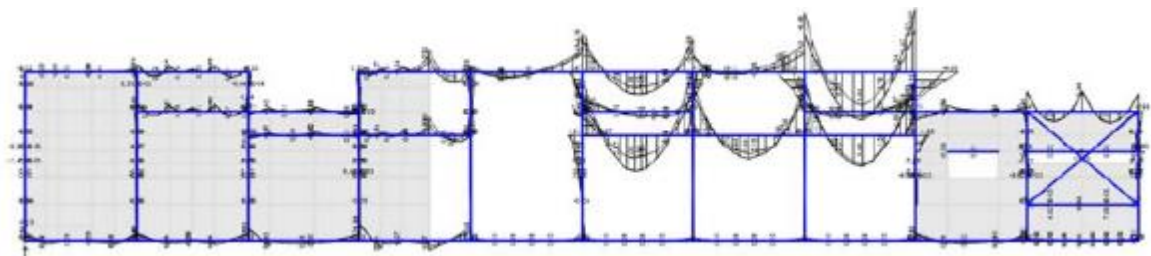


Figura 14. Diagrama de Momento Flector plano xz en Y=15,09m



Figura 15. Diagrama de Esfuerzo Axial plano xz en Y=15,09m



Figura 16. Identificación elementos críticos plano xz en $Y=15,09\text{m}$:
al Corte — al Corte
A la Flexión — A la Flexión

En las Figuras 17, 18 y 19 se muestran, los diagramas de Esfuerzos de Corte, Momento Flector y Esfuerzo axial respectivamente, para el plano yz en $X=10,03\text{m}$ y en la Figura 20 se identifican los elementos críticos.

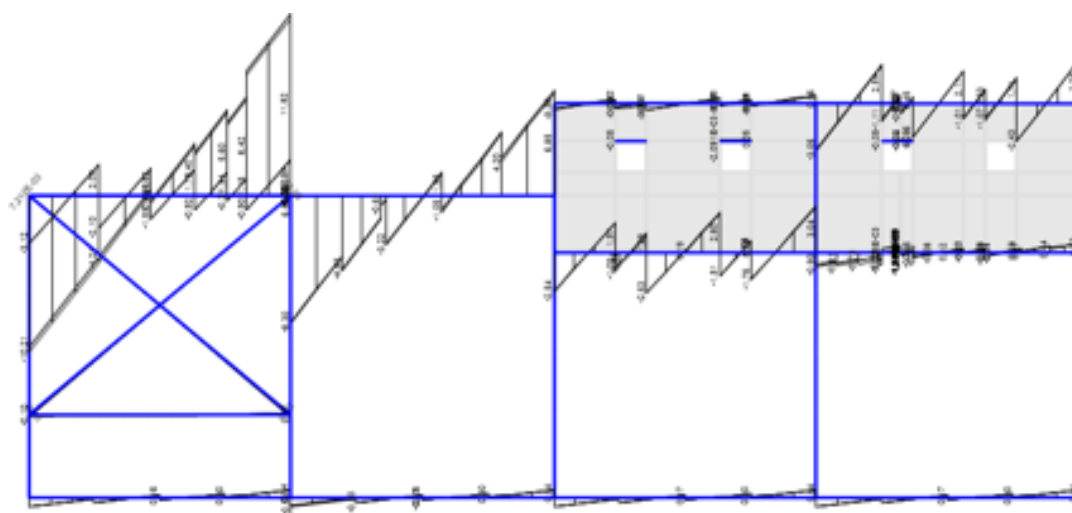


Figura 17. Diagrama de Esfuerzo de Corte plano yz en $X=10,03\text{m}$

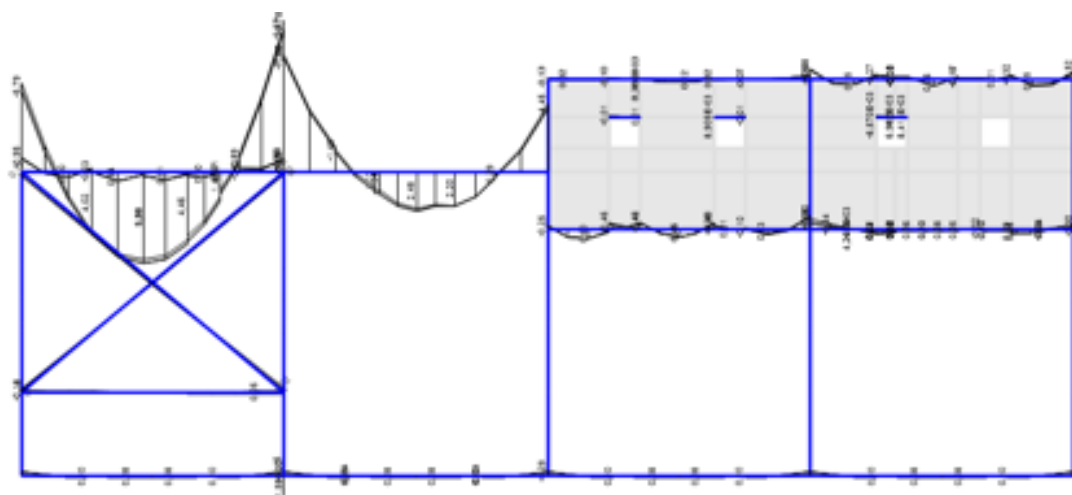


Figura 18. Diagrama de Momento Flector plano yz en $X=10,03\text{m}$

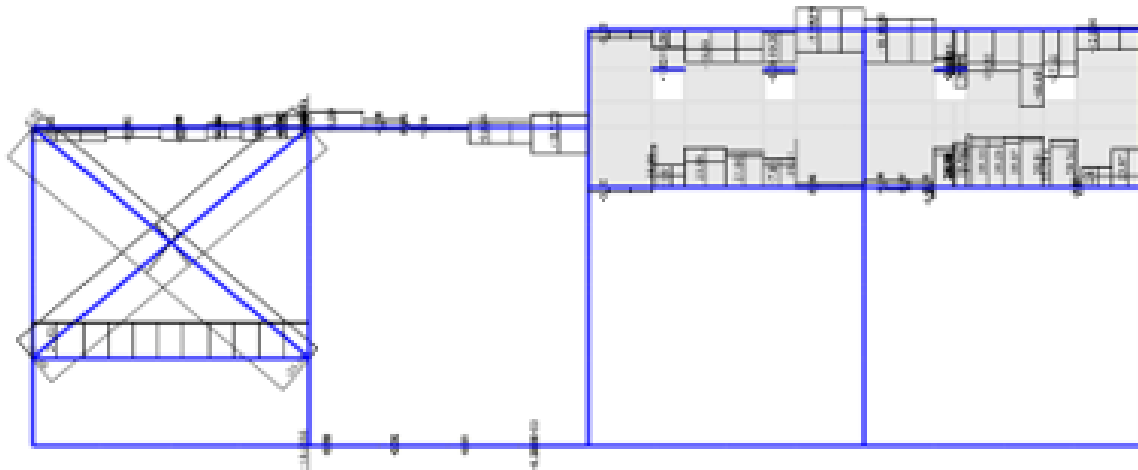


Figura 19. Diagrama de Esfuerzo Axial plano yz en X=10,03m



Figura 20. Identificación de elementos críticos plano yz en X=10,03m: *al Corte* — *A la Flexión* —

5. Verificación de muros y diagnóstico

Los muros se discretizaron considerando el material homogeneizado. Mediante la aplicación de la teoría de mezcla inversa (Quinteros et. al, 2012⁹) se obtuvieron los esfuerzos en cada uno de los materiales componentes: muro y mortero, y se compararon con los umbrales de resistencia de los componentes de la mampostería:

Bloque de Hormigón:

$$f_{11bloque H^o}^c = 6,865 \times 10^6 \text{ Pa}; f_{11bloque H^o}^t = 6,86 \times 10^5 \text{ Pa}; f_{12bloque H^o}^c = 3,43 \times 10^6 \text{ Pa} \quad (13)$$

Mortero:

$$f_{11mortero}^c = 4,9 \times 10^6 \text{ Pa}; f_{11bloque H^o}^t = 4,9 \times 10^5 \text{ Pa}; f_{12bloque H^o}^c = 2,45 \times 10^6 \text{ Pa} \quad (14)$$

Se consideraron tanto las combinaciones de estados de servicio como las de estados límites últimos con las acciones sísmicas derivadas del análisis modal espectral. Los muros que excedieron algunos de los umbrales se consideraron como críticos.

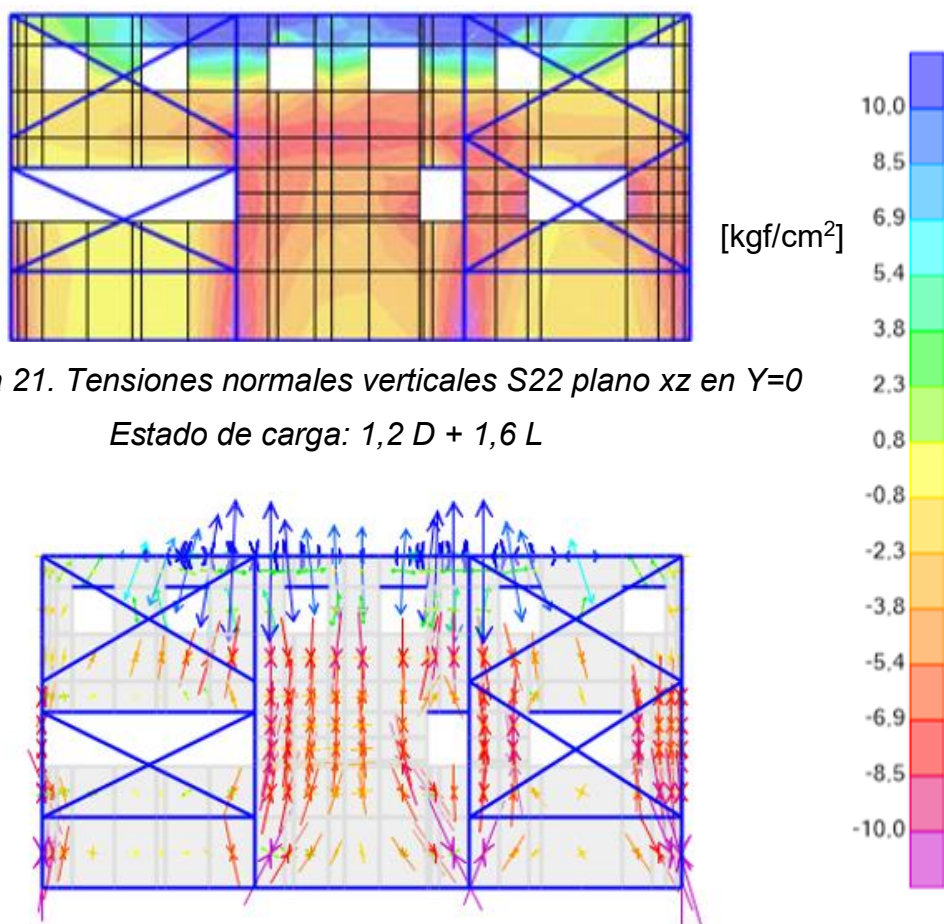


Figura 21. Tensiones normales verticales S22 plano xz en Y=0
Estado de carga: 1,2 D + 1,6 L

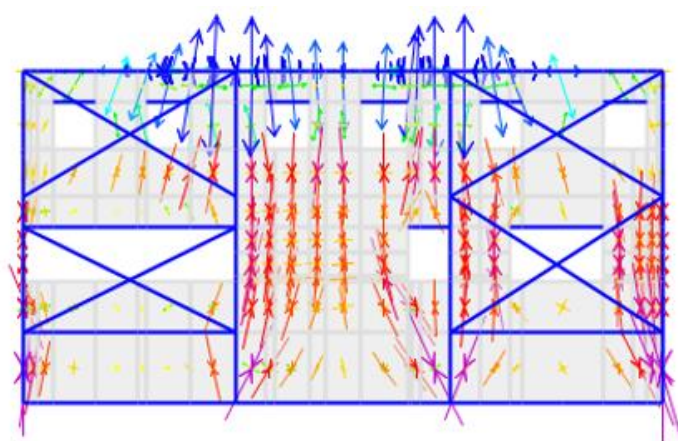


Figura 22. Dirección de tensiones principales plano xz en Y=0
Estado de carga: 1,2 D + 1,6 L



Figura 23. Muro del plano xz en Y=0

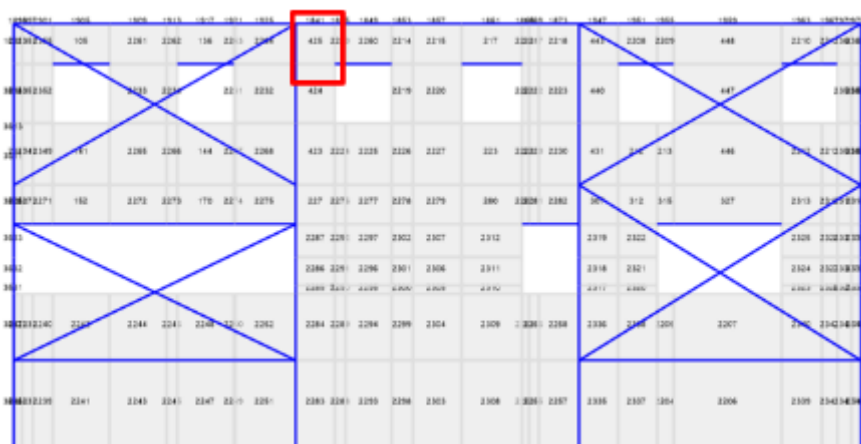


Figura 24. Elementos críticos, Estado $1,2D+E_y+f_1L$

Además, a fin de confirmar el diagnóstico se estableció una correlación entre el nivel de daño y el estado de fisuración referenciado en la Sección 2. En este trabajo, a modo ilustrativo, se presenta uno de los casos estudiados que corresponde al muro ubicado en el frente del edificio, identificado como plano xz en $Y=0$ m (Fig. 12). En la Figura 21 se presenta un gráfico de tensiones normales verticales S_{22} para el estado de carga $1,2 D + 1,6 L$. En la Figura 22 se presenta la dirección de las tensiones principales y en la Figura 23 se presenta una imagen del muro analizado. Se puede observar que en la parte superior se desarrollan tensiones de tracción cuya dirección se confirma en el diagrama de tensiones principales coincidente con el patrón de fisuración horizontal observado en obra. Posiblemente la causa sea una combinación de situaciones: por un lado, un posible descenso de apoyo producido por disminución de la capacidad del suelo por filtraciones en la zona de desagües pluviales (Fig. 23) y por otro, la interacción entre la construcción original y la estructura con refuerzos incorporada posteriormente. En la Figura 24 se muestran los elementos de mampostería que resultaron críticos considerando un estado de carga $1,2 D + E_y + f_1 L$.

En función de las patologías observadas y relevadas en este trabajo, se puede concluir que las mismas obedecen fundamentalmente a una interacción entre estructuras construidas en diferentes épocas, posibles descensos de apoyos producidos por disminución de la capacidad del suelo por filtraciones en la zona de desagües, oxidación de armaduras por humedad, cambio de destino de los distintos espacios de trabajo, concentración de tensiones en nudos de vinculación de las cruces metálicas con la estructura de hormigón armado original y desprendimientos de revoques por problemas de humedad en cubiertas.

6. Conclusiones

En este trabajo se presentó la verificación estructural de un edificio educacional ubicado en una zona de elevado riesgo sísmico. La construcción original (1971-1973) y su posterior ampliación (1991-1992) fueron realizadas de acuerdo a los lineamientos y exigencias del Código de Edificación y Normas de cálculo estructural vigentes en ese período.

El estudio de la documentación existente y el relevamiento detallado permitió determinar que existen inconsistencias entre los planos y lo ejecutado en obra. Además, el relevamiento geométrico y fotográfico, el escaneo de armaduras, los cateos y esclerometría, permitieron, previa confeccionar planos de relevamiento estructural conteniendo la distribución real de armaduras, dimensiones y topologías de los paquetes estructurales, obtener las propiedades mecánicas de los diferentes elementos estructurales.

A través de la modelación tridimensional de la estructura y utilizando un procedimiento modal espectral se obtuvieron los esfuerzos máximos resultantes para diferentes combinaciones de acciones. Esto permitió verificar los umbrales de tensión de los elementos críticos y evaluar el desempeño ante la acción de las combinaciones de carga más desfavorables propuestos por la reglamentación actual.

La estructura en su estado actual no se adecúa a las normas sismorresistentes vigentes, como ocurre con la mayoría de las estructuras construidas en esa época. Para poder adecuar este edificio a las actuales reglamentaciones, deberá realizarse un proyecto de refuerzo estructural, lo cual requiere un estudio posterior incluyendo un análisis de alternativas de intervención.

En función de las patologías observadas y su comparación con los resultados se concluye que obedecen a combinaciones de diferentes causas. A fin de disminuir el efecto de las mismas, se sugiere algunas soluciones: a) Materializar juntas entre la estructura original y la estructura de ampliación; b) Ejecutar un programa de mantenimiento que incluya controles de aislación hidrófuga de cubiertas y entepiso, desagües pluviales, pintura de estructuras metálicas periódicas, revoque de armaduras expuestas; c) Limitar las cargas concentradas excesivas debidas a pesos en entepiso por cambio de destino.

COLABORADORES

Se agradece la participación en la elaboración del trabajo a: Ing. Francisco García, Ing. Cristian Veliz, Técnico Laboratorio Oscar Recalde y Alumnos becarios: Luis Barrios, Emilio Gutiérrez, Luis Duarte, Lucas Paz, Tomás Rodríguez, José Humberto Valdiviezo, Agustina Yrahola, Néstor Ignacio Pato, Emilio Gutiérrez y Martín Bach.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Fundación CIMNE IBER por su apoyo para el desarrollo del presente trabajo.

REFERENCIAS

1. Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes INPRES-CIRSO 103 Parte I. Construcciones en General. Julio 2018.
2. Normas IRAM 1681. Método de ensayo para estimar la resistencia a la compresión del hormigón endurecido mediante el esclerómetro (martillo de rebote).
3. Informe Técnico. Ingeniería Zenta SRL. Ing. Francisco García, junio 2024.
4. Zienkiewicz, O. C., R. L. Taylor, and J. Z. Zhu. The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals. 7th ed. Oxford, UK: Butterworth-Heinemann, 2013.

5. SAP2000 Linear and Nonlinear static and Dinamic Analysis and Design of Tree-Dimensional Structures. Version 16, 2014. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA.
6. Castro Vidaurre Emmel. Informe Técnico Estudio de suelos, abril 2015.
7. Oller S. (2014). Numerical simulation of mechanical behavior of composite materials, ISBN: 978-3-319-04932-8, Springer International Publishing. Barcelona, Spain.
8. Reglamento CIRSOC 101 (2005). Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. INTI-CIRSOC.
9. Quinteros, R. D., Oller, S., y Nallim, L. G. (2012). Nonlinear homogenization techniques to solve masonry structures problems. Composite Structures, 94(2), 724–730.