

Relevamientos de la Estructura del Colegio Santa Teresita, obra de Don Bosco en la Ciudad de Concepción del Uruguay- Entre Ríos

Schierloh, M.I.^{1,a}, Souchetti, R.F.^{1,b} y Retamal, F.A.^{1,c}

¹Grupo de Investigación en Rehabilitación de Estructuras (G.I.R.E.) - Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Concepción del Uruguay - Ing. Pereira 676 - Concepción del Uruguay – Argentina

aschierlm@frcu.utn.edu.ar, ing.souchetti@gmail.com, facu.retamal@gmail.com

Palabras clave: Patologías en hormigón armado, evaluación estructural, durabilidad, corrosión de las armaduras.

RESUMEN

El presente trabajo, forma parte de una solicitud realizada por las autoridades del Colegio Santa Teresita, obra de Don Bosco de la Ciudad de Concepción del Uruguay, Entre Ríos, a la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la UTN, a fin de realizar un estudio técnico respecto de las condiciones del hormigón armado que constituye la estructura resistente de dicho establecimiento educativo.

El trabajo se realizó, a través de un proceso metodológico y científico-técnico, con el fin de efectuar una valoración eficaz de las patologías de la estructura de hormigón armado y una evaluación estructural de la misma, con el fin de clasificar las diferentes causas que provocaron los deterioros observados en la construcción auscultada.

El objetivo se centró en determinar el origen de las manifestaciones patológicas a través de una inspección y posterior evaluación estructural y patológica del estado de la estructura de hormigón armado, en clasificar el deterioro observado y en elaborar las recomendaciones a implementar para restituir la funcionalidad.

Los deterioros observados se debieron, fundamentalmente, a la humedad, lo que provocó procesos de corrosión de las armaduras sumado a ello la carbonatación del recubrimiento. El motivo que tornó críticos los efectos producidos por la carbonatación y el ingreso de humedad desde el exterior se halla directamente vinculado a la calidad inapropiada del hormigón del recubrimiento, a técnicas constructivas inadecuadas y en particular a un proyecto incorrecto (sub-dimensionamiento de las vigas T).

Respecto de los cursos de acción a implementar con vistas a la recuperación de elementos estructurales deteriorados, se realizaron una serie de recomendaciones a ejecutar en forma inminente, teniendo en cuenta el inexorable deterioro que esta situación provoca y en consecuencia la peligrosidad que reviste una posible falla estructural para la vida de las personas que lo habitan diariamente.

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo, consistió en realizar un estudio técnico respecto de las condiciones del hormigón armado que constituye la estructura resistente del edificio en

cuestión. El mismo se realizó, a través de un proceso metodológico y científico-técnico [1], con el fin de efectuar una valoración eficaz de las patologías de la estructura de hormigón armado y una evaluación estructural de la misma, con el fin de clasificar las diferentes causas que provocan los deterioros observados en la construcción auscultada.

El objetivo se centró en determinar el origen de las manifestaciones patológicas a través de una inspección y posterior evaluación del estado de la estructura de hormigón armado, en clasificar el deterioro observado y en elaborar las recomendaciones a implementar para restituir la funcionalidad.

Actualmente se reconoce la necesidad de mantener en excelente estado de conservación y en óptimo uso, las estructuras de sostenimiento de los edificios públicos y privados, debido a la peligrosidad que una falla estructural conlleva para la vida de las personas que lo habitan o lo usan diaria o esporádicamente.

Las causas de la degradación estructural tiene diferentes orígenes como son: diseños y cálculos estructurales no adecuados a la durabilidad esperada; falta de control de calidad durante la construcción; aumento de niveles de contaminación; falta de mantenimiento; imprevistos tales como accidentes, incendios, etc.

Pese al creciente deterioro y a la importancia del mantenimiento de estas estructuras, los presupuestos para mantenerlas, repararlas y/o rehabilitarlas no son, en muchos casos, los apropiados. Esto da como resultado, que las autoridades responsables de tales edificios, como en el caso de este Colegio, solo puedan atender a una selección de problemas detectados y no a su generalidad.

Un uso eficiente de los recursos requiere de estudios previos tales como inspección, evaluación de daños estructurales y aptitud, en base a los cuales se han de desarrollar proyectos de rehabilitación integrales. Este estudio consistió en un análisis del estado actual de la estructura, incluyendo ensayos en el hormigón y el acero.

2. PROCEDIMIENTOS DE EVALUACION

Para la evaluación de la estructura, se plantearon tres etapas bien definidas a saber: Inspección Preliminar; Inspección detallada y Evaluación estructural; Diagnóstico y Propuestas de solución.

2.1. Inspección preliminar

2.1.1. Revisión de antecedentes

En función del programa de trabajos previstos inicialmente se mantuvieron varias reuniones con el Ing. Del Campo. Quien con anterioridad realizó una inspección de la estructura y una verificación del cálculo de la misma, determinando un grave problema de sub-dimensionamiento de las vigas "T" superiores. Además proporcionó valiosa información a los efectos de la realización de este informe, tales como: planos originales de la estructura, planillas de cálculo y un relevamiento personal que realizó sobre la losa superior de la estructura, clasificando materiales constituyentes de la misma.

El edificio tiene una edad de 33 años. Su estructura resistente está construida en forma tradicional de hormigón armado in-situ, compuesta por planta baja y dos pisos, con 33 bases cuadrada o rectangulares troncocónicas aisladas, e igual cantidad de columnas por piso. Las losas suman un total de 19 por piso, exceptuando el segundo piso, donde existen solo cuatro losas que actúan como techos de las habitaciones superiores.

2.1.2. Inspección Visual

Se realizó una inspección visual de la estructura en su planta baja, primero, segundo piso y azotea, detectándose diversas patologías en el segundo piso y terraza, que a continuación se enumeran:

- Presencia de humedad y eflorescencias, lixiviación en todas las losas que tienen contacto con el agua de lluvia.

- Fisuración en columnas en correspondencia con la armadura principal y en vigas según la dirección de la armadura principal. Este tipo de fisuración se presenta con distintos grados de intensidad, desde fisuras incipientes apenas perceptibles a simple vista hasta fisuras bien marcadas y profundas.

- Fisuras de corte y de flexión en las tres vigas "T".

- Delaminación y pérdida del hormigón de recubrimiento en losas y columnas.

- Armadura expuesta y afectada. Se apreciaron distintos grados de avance del deterioro, a saber, corrosión incipiente, corrosión generalizada y reducción de área de la sección transversal de las barras de acero en losas y columnas.

Las fisuras en la losa de la terraza provocaron serios problemas de habitabilidad en las aulas superiores debido al permanente goteo de agua luego de producirse una lluvia. Este fenómeno persiste varios días seguidos debido, fundamentalmente, a que la losa superior está compuesta por un contra piso de carbonilla y cascara de arroz, que actúa generalmente como reservorio de agua de lluvia. Sin capa impermeable superior, ya que la misma es un solado de ladrillos comunes.

Se observan graves problemas de humedad en las paredes del segundo piso, producto del ascenso de agua desde la losa superior, lo que provoca una persistente humedad en las paredes internas y externas.



Figura 1: Lixiviación en losas sobre 1^{er} piso (izq.) y Corrosión y delaminación en losas sobre 2^{do} piso (der.).



Figura 2: Detalle contrapiso losa terraza (izq.) y Columna 2^{do} piso con corrosión y desprendimiento de hormigón (der.).



Figura 3: Fisura de corte en viga "T" (izq.). Terraza y vigas "T" (der.).

3. INSPECCION DETALLADA

La Inspección detallada, se realizó sobre los elementos estructurales afectados, descartándose por este motivo, todos los elementos estructurales de planta baja y las columnas del primer piso.

3.1. Losas sobre primer piso.

3.1.1. Sistema constructivo

Las losas son de hormigón armado in-situ, con una altura promedio de 13 cm. La cara inferior de la losa queda a la vista, sirviendo como cielorraso de las aulas y oficinas del piso.



Figura 4: Vista del patio central del 1er piso (izq.) y Vista de la losa en el pasillo principal (der.).

3.1.2. Fisuración

Las losas presentan múltiples problemas de Fisuración que favorece los procesos de lixiviación, visibles en la cara inferior.

3.1.3. Fallas constructivas

No se observan problemas de falta de recubrimiento, oquedades, etc.

3.1.4. Corrosión

No se hizo ningún estudio de corrosión en las losas sobre el primer piso.

3.1.5. Lixiviación:

Se observan problemas de lixiviación, disolución o hidrólisis de la cal libre hidratada hidróxido de calcio en la superficie del hormigón, en todas las losas expuestas al agua de lluvia (terraza).

Este proceso está ausente, en las losas que han sido protegidas por un techo de chapa de zinc, construido en el año 2012 (losas 36, 37 y 38) y en las losas protegidas por el segundo piso (19, 42,43 y 44).

3.2. Losas sobre segundo piso

3.2.1. Sistema constructivo

Las losas son de hormigón armado in-situ, con una altura promedio de 13 cm.



Figura 5: Vista de la losa sobre 2do piso, vista desde la terraza.

La cara inferior de la losa queda a la vista, sirviendo como cielorraso de los dormitorios y ambientes anexos.

3.2.2 Fisuración

Las losas presentan múltiples problemas de fisuración, lo que favorece los procesos de lixiviación, visibles en la cara inferior y la consecuente afectación de sus armaduras.

3.2.3. Fallas constructivas

Se observan problemas de falta de recubrimiento, lo que provoca el fácil desprendimiento del hormigón, en lugares con corrosión de armaduras.

3.2.4. Corrosión

Se midieron velocidad y potenciales de corrosión con el GECOR 6 en la losa 43, dando los siguientes resultados:

Velocidad de corrosión: $0,339 \mu A/cm^2$.

Potencial de corrosión: $-148,2 mV$.

Resistividad eléctrica: $0,73 K \Omega$



Figura 6: Medición de corrosión con GECOR 6 (izq.) y Medición con GECOR 6 en losa sobre 2^{do} piso (der.).



Figura 7: Losa del 2do piso con corrosión de sus armaduras, desprendimientos de hormigón dejando a la vista el poco recubrimiento dado a las armaduras.

En estos casos, la armadura se vio muy afectada por corrosión del tipo generalizada, los valores registrados de I_{corr} en las estructuras de hormigón carbonatadas raramente exceden los $0,5 \mu A/cm^2$, valores bajos a pesar de los claros signos de deterioro de la estructura, esto puede deberse a la excesiva humedad, por tanto los poros se saturan lo cual se traduce en una velocidad de corrosión baja debido a la falta de oxígeno.

Los criterios de valoración adoptados para la velocidad de corrosión, son los informados en el Manual DURAR (Cytel 1998) [2], para corrosión generalizada y medidos a pie de obra:

Corrosión [$\mu A/cm^2$]:	< 0,1	Despreciable
	0,1 - 0,5	Moderado
	0,5 - 1	Elevada
	>1	Muy elevada

Criterio adoptado para Potenciales [mV]: >-200 , riesgo de corrosión bajo, acero en estado pasivo

ASTM C876 -87

-200 a -300, riesgo de corrosión moderado, transición activo-pasivo.

<-300, riesgo de corrosión Alto, corrosión activa.

3.2.5. Lixiviación

Se observan problemas de lixiviación en todas las losas sobre el segundo piso, a pesar de que las mismas se encuentran techadas con chapa de zinc trapezoidal.

Esto se debe, a que el techo de zinc posee múltiples lugares donde se filtra el agua de lluvia debido al mal estado del mismo y a la permeabilidad de las paredes laterales, compuestas de bloques artísticos, rellenos con material sin aislación para la humedad.



Figura 8: Lixiviación y filtraciones de agua de lluvia (izq.) y Filtraciones de agua en losa sobre 2do piso (der.).

3.2.6. Carbonatación

La profundidad de carbonatación fue evaluada en ventanas abiertas para tal fin. La técnica utilizada fue la de teñido de la superficie del hormigón con una solución indicadora ácido-base al 1% de fenolftaleína en alcohol. En estas losas se obtuvo una profundidad del frente de carbonatación en promedio de 9,8 mm. Para lo cual se tiene una constante de carbonatación de 1,7 mm/años^{0.5}. Los valores de la constante de carbonatación, representan la velocidad de penetración del dióxido de carbono e incluye variables propias del hormigón y del medio en contacto con el hormigón.

3.3. Vigas “T”

3.3.1. Sistema constructivo

Las tres vigas “T”, son de hormigón armado in-situ, con una altura promedio de 1,40 m, un espesor del nervio de 0,25 m y una altura del ala de 0,18m.



Figura 9: Vista de viga “T” central desde el patio central (izq.) y Vista de viga “T” desde la terraza (der.).

Se usó un detector de metales para determinar la armadura en su interior. La detección determinó dos capas de acero, siendo la capa inferior compuesta por tres barras de acero.

Esto nos indicó que están armadas con 5 hierros del 25 mm de diámetro según lo que consta en planos.

3.3.2. Fisuración

Las tres vigas, presentaron múltiples problemas de fisuración, tanto de corte como de flexión.

Las fisuras de corte van desde un espesor de 0,4 mm hasta los 0,45 mm de espesor, con longitudes promedio de 900 mm.

Las fisuras de flexión, van desde un espesor de 0.06 mm hasta 0,1 mm de espesor, con longitudes promedio de 750 mm.

3.3.3. Fallas constructivas

Se observan problemas de falta de recubrimiento en los estribos, varios de los cuales se encuentran a la vista.

3.3.4. Corrosión

Se realizaron varios ensayos en las vigas usando el GECOR 6, dando los siguientes resultados:

- Valores mínimos de corrosión:
Velocidad de corrosión: 0,013 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.
Potencial de corrosión: 73,7 mV.
Resistividad eléctrica: 149,84 K Ω
- Valores máximos de corrosión:
Velocidad de corrosión: 0,23 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.
Potencial de corrosión: 160,6 mV.
Resistividad eléctrica: 25,26 K Ω .



Figura 10: Medición de corrosión con GECOR 6 (izq.) y Medición de corrosión con GECOR 6 (der.)

3.3.5. Esclerometría

Los ensayos de esclerometría realizados en las tres vigas "T" dieron valores mínimos del índice de rebote de 36,9 hasta un máximo de 52,9.

3.3.6. Carbonatación

Se realizaron ensayos de carbonatación usando fenolftaleína, obteniéndose una profundidad del frente de carbonatación mínima de 13 mm y una máxima de 18 mm, similares a las del recubrimiento de las armaduras. Dando valores para la constante de carbonatación de 2,26mm/año^{0,5} y 3,13 mm/año^{0,5} respectivamente.



Figura 11: Ensayo y medición de carbonatación con fenolftaleína

3.4. Columnas del segundo piso

3.4.1. Sistema constructivo

Las columnas, son de hormigón armado in-situ, de sección cuadrada o rectangular.

3.4.2. Fallas constructivas

No se observaron problemas constructivos.

3.4.3. Corrosión

Se realizaron varios ensayos en la columna 34, dando los siguientes resultados:



Figura 12: Medición con GECOR 6.

-Velocidad de corrosión: $0,057 \mu A / cm^2$.

-Potencial de corrosión: $-114,2 mV$.

-Resistividad eléctrica: $7,87 K \Omega$

La corrosión, ha provocado el desprendimiento del hormigón de recubrimiento de las armaduras principales.

3.4.4. Esclerometría

Los ensayos de esclerometría realizados en la columna 10, dieron valores promedio del índice de 40,8.

3.4.5. Carbonatación

Se realizaron ensayos de carbonatación usando fenolftaleína, dando una profundidad promedio de 18 mm, siendo el recubrimiento del hierro principal de 20 mm. Con valores para la constante de carbonatación de $3,13mm/año^{0,5}$.



Figura 13: Aplicación de fenolftaleína en columna 2do piso (izq.) y Medición de carbonatación (der.).

4. EVALUACION ESTRUCTURAL

El análisis de cargas se realizó de acuerdo al Reglamento CIRSOC 101/2005 [3].

4.1. Cargas permanentes (D)

El peso propio de los elementos componentes de la estructura de hormigón armado es considerado por el modelo de cálculo (25 kN/m³).

4.1.1. Sobre losas en cubiertas de techos

La configuración y los materiales de la cubierta en azotea se muestran en la Figura N°14:

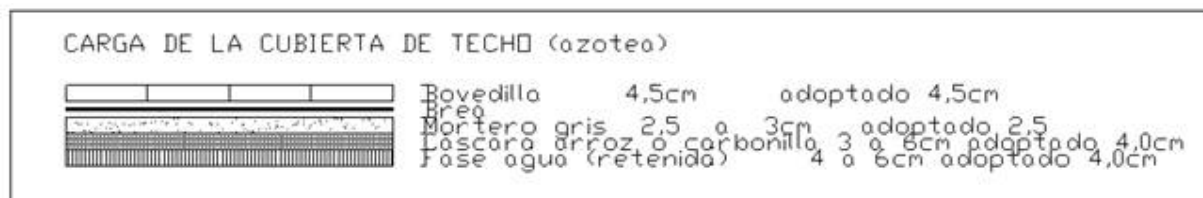


Figura 14: Configuración original de cubierta.

A partir de ello, se calculó la Carga Permanente total (D): **1,6 kN/m²**

4.1.2. Sobre losas interiores.

Contrapiso y piso: **1,45 kN/m²**

4.1.3. Sobre vigas de Planta Baja.

Mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común, e = 0,20m: 12,75 kN/m

4.1.4. Sobre vigas de Planta Alta y Segundo Piso

Mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común de e: 0,20m: 11,9 kN/m

4.1.5. Sobre vigas exteriores de borde.

Carga de techos, materializada con mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común de e: 0,20m : 1,7 kN/m

4.1.6. Sobre vigas que reciben la lucarna

Mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común de e: 0,20m): 4,35 kN/m y Chapa de plástico reforzado, sobre enlistonado, incluido éste e 1,5mm): 0,1875 kN/m

TOTAL = 4,55 kN/m

4.2. Cargas de servicio (L).

4.2.1. Sobre losas interiores y de cubiertas.

- Azoteas donde pueden congregarse personas = 5 kN/m²
- Azoteas inaccesibles = 1 kN/m²
- Balcones = 5 kN/m²
- Escuelas - aulas = 3 kN/m²
- Escuelas – corredores en pisos superiores a PB = 4 kN/m²

4.3. Consideración del techado futuro

Se respeta la geometría de la parte ya techada.

4.3.1. Vigas perpendiculares a las "T"

4.3.1.2. Sobre vigas exteriores

(D) Cubierta de chapa zinc sobre entablonado, incluido este $e = 0,7\text{m}$: $0,875\text{ kN/m}$
Carga de techos, materializada con mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común $e = 0,20\text{m}$: $1,7\text{ kN/m}$
TOTAL = $2,575\text{ kN/m}$
(L) Sobrecarga de Uso de azotea inaccesible: $3,5\text{ kN/m}$

4.3.1.3. Sobre vigas intermedias

(D) Cubierta de chapa zinc de sobre entablonado, incluido este $e = 0,7\text{mm}$: $1,5\text{ kN/m}$
Carga de mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común $e = 0,20\text{m}$: $5,1\text{ kN/m}$
TOTAL = $6,6\text{ kN/m}$
(L) Sobrecarga de Uso de azotea inaccesible: 6 kN/m

4.3.1.4. Sobre vigas interiores

(D) Cubierta de chapa zinc de sobre entablonado, incluido este de $e = 0,7\text{mm}$: $0,5\text{ kN/m}$
Carga de mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común $e = 0,20\text{m}$: $8,5\text{ kN/m}$
Chapa de plástico reforzado, sobre enlistonado, incluido éste $e = 1,5\text{mm}$: $0,1875\text{ kN/m}$
TOTAL = $9,2\text{ kN/m}$
(L) Sobrecarga de Uso de azotea inaccesible: $0,5\text{ kN/m}$

4.3.2. Vigas paralelas a las “T”

4.3.2.1. Sobre vigas Sur y Norte

(D) Carga de mampostería completa de ladrillo macizo cerámico común de $e = 0,20\text{m}$: $3,4\text{ kN/m}$.

4.4. Análisis Estructural

Se generaron dos modelos estructurales. El primero con la configuración constructiva original de la cubierta, detallada anteriormente en la figura N°15 y considerando la posibilidad de congregación de personas sobre la misma. El segundo, con una nueva cubierta de chapa, a fin de lograr una correcta impermeabilización de techos, materializada sobre la cubierta original.

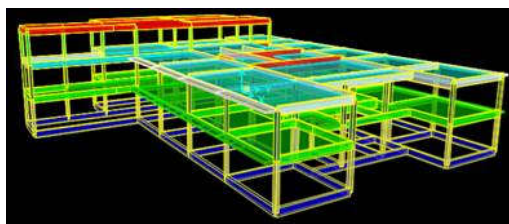


Figura 15: Modelo estructural utilizado para el análisis.

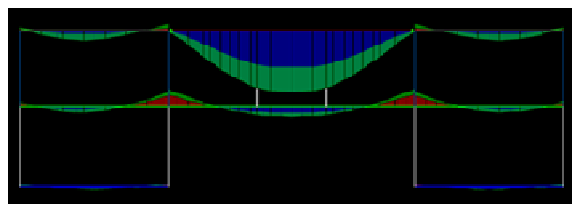


Figura 16: Modelo estructural utilizado para el análisis.

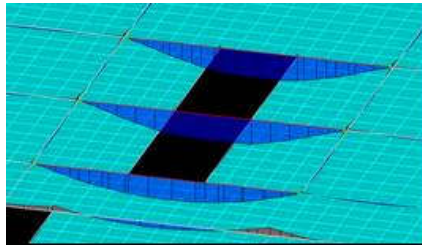


Figura17: Diagramas de esfuerzos flectores para una combinación de cargas mayoradas.

A modo ilustrativo, en la imagen N° 17 se observan los diagramas de esfuerzos flectores para las tres vigas en estudio, para una combinación dada de cargas mayoradas (ELU).

Analizando y comparando estos dos modelos se determinaron los esfuerzos en cada una de las vigas.

Del análisis estructural se obtuvieron los esfuerzos con los que se verificaron las vigas, a saber:

$$M_u = 1.640 \text{ kNm} \quad N_u = -28 \text{ kN} \quad V_u = -495 \text{ kN}$$

Tabla N° 1.- Esfuerzos mayores en cada viga para las dos configuraciones de cubierta del edificio.

Modelo	Cub. original						Cub. chapa					
	Sur		Central		Norte		Sur		Central		Norte	
Viga "T"	Total	Según U	Total	Según U	Total	Según U	Total	Según U	Total	Según U	Total	Según U
Mu [kNm]	1200	1330	1460	1575	1510	1640	1140	1180	1300	1350	1110	1160
Nu [kN]	-4	-5	-15	-30	-14	-28	1	-2	-23	-24	-18	-19
Meu [kNm]	1203	1333	1470	1594	1519	1658	1139	1181	1315	1365	1122	1172
Vu [kN]	-400	-420	-460	490	-465	-495	-350	-350	-395	-410	-340	-355

4.5. Verificación Estructural

4.5.1. Vigas "T"

Se realizó la verificación de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201/2005. En primer lugar, se verificó una de las vigas "T":

Los materiales se adoptaron: hormigón estructural H-20, por no contarse con datos reales, y acero ADN 420, con un recubrimiento de 60 mm para considerar la posibilidad de que cubrir con dos capas la armadura de flexión.

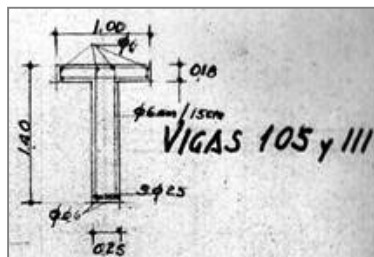


Figura 18: Sección de la viga "T" a verificar.

Se utilizó la nomenclatura brindada por el Reglamento CIRSOC 201/2005, que se referencia, a continuación, en la Fig. N° 19.

Para vigas T aisladas, debe cumplir, las siguientes relaciones geométricas:

$$h_f \geq \frac{1}{2} b_w \Rightarrow 0,18m \geq 0,125m \quad \checkmark$$

$$b \leq 4b_w \Rightarrow 1m = 4 \times 0,25m \quad \checkmark$$

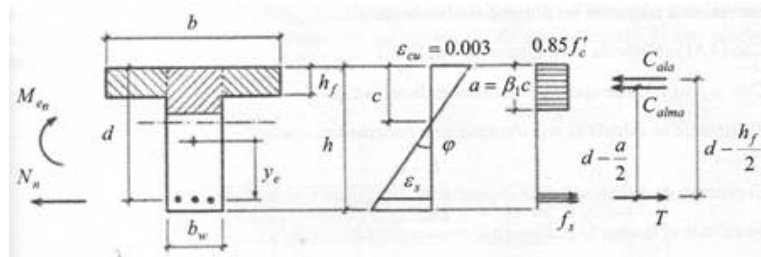


Figura 19: Nomenclatura a utilizar en la verificación a flexión (según CRISOC 201/2005).

Se evaluó, primeramente, la Viga "T" a Flexión como rectangular de ancho $b=1,00m$, obteniéndose los siguientes resultados:

$$k_d = 0,985 \rightarrow k_e = 24,776$$

$$A_s = k_e \frac{M_{en}}{d} = 34,21 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ d}_3 25$$

Que indicaron debería reforzarse la viga a flexión.

Luego se verificó al corte, para lo cual se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$

Donde V_u es el esfuerzo de corte producido por las cargas externas mayoradas, $\phi = 0,75$, es el factor de reducción de la resistencia, y V_n , la resistencia nominal, calculada como:

$V_n = V_c + V_s$ En la que V_c es la resistencia nominal aportada por el hormigón y V_s , la proporcionada por la armadura.

Del análisis estructural comentado anteriormente, resulta:

$$V_u = -495 \text{ kN}$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} \rightarrow V_n = 660 \text{ kN}$$

Debe cumplirse:

$$\tau_n = \frac{V_u}{b_w d} = 1,97 \text{ MPa} < \tau_{lim} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} = 3,73 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

La contribución del hormigón se calculó con la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0,25 \text{ MN} \rightarrow V_c = 250 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c \rightarrow V_s = 410 \text{ kN}$$

Para evitar la falla de la biela comprimida se debe cumplir

$$V_s = 410 \text{ kN} < \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = 0,99 \text{ MN} = 990 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Estribos: d_b 6 c/ 15cm, 2 ramas, entonces:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \rightarrow V_{s \text{ ast}} = \frac{A_v f_y d}{s} \rightarrow V_{s \text{ ast}} = \frac{2 \times 0,20 \times 10^{-4} \times 420 \times 1,34}{0,15} \times 10^3$$

$$\rightarrow V_{s \text{ ast}} = 210 \text{ kN}$$

Por lo tanto, las barras dobladas deberían poder absorber un esfuerzo cortante de

200kN.

La viga contaba con tres barras de diámetro $d_b = 25\text{mm}$, y una separación entre las mismas de 0,50m, según consta en el plano. Por ello, se supuso para esta verificación, más allá de la ubicación real de las mismas en obra, que cada una cubre un área del diagrama de corte de ancho igual a 1m.

$$\sum A_v = \frac{V_{bd}}{f_y \sqrt{2} d} \rightarrow \sum A_v = \frac{V_{bd} \times 1 \text{ m}}{f_y \sqrt{2} d} \rightarrow V_{bd} = \frac{\sum A_v f_y \sqrt{2} d}{1 \text{ m}} \rightarrow V_{bd} = 0,39 \text{ MN}$$
$$\rightarrow V_{bd} = 390 \text{ kN}$$

Según los cálculos, la viga debería resistir los esfuerzos cortantes a esperar durante su vida útil, sin embargo, debido a los vicios constructivos detectados en la inspección, se recomendó reforzar las mismas a corte. Ya que, según los resultados del cálculo no se puede asegurar que, durante la construcción, se hallan respetado las indicaciones de los calculistas.

4.5.2. Tensores

La verificación se realizó de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201/2005. Estos elementos estaban materializados con hierros de 25mm de diámetro, sin recubrimiento de hormigón, por ello, se utilizó para su verificación el Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios – CIRSOC 301/05.

4.5.2.1. Tensores extremos

$$P_u \leq \phi A_s f_y \Rightarrow \frac{P_u}{\phi f_y} \leq A_s \Rightarrow \frac{66 \text{ kN}}{0,9 \times 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \leq A_s \Rightarrow 1,72 \text{ cm}^2 \leq A_s$$

1 d_b 25 ✓

4.5.2.2. Tensores centrales

$$P_u \leq \phi A_s f_y \Rightarrow \frac{P_u}{\phi f_y} \leq A_s \Rightarrow \frac{110 \text{ kN}}{0,9 \times 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \leq A_s \Rightarrow 2,90 \text{ cm}^2 \leq A_s$$

2 d_b 25 ✓

De acuerdo a los resultados obtenidos, no se consideró necesario reforzar los tensores, sin embargo se recomendó tomar medidas para prevenir su deterioro.

4.5.3. Columnas

Más allá de su verificación, las columnas son, en toda estructura convencional de hormigón armado, el elemento más comprometido. Una falla en estos elementos, afectará a losas y vigas, generalmente y dependiendo de su ubicación.

En el caso del colegio en estudio, la falla de las columnas en que apoyan las vigas "T" supondría, casi con seguridad, el colapso total de la estructura. Por lo que no debe subestimarse su importancia.

Los esfuerzos que deben ser capaces de soportar, cada una, luego de reforzadas son:

En su tramo de Planta Alta:

$$N_u = -1.185 \text{ kN}$$

$$M_u = 45 \text{ kNm}$$

En su tramo de Planta Baja:

$$N_u = -2.050 \text{ kN}$$

$$M_u = 35 \text{ kNm}$$

5. DIAGNOSTICO

Las Inspecciones y la evaluación estructural realizada, indicaron el siguiente grado de deterioro en los elementos auscultados a saber:

- 1- El edificio en planta baja, se observó en buen estado de conservación, careciendo en general de patologías que pudieran poner en riesgo la estabilidad de la misma en un todo o en parte.
- 2- La estructura del primer piso, tiene inconvenientes en toda la superficie de la losa que constituye la azotea en el segundo piso. Esta losa posee múltiples fisuras, lo que permite el pasaje del agua de lluvia desde la terraza por su interior, provocando lixiviación en gran parte de la misma. Situación está que, con el tiempo, irá interesando a las armaduras y dando paso a la afectación de otros elementos de la estructura.
En el sector donde se colocó techo de zinc, esta situación se pudo observar mitigada en gran parte, lo que indica que la solución fue acertada para controlar esta patología.
Las filtraciones de agua, provocan además múltiples inconvenientes en las habitaciones y aulas superiores, las cuales poseen innumerables “tachos y baldes” para contenerla.
- 3- En la losa sobre el segundo piso, se observaron las mismas patologías que en la losa del primer piso, agravado por el proceso de corrosión que es evidente en las armaduras generando desprendimiento del hormigón de recubrimiento, dejando las barras de acero descubiertas. Así mismo, se pudo verificar la falta de recubrimiento mínimo de las armaduras.
Los niveles de corrosión medidos con el GECOR 6, indicaron corrosión del tipo generalizada y con intensidad moderada, ubicándose en el rango entre 0,1 y 0,5 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$,
- 4- Con la evaluación estructural, se detectó un sub-dimensionamiento de las tres vigas “doble T” que se encuentran en la azotea y que sostienen parte de la losa de la azotea y parte de la losa del primer piso.
La estructura fue calculada e inicialmente incluía un piso más, que luego, al no concretarse su ejecución, las tres vigas fueron recalculadas, sub-dimensionando las mismas.
Este defecto, ha provocado múltiples fisuras de corte y flexión, las cuales deberán ser controladas para evitar la posibilidad de colapso, lo que pondría en riesgo no solo parte de la estructura del colegio sino también la vida de los alumnos y personal de la casa de estudios.
- 5- Las fisuras observadas en las vigas “T” exceden, en algunos casos, el límite permitido de 0,4 mm. Valor aconsejado para evitar inconvenientes en la propagación de la corrosión de las armaduras.
- 6- El 40% de las columnas del segundo piso, están afectadas por niveles de corrosión en las armaduras y desprendimiento del recubrimiento, aunque se midieron valores menores a 0,1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. El límite entre corrosión activa y pasiva se sitúa entre 0,1-0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, que en corrosión generalizada se aplica cuando el proceso da lugar a herrumbre.
- 7- Para un espesor de recubrimiento promedio de 20mm, medido in situ en vigas y columnas, y una vida útil de la estructura estimada en 50 años, el valor adecuado para las estructuras que componen el edificio, se debería especificar un hormigón con una constante de carbonatación menor o igual a 2,8 $\text{mm}/\text{año}^{0.5}$. Este valor resulta superado en las evaluaciones realizadas, se concluye que el hormigón presenta una baja resistencia a la carbonatación.
- 8- En cuanto a los valores determinados para losas y columnas del segundo piso, en estos elementos se midieron recubrimientos menores, lo que pondría en riesgo la protección de las armaduras, provocando la despasivación de las mismas.
- 9- Las resistencias superficiales en los diferentes elementos fueron uniformes, esto se pudo inferir comparativamente por los valores arrojados en el ensayo con esclerómetro.
- 10- Se verificaron problemas de humedad en las paredes del segundo piso.
Las paredes que dan al exterior, evidencian una falta de impermeabilización externa, lo cual se traduce en manchas de humedad en el interior de las habitaciones.
Las paredes interiores, tienen el problema de humedad a nivel vertical, produciendo manchas de humedad hasta alturas de casi de 1,5 metros. Este avance de la humedad

vertical, evidencia que las paredes absorben agua desde la losa del primer piso en la cual se apoyan.

Esta losa, tiene un sistema de contrapiso muy antiguo, realizado con cascara de arroz y carbonilla, lo cual la convirtió en un gran reservorio de agua de lluvia.

Esta situación, se agrava por el hecho de carecer, la azotea, de un sistema de impermeabilización superior, lo cual facilita el ingreso de agua de lluvia al contrapiso permeable de carbonilla, provocando absorción y ascenso de la humedad en las paredes interiores y el filtrado a través de las fisuras de la losa, provocando el fenómeno de lixiviación, con consecuencias directas sobre las armaduras, generando procesos corrosivos.

6. CONCLUSIONES

Los deterioros observados se deben, en general a la humedad, lo que provoca procesos de corrosión de las armaduras, sumado a ello el poco recubrimiento de las armaduras y este hormigón carbonatado. El motivo que tornó críticos los efectos producidos por la carbonatación y el ingreso de humedad desde el exterior se halla directamente vinculado a la calidad inapropiada del hormigón de recubrimiento, a técnicas constructivas inadecuadas y en particular a un proyecto incorrecto (sub-dimensionamiento de las vigas T). Por lo expuesto, la vida remanente en servicio dependerá de las tareas de reparación susceptibles de ser implementadas con el objeto de sobrellevar las patologías analizadas.

Por otra parte, si bien estas afectaciones dan lugar a procesos cuya causa no puede ser eliminada mediante técnicas económicamente accesibles, a través de una intervención adecuada es posible prolongar la vida útil de los elementos estructurales involucrados.

7. REFERENCIAS

- [1] Schierloh, M.I.; Sota, J.D.; Helene, P., "Aporte técnico al gerenciamiento de Puentes, en Ruta Provincial n° 39. Entre Ríos. Argentina", Congreso CINPAR 2014 (Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras), Santiago de Chile, 2014, 14 p.
- [2] Red temática XV.B "DURAR" (Durabilidad de la armadura). "Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado",- CYTED. 1998.Manual DURAR (Cyted 1998).
- [3] Reglamento CIRSOC 201. "Reglamento argentino de estructuras de hormigón. centro de investigación de los reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles", 2005, Argentina.