

PROPUESTA DE REFUERZO DE UN EDIFICIO PATRIMONIAL DEL MINISTERIO DE SALUD DE LA NACIÓN

Gea, S.¹, Toledo, M.¹, Nallim, L.^{1,2}, Demergassi, C.³

¹Facultad de Ingeniería, Instituto de Ingeniería Civil y Medio Ambiente de Salta (ICMASa),
Consejo de Investigación, Universidad Nacional de Salta.

²CONICET

³Dirección Nacional de Arquitectura, Regional Noroeste
Av. Bolivia 5150 - Salta, Argentina, tel (0387) 425 5380
e-mail: geas@unsa.edu.ar

RESUMEN

En este trabajo se presenta la propuesta de refuerzo estructural de un edificio del Ministerio de Salud de la Nación, realizado a partir del estudio y diagnóstico de las patologías que lo afectan. Su estructura está constituida por elementos de hormigón armado y mampostería de relleno, fue construido en la década de 1930 en la ciudad de Salta y es considerado de valor patrimonial por la comunidad.

El relevamiento de la estructura se realizó por medio de ensayos no destructivos. A partir de la evaluación de daños y del estudio de las características de fundación y del terreno se efectuó el diagnóstico correspondiente, reproduciendo por medio de un modelo numérico el desarrollo en el tiempo de la secuencia de aparición de patologías.

El proyecto de refuerzo conjuga las dos condicionantes más significativas y, en algunos casos contrapuestas, que surgen del hecho de que el edificio, situado en zona de elevada peligrosidad sísmica, deberá proveer adecuada seguridad para las personas que allí se desempeñan, y considerando a la vez la mínima intervención que corresponde a sus características patrimoniales.

1. INTRODUCCIÓN

Por el flagelo de la malaria o paludismo en la República Argentina se registraban, a principios de siglo XX, hasta 200.000 consultas anuales por esa patología, que se encontraba dispersa en un área de 350.000 km² sobre las provincias de Misiones, Corrientes, Chaco, Formosa, Salta, Tucumán y Jujuy, pequeñas áreas de Córdoba, San Luis y San Juan. Desde el año 1915 y especialmente desde la implementación del Programa de Erradicación, merced a la iniciativa del Dr. Carlos A. Alvarado quien entre los años 1932 y 1955 impulsó un programa de lucha contra varias enfermedades transmisibles, con particular énfasis en la malaria, primero desde la provincia de Jujuy y luego desde el ámbito nacional, se ha logrado sanear gran parte del área afectada, restringiendo las zonas de transmisión a los Departamentos de San Martín, Orán, Iruya y Santa Victoria (11.275 km²) - provincia de Salta- y al Departamento Ledesma (3.249 km²) en Jujuy, lo que representa el 4% del área palúdica total original. En la actualidad, el Servicio Nacional de Paludismo tiene

su sede en Salta en este predio y dependiendo de aquí sectores operativos en Tartagal y Orán (provincia de Salta), San Salvador de Jujuy, San Pedro y Ledesma (provincia de Jujuy), Tucumán, Santiago del Estero y Misiones.

Durante la segunda mitad del siglo XX y actualmente desde esta sede se ha realizado la lucha en el noreste y noroeste argentino contra el paludismo, fiebre amarilla, viruela, cólera y dengue con acciones coordinadas con los países limítrofes. En el pasado tenía internación con pocas camas en planta alta donde se realizaban tratamientos con quinina y el horno se utilizaba para cremaciones.

En 1923 el Dr. Luis Güemes de la ciudad de Salta dona al Estado Nacional en la Presidencia del Dr. Marcelo Torcuato de Alvear la manzana comprendida hoy por la Av. Paseo Güemes, calle Vicente López, Pasaje Zorrilla y calle Juramento en la ciudad de Salta, con una superficie de terreno de 9.979,24 m² para construir y establecer una Estación Sanitaria para asegurar la salud de la población en la provincia.

Recién en 1943 la Dirección Nacional de Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas de la Nación construye (Figuras 1 y 2) los siete bloques con un total de 1.951 m² cubiertos, con uso para:

1- Pabellón Principal:

- Delegación Sanitaria Federal.
- Servicio Nacional de Paludismo.
- Servicio Nacional de Chagas.
- Control de Vectores (antes Dirección Nacional de Emergencias Sanitarias).
- Sanidad de Fronteras.
- Coordinación NOA del Cólera.
- Reconocimiento Médico.

2- Casa del Director:

- A partir de 1987 se instala el Instituto Nacional de Investigaciones Nutricionales
- Actualmente en desuso por graves patologías edilicias.

3- Pabellón Centro Higiene Social:

- Reconocimiento Médico.
- Laboratorio de Paludismo.
- Actualmente en desuso por peligro estructural.

4- Pabellón para Animales para Experimentos:

- Depósitos Paludismo y Chagas

5- Pabellón Depósito:

- Deposito de Delegación y Paludismo.
- Horno en desuso.

6- Talleres automotor – Garage:

- Antes caballeriza.

7- Taller – Horno

- Servicio Nacional de Sanidad Animal – SENASA

8- Tanque de Reserva de 10.000 lts.

9- Tanque enterrado de querosene de 40.000 lts.

Los edificios presentan un diseño de estilo clásico y austero, típico de la edificación pública de esa época, con igual sistema constructivo en cada edificio. Los edificios 1 (Figuras 3 y 4) y 2 se resuelven en dos plantas y el resto en una.

La Dirección Nacional de Arquitectura realizó tareas de mantenimiento menor hasta 1988 con personal obrero propio. Posteriormente ha tenido escasa conservación edilicia habiéndose producido graves deterioros estructurales en varios pabellones.

Existen sectores con un nivel de fisuración tan elevado que fueron desalojados y clausurados por razones de seguridad en septiembre de 2006.

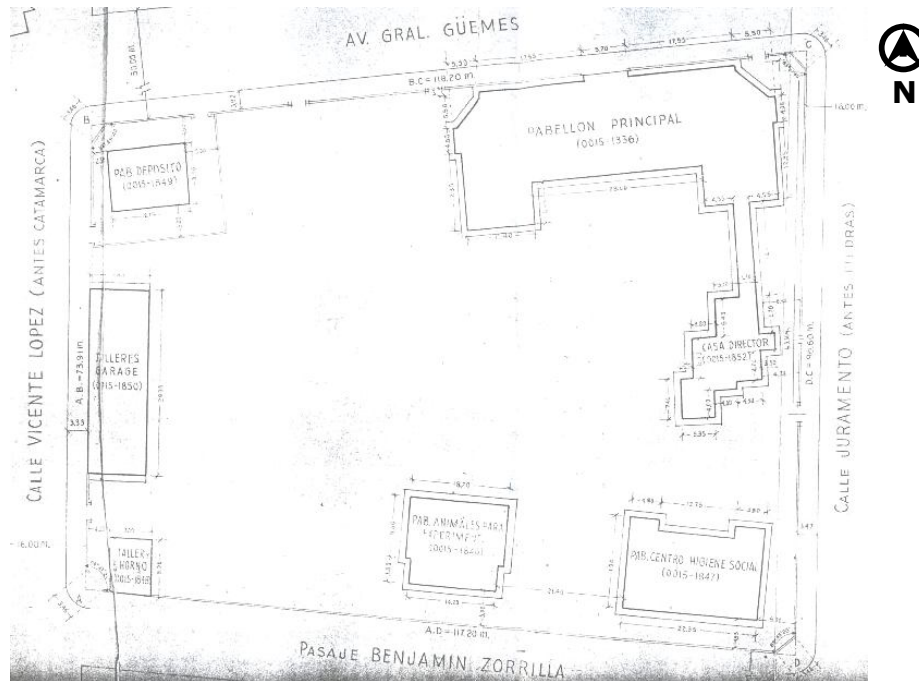


Figura 1. Planta de conjunto

Este predio es un hito en la ciudad de Salta, que merece su recuperación y puesta en valor como un patrimonio que debe seguir desarrollando importantes tareas de alcance regional, brindando a la comunidad los servicios para los cuales fue proyectado.

Con el propósito de evaluar los daños en el pabellón central, efectuar el diagnóstico de los mismos y proponer los refuerzos estructurales correspondientes, se convocó la participación de los profesionales y técnicos del I.C.M.A.Sa.

Es importante marcar que la obra se encuentra situada en zona de elevada peligrosidad sísmica, de acuerdo al Reglamento INPRES-CIRSOC 103 [1].



Figura 2: Fachada del pabellón principal.

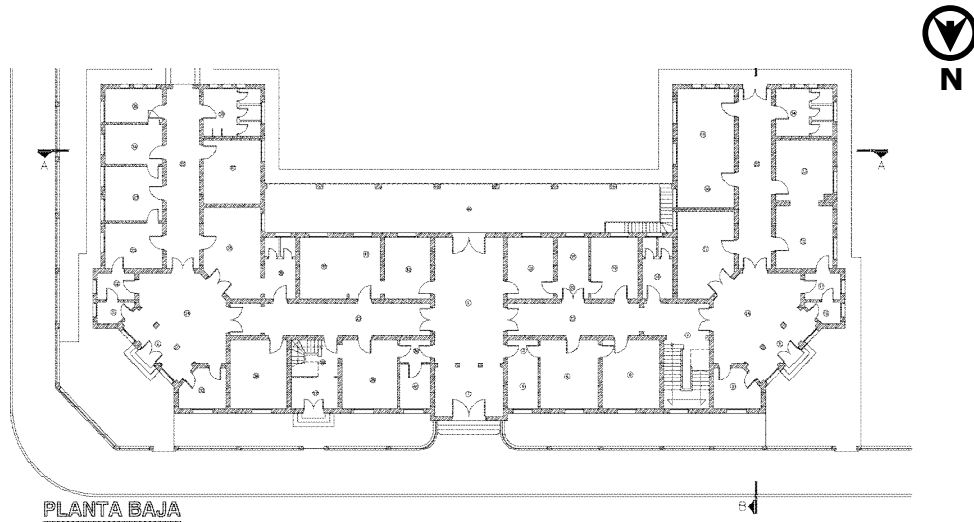


Figura 3: Planta baja pabellón principal.

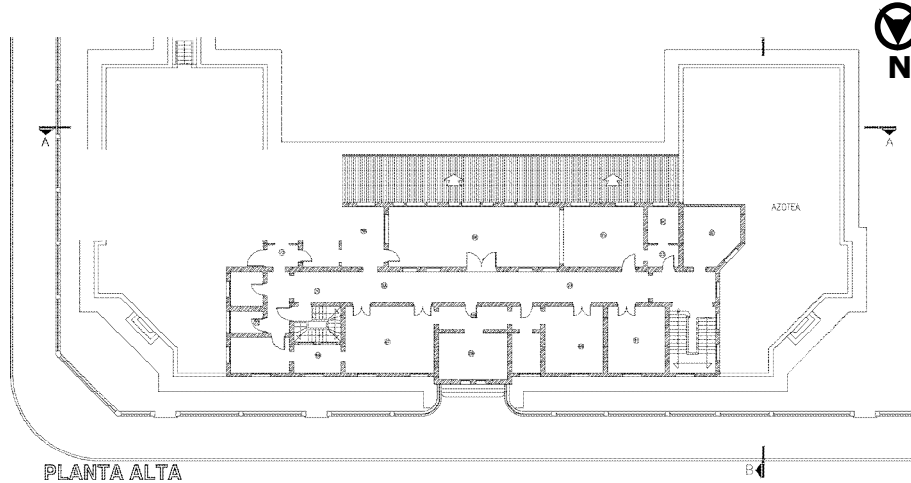


Figura 4: Primer piso pabellón principal

2. ESTUDIOS Y TAREAS REALIZADOS PARA EL DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN PRINCIPAL

Fueron confeccionados los planos de relevamiento arquitectónico de los edificios y el estudio de las características mecánicas del terreno.

Simultáneamente se realizó el relevamiento de tipologías de materiales y ubicación de elementos resistentes: cimientos bajo muros y bajo columnas, mampostería y estructura de hormigón armado, acero y madera.

Se volcó en planos los patrones de fisuración y otras patologías (humedad, hundimientos, deformaciones, entre otros)

Se ensayó en laboratorio a compresión muestras de las unidades de mampostería (ladrillos macizos) y a tracción por compresión diametral testigos de mampostería.

La calidad del hormigón de las columnas fue evaluado mediante esclerometría, presentando una gran dispersión en las resistencias obtenidas. El acero empleado en el hormigón está constituido por barras lisas de acero dulce.

A fin de analizar el comportamiento de la estructura bajo cargas permanentes y sobrecargas de servicio y evaluar las características dinámicas de la misma, se procedió a realizar una modelación numérico computacional con los datos obtenidos en las auscultaciones realizadas.

El análisis se llevó a cabo utilizando el programa SAP 2000 versión 10.1 de cálculo estructural basado en el método de elementos finitos [2].

Se efectuó además la evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica estructural del edificio, por medio de los métodos japonés [3] y de Shiga [4], ambos adaptados a las construcciones locales [5], [6].

3. INFORMACIÓN OBTENIDA A PARTIR DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS

3.1. Inspección visual

De la observación general del edificio se puede sintetizar lo siguiente:

3.1.1. Planta baja.

El edificio presenta un sector con pisos hundidos, elevada humedad en algunos muros, muchos de ellos con una marcada fisuración y separación visible entre estos y las columnas, con actividad en las fisuras, en el denominado como "Sector 1" en el croquis de la Figura 5.

El Sector 2 presenta daños leves en muros y fisuras pequeñas entre estos y las columnas.

El Sector 3 presenta un nivel muy elevado de fisuración en muros y separación entre estos y columnas, con pisos hundidos. Las fisuras, aparentemente, dejaron de ser activas. Se trata del Sector cuyo ingreso ha sido clausurado.

En todos los casos, los mayores niveles de daños se presentan en las proximidades de los grupos de sanitarios.

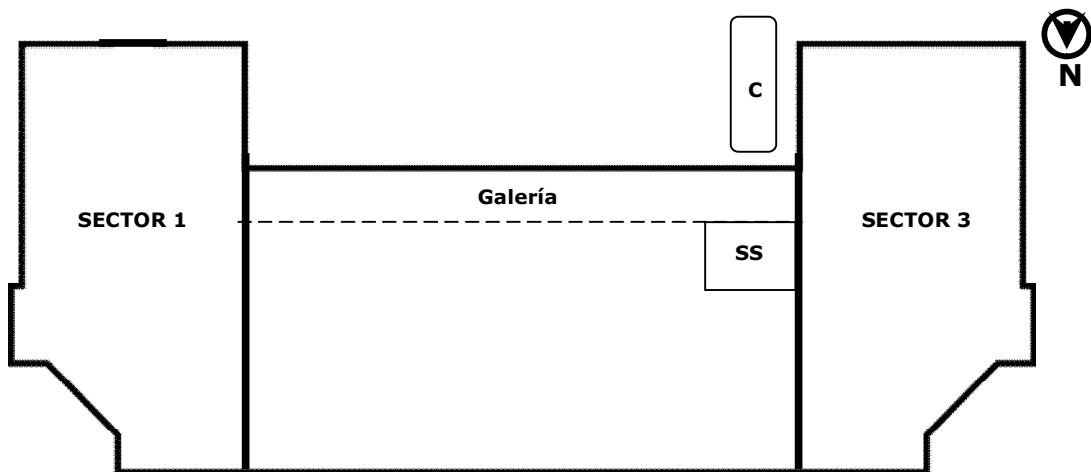


Figura 5. División en sectores de la planta baja del Pabellón Central

3.1.2. Primer piso.

Se observa un sector con un elevado nivel de daños en muros, que se denomina Sector 5 (Figura 6).

El resto del primer piso presenta fisuras moderadas sobre la fachada Este y leves en el resto del Sector 4.

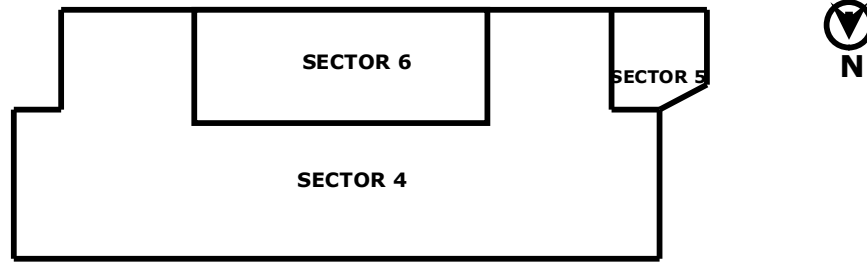


Figura 6. División del primer piso en sectores

3.1.3. Cubierta

El acceso al nivel de cubierta fue realizado sobre un cielorraso de mortero sobre metal desplegado, sostenido por un entramado de perfiles metálicos PNI en muy buen estado de conservación.

Estos perfiles, a su vez, se encuentran suspendidos de otros PNI en algunos casos y en otros, de tirantes de madera. Estos materiales se encuentran también en muy buen estado de conservación.

El tejado está compuesto por un sistema de tejas francesas sobre tejas cerámicas y sus elementos de sostén también se encuentran, en general, en buen estado de conservación.

El sistema de desagües pluviales se encuentra deteriorado en algunos sectores, originando humedad en los muros correspondientes y principio de deterioro en algunas vigas de madera de la estructura de cubierta.

3.1.4. Subsuelo

Es relevante la presencia de un sótano de alrededor de 16 m² de superficie bajo el Sector 2, indicado como SS en la Figura 5, permanentemente inundado. La función de este local es la de albergar una caldera, actualmente fuera de servicio, destinada a proveer de agua caliente.

3.1.5. Cisterna enterrada

Al este del Sector 3, en el exterior del edificio y frente al subsuelo, se encuentra enterrado un tanque metálico de alrededor de 40.000 l de capacidad, que fue originalmente un tanque de reserva de combustible y que hoy se encuentra totalmente lleno de agua.

3.2. Terreno de fundación

De acuerdo a estudios realizados por Chaín y Quispe [7] los edificios fueron construidos en una zona de antiguos canales. Como el resto de la ciudad, el terreno presenta una marcada pendiente noroeste-sudeste.

Del estudio de suelo se desprende que el terreno a la profundidad de fundación (alrededor de 1.80 m) está constituido por una arcilla inorgánica cuyo contenido de humedad difiere en los distintos puntos analizados.

Este tipo de terreno posee una capacidad de carga admisible de 0.13 MPa, la cual se reduce notablemente ante la presencia de humedad.

3.3. Trabajos de laboratorio

Las muestras de ladrillos fueron ensayadas a compresión, obteniéndose una resistencia promedio de 8.8 MPa.

Se ensayó testigos cilíndricos de mampostería a tracción por compresión diametral, a fin de determinar la resistencia a tracción del mortero (juntas horizontales) y al corte de la mampostería (juntas a 45°) (Figura 7). Se obtuvo, en el primer caso, una resistencia de 0.5 MPa y en el segundo, de 0.1 MPa.

Estos resultados corresponden a una mampostería con resistencia al corte $\tau_{mo} = 0.25$ MPa [1]. Las juntas de mortero en la obra tienen, en general, espesores entre 1.8 cm y 2.2 cm. De acuerdo a estudios realizados [8], se trata de espesores óptimos para la resistencia de la mampostería.



Figura 7. (a) Extracción de testigo, (b) Ensayo a tracción del mortero y (c) Ensayo a corte de la mampostería

3.4. Relevamiento de patologías

De manera sintética, los daños estructurales se pueden clasificar en:

- Fisuras inclinadas, horizontales y verticales en muros
- Fisuras verticales en coincidencia con las uniones muro-columna
- Fisuras horizontales en columnas

4. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA

4.1. Materiales y trayectoria de cargas

Cubiertas: La cubierta del Sector 6 (Figura 6) está constituida por una losa plana de hormigón armado. El resto del primer piso tiene una estructura de cubierta formada por

tirantes de madera que, en el caso de grandes luces, transmiten el peso de aquella a un sistema de cerchas de perfilería metálica alternadas con vigas de hormigón armado.

Cielorrasos: Constituidos de mortero de cal y cemento sobre metal desplegado, se encuentran suspendidos de tirantes metálicos que apoyan directamente sobre los muros.

Tabiquería: Los muros de fachadas y divisorios están constituidos por mampostería de ladrillo cerámico macizo revocada, de 15 cm y de 30 cm de espesor. Los muros de planta baja tienen una altura aproximada de 5,70 m desde el nivel de cimientos. Los de planta alta tienen altura variable tomada desde el nivel de losas: desde 4,70 m a 6,80 m, los que siguen la línea de la cubierta.

Elementos estructurales de hormigón armado: Se ha detectado columnas de hormigón armado con barras lisas de 12 mm de diámetro en la dirección longitudinal y estribos con separación variable, entre 15 y 30 cm. La resistencia del hormigón varía de un elemento a otro; la capa carbonatada supera los 3 cm en algunos casos, pero los recubrimientos superan los 4 cm y, en general, se encuentran en muy buen estado de conservación. Existen vigas perimetrales de 30 cm de altura. No se detecta daños en las mismas. Los entrepisos están constituidos por losas macizas de hormigón armado, apoyadas sobre vigas secundarias, muchas de las cuales no tienen su correspondencia con columnas y sus respectivas bases.

Descarga al terreno: Tanto las celosías metálicas de cubierta, como las de hormigón armado, descargan en sus extremos sobre vigas cabecera y estas sobre columnas. Dichas columnas llevan las cargas al terreno por medio de bases aisladas, cuya profundidad se encuentra alrededor de 2,40 m bajo el nivel de las veredas perimetrales. Los muros de 30 cm se continúan desde el primer piso a la planta baja, transmitiendo su carga al terreno a través de cimientos corridos de hormigón simple cuya superficie de contacto con el terreno se encuentra a profundidades entre 1,50 m y 1,90 m bajo el nivel de las veredas perimetrales. Los muros de 15 cm del primer piso, que no tienen continuidad en planta baja, apoyan sobre las losas.

4.2. Modelación de la estructura con elementos finitos

Para modelar las vigas y columnas de hormigón armado fueron utilizados elementos tipo barra de dos nodos en correspondencia con sus ejes longitudinales.

Para el modelado de las losas del primer nivel y mamposterías se empleó elementos planos rectangulares y triangulares de cuatro y tres nodos respectivamente. Los nodos a nivel de fundación se consideraron empotrados.

El primer nivel se consideró como diafragma rígido, y el segundo como diafragma flexible.

Las cargas provenientes de la cubierta del segundo nivel fueron aplicadas como cargas puntuales.

5. DIAGNÓSTICO DE DAÑOS

5.1. Comportamiento estructural original vs. comportamiento actual

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, la estructura de hormigón armado transmitía originalmente las cargas de cubierta y entepiso a las bases superficiales aisladas. Las cargas de los muros, por otra parte, transferían su propio peso a sus correspondientes cimientos corridos. Las presiones de contacto no superaban en ningún punto la tensión admisible del terreno.

Una vez producidos los descensos diferenciales en la fundación, lo cual se manifiesta por el agrietamiento de los muros, estos y las columnas trabajan en forma conjunta en la transmisión de las cargas verticales.

Con esa premisa se modeló el edificio, a fin de evaluar su comportamiento actual.

5.2. Diagnóstico general de daños

Con respecto a las patologías en muros y algunas columnas, la ausencia de daños durante los primeros años de uso del edificio supone un proyecto adecuado de su fundación. Las patologías surgen cincuenta años después, lo que significa que ha fallado la fundación por pérdida de la capacidad portante del terreno por la incorporación de humedad, motivada en la pérdida de agua por fallas en las envejecidas instalaciones sanitarias, tanto en la red de provisión como en la de desagües pluviales y cloacales.

Las muestras de suelo en el Sector 3 tenían, al momento del estudio, una humedad inferior a su límite plástico. Es decir, la falta de uso de las instalaciones sanitarias, por estar clausurado durante varios meses, causó que lentamente el terreno perdiera el exceso de humedad adquirido, recuperando su capacidad de carga.

Los sondeos en el Sector 1, en cambio, arrojan un elevado contenido de humedad en el suelo, superior al límite plástico, lo cual justifica el hecho de que las fisuras en ese sector se encuentren activas.

5.3. Diagnóstico de daños en Sector 3

En el Sector 3 el rasgo más notable es la presencia de fisuras horizontales en algunas columnas de las fachadas Sur y Oeste (Figuras 8 y 9).

Sabiendo que la estructuración de las losas de cubierta sobre vigas es la que se muestra en la Figura 9 y observando las fisuras evidenciadas en la terraza, indicadas con línea de color rojo en dicha figura, se puede reconstruir lo siguiente:

1. Daños en las instalaciones sanitarias y pluviales, más percolación de agua de lluvia hicieron un aporte de humedad al terreno de fundación que redujo su capacidad portante en el área sur-oeste, sobre todo en la zona de los sanitarios.
2. El cedimiento del terreno de las bases descargó el peso de las losas de la terraza sobre los muros, quedando las columnas traccionadas que se indican con cuadrados en la Figura 9.
3. Una redistribución de cargas se produjo entonces sobre las líneas de vigas 1y, 2y y 3y, aumentando la tensión actuante en el terreno.
4. Debido a ello, y a una probable debilitación del terreno por incorporación de agua proveniente de la zona de caldera, se produjo un descenso diferencial en la cimentación de la zona indicada con línea azul en la Figura 9, con el

correspondiente descenso de las losas, lo cual se evidencia en la falla del muro sur del Sector 5 del primer piso (Figura 6).

5. La nueva configuración del Sector 3 precisó efectuar un corrimiento hacia el suroeste de todo el sector, por lo que este se separó de los Sectores 2 y 4 en la zona más débil de la unión entre ambos: la zona de escalera, con la aparición de fisuras verticales de gran espesor en la línea divisoria de ambos en el primer piso.

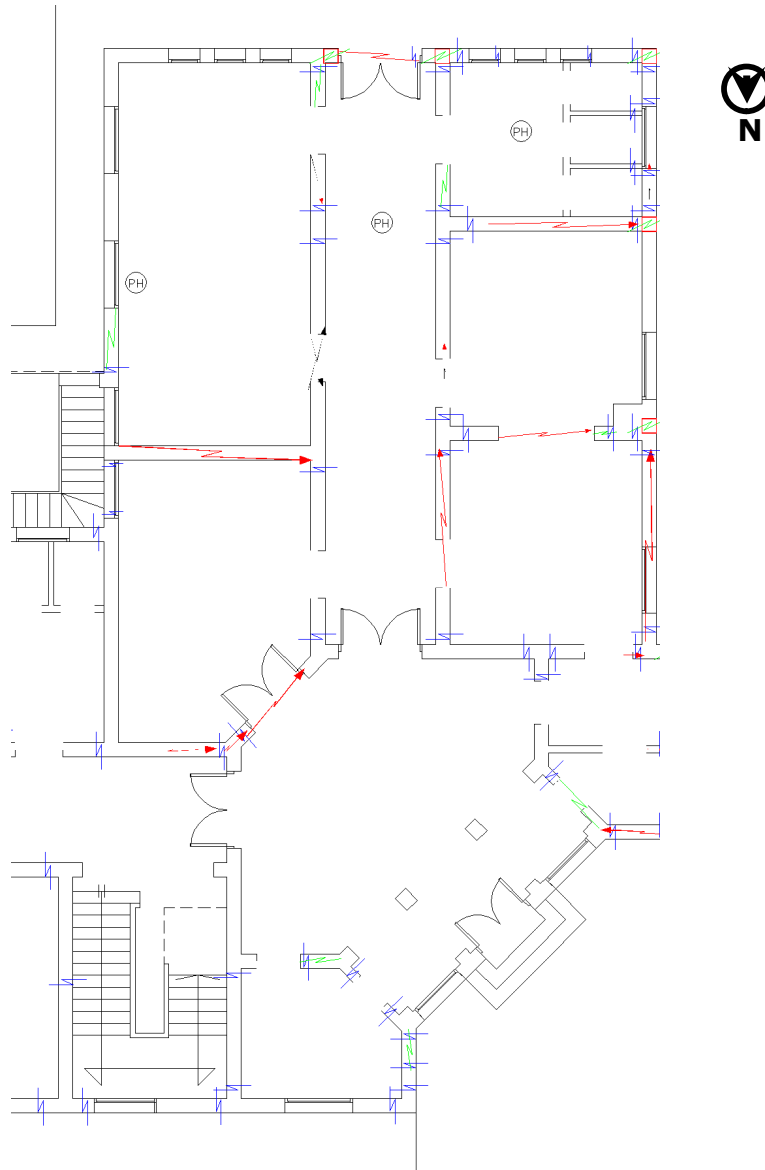


Figura 8. Daños en planta baja del Sector 3

En el Sector 1 el patrón de fisuras que manifiesta es análogo al primer paso de deterioro del Sector 3 y es producido por las mismas causas (secciones 5.2 y 5.3.1).

Como se mencionó anteriormente, las fisuras en este sector se encuentran activas, debido al importante contenido de humedad del terreno.

El cuerpo central del Sector 2 presenta un nivel mínimo de fisuración, y tiene como origen los movimientos diferenciales de los Sectores 1 y 3.

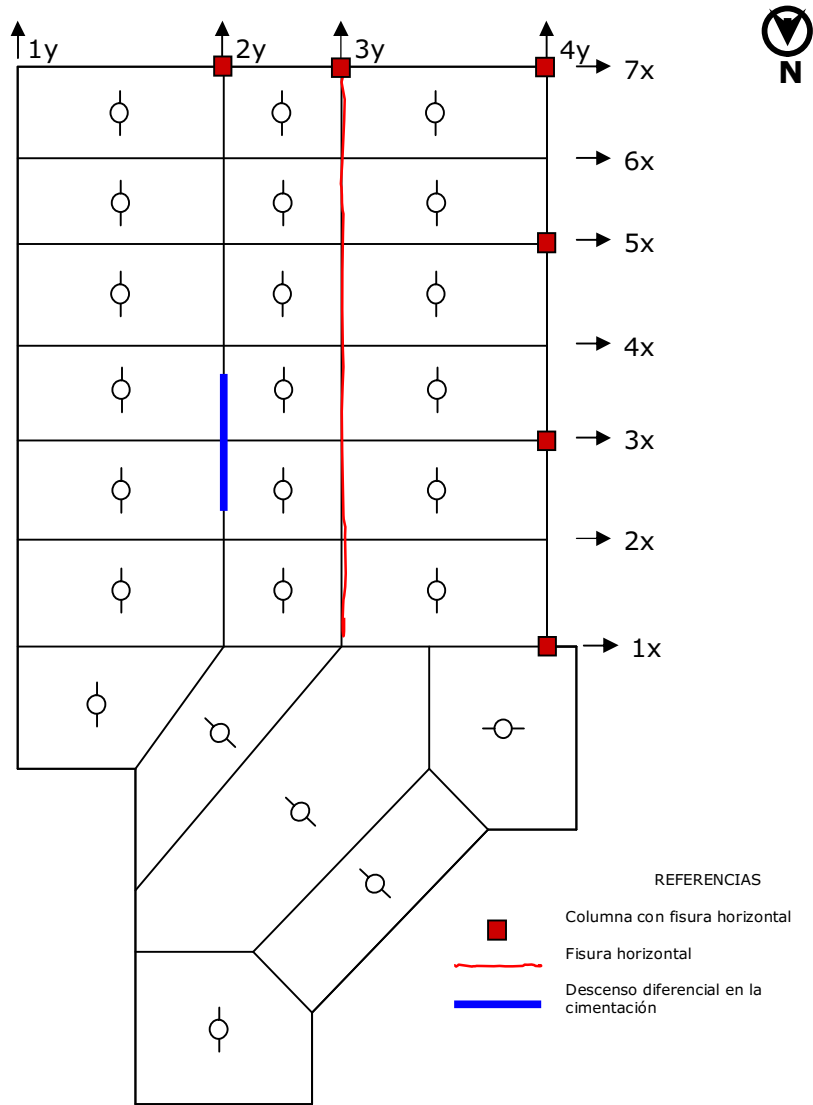


Figura 9. Esquema estructural de losas y vigas en Sector 3

6. MODELACIÓN COMPUTACIONAL PARA EL DIAGNÓSTICO DE DAÑOS EN EL SECTOR 3

El modelo descrito en la sección 5 y que se muestra en la Figura 10, fue sometido a las cargas permanentes y de uso reglamentarias [9].

Para corroborar la hipótesis de daños detallada en la sección 5.3, se utilizó el modelo descrito en la sección 3, aplicando desplazamientos a la fundación [10].

Esta metodología permitió verificar dicha hipótesis de daños, reproduciendo numéricamente los patrones de fisuras observados, por ejemplo las de los muros que se muestran en la Figura 11.

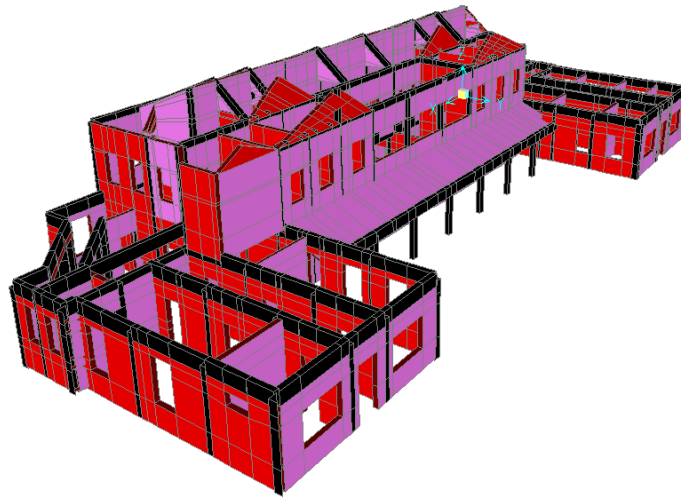


Figura 10. Modelo de elementos finitos



Figura 11. Fisuras en parte de la fachada oeste y en muro interior

7. PROPUESTA DE INTERVENCIÓN EN LA OBRA

7.1. Generalidades

De acuerdo al Informe de Suelos [11] y a lo expuesto en las secciones 5 y 6, el origen de las fisuras en los muros en los edificios reside en la reducción de la capacidad portante del terreno por incorporación de humedad, la que se incorpora al suelo por fallas en las instalaciones sanitarias y de desagües pluviales.

La presencia de humedad en muros y cielorrasos obedece a fallas en el sistema de desagües pluviales y aislaciones hidrófugas en cubiertas planas.

A la fecha de construcción no existían reglamentos de construcción sismorresistente, por lo que se puede asegurar que su estructura no cumple con la reglamentación actual.

Se reconoce el valor histórico del edificio, razón por la cual las intervenciones estructurales fueron diseñadas tratando de que estas sean las mínimas indispensables para restituir la seguridad original del edificio y optimizarlas para otorgar mayor seguridad frente a acciones sísmicas.

A continuación se describe las intervenciones necesarias, recomendadas al Ministerio de Salud, en orden de prioridad.

7.2. Monitoreo de fisuras

Previamente al inicio de las intervenciones que se detallan más adelante, será necesario instalar puntos de control de la evolución de las fisuras más importantes en los edificios. Se realizará un monitoreo permanente hasta la intervención en los muros, con precisión de 0.001 mm.

7.3. Intervención en las instalaciones sanitarias y aislaciones hidrófugas

Los conductos de desagües pluviales embutidos en los muros deberán ser retirados, y en su lugar se instalará conductos nuevos exteriores a los muros. Las instalaciones sanitarias existentes, tanto de provisión como de evacuación, no deben ser reparadas, sino anuladas y reconstruidas, con un minucioso control de calidad de ejecución.

La historia del edificio indica que la intervención en mantenimiento es muy reducida, por lo que será necesario ejecutar las obras con controles de funcionamiento; en particular, controles de pérdidas de agua subterránea. Aquellos conductos que queden enterrados deben ser colocados sobre canaletas de hormigón. A fin de tener un control permanente en los mismos, las canaletas de los conductos de provisión de agua tendrán salidas al exterior, actuando como detectores de pérdidas.

Los conductos de provisión general de agua al tanque elevado del predio y de este a los edificios, también deberán ser anulados, realizando una nueva instalación. Nuevamente, los conductos deberán ser colocados sobre canaletas de hormigón con salidas al exterior y pendiente adecuada para detectar posibles pérdidas.

Las aislaciones hidrófugas sobre losas planas que presentan manchas de humedad en estas y/o en los muros adyacentes, deberán ser renovadas.

7.4. Intervención en el terreno.

Se deberá intervenir en el terreno, tanto interior a los edificios como exterior a los mismos, de acuerdo al Informe de Suelo [11], con el propósito de otorgarle estabilidad frente a los cambios de humedad.

7.5. Intervención en el edificio del Pabellón Principal

7.5.1. Generalidades

Como se mencionó anteriormente, este edificio no cumple con la reglamentación vigente para construcciones localizadas en zona sísmica, presentando sin embargo una adecuada estructuración de muros y diafragmas rígidos.

Con las presentes recomendaciones de intervención no se pretende brindar al edificio la misma seguridad ante acciones sísmicas que uno construido de acuerdo a dicho Reglamento, sino restituir su resistencia inicial a cargas verticales y su configuración muraria original en la planta baja, y reducir la vulnerabilidad que presentan los muros pantalla ante esfuerzos perpendiculares a su plano.

7.5.2. Sector 3

7.5.2.1. Refuerzo mediante incorporación de estructura nueva

El nivel de daño y redistribución de la trayectoria de cargas descrita en la Sección. 5.3 hacen necesario el refuerzo estructural por medio de una estructura aporticada que restituirá las trayectorias originales de cargas (Figura 12).

Se remarca el hecho de que la intervención tiene como propósito restituir la resistencia original. No es conveniente otorgar al Sector 3 más resistencia y rigidez que el resto del edificio, ya que esto produciría excentricidades mecánicas que, lejos de resultar beneficiosas, aumentarían su vulnerabilidad sísmica.

El nivel inferior de las nuevas vigas corresponde al de dinteles de puertas en los pórticos 2y y 3y y en el de ventanas en los pórticos 1y y 4y.

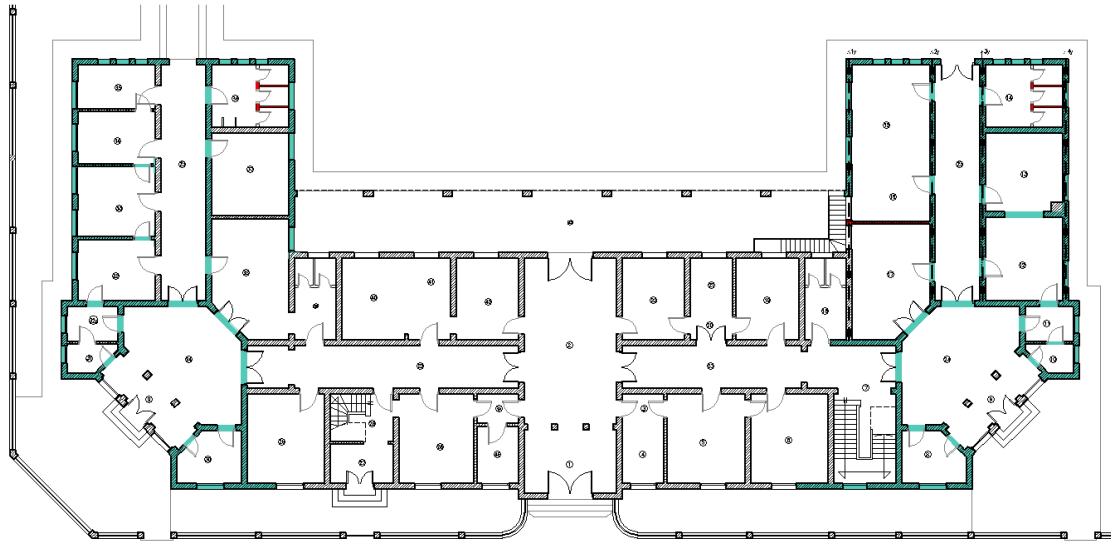
La unión entre las vigas de la estructura nueva y la mampostería existente se realizará con mortero (grouting) expansivo, del tipo que se emplea para nivelación de máquinas.

Se confeccionó un Manual de Procedimiento de ejecución de la nueva estructura, donde se detalla la secuencia de actividades de estricto cumplimiento en lo concerniente al orden y los plazos mínimos: levantamiento de pisos y contrapisos, compactación del terreno subyacente, demolición de los cielorrasos, apuntalamiento de todas las losas o de las vigas secundarias que la soportan, trabajos correspondientes a cada pórtico, excavación y llenado de las nuevas bases de fundación, calado de muros, encofrado y llenado de las nuevas columnas, trabajabilidad y resistencia del hormigón, calado de muros para ejecutar las vigas, encofrados de vigas, holguras de las juntas, preparación de superficies para uso de grouting, entre otros.

7.5.2.2. Refuerzo de muros

A falta de normativa local, se adopta el Proyecto Mexicano de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, en lo referente a refuerzo de muros con mallas soldadas y recubrimiento de mortero.

El adecuado detallado (Figuras 13 a 16) otorga al edificio una estructuración tipo caja [3], de comprobada eficacia frente a acciones sísmicas, más la evidente seguridad al vuelco de los muros pantalla.



PLANTA BAJA

REFERENCIAS

REFUERZO DE MUROS

MUROS A DEMOLER

VIGAS A CONSTRUIR

COLUMNAS A CONSTRUIR

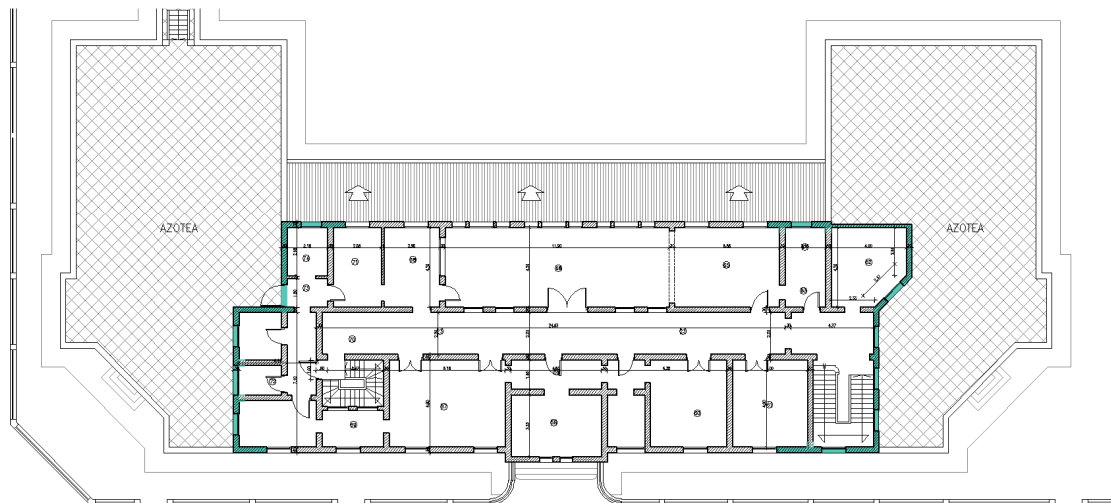


Figura 12. Plantas del proyecto de refuerzo

La restauración de la resistencia original de la mampostería dañada se obtendrá siguiendo las siguientes etapas:

Etapa 1: Llenado de fisuras

Este procedimiento se efectuará solamente una vez que se confirma que las fisuras son inactivas. Los materiales y la técnica de llenado de fisuras se detalla en el Manual de Procedimiento mencionado en la sección 7.5.2.1.

Etapa 2: Refuerzo de muros con mallas electro soldadas

Una vez realizada la inyección de las fisuras, se trabajará sobre los muros que se indican en el plano de refuerzo y según los detalles incluidos en el mismo. (Figuras 12 a 16)

Para lograr un comportamiento monolítico del encamisado con la mampostería existente, es indispensable tratar la superficie del muro antes de colocar la malla y aplicar el mortero. Se debe retirar todo recubrimiento del muro, limpiando el polvo mediante chorro de agua.

El encamisado se extenderá a los cimientos del muro.

Fijación: Las mallas detalladas se pueden fijar con clavos para madera de 64 mm de longitud, colocados manualmente con martillo, con una densidad de 9 clavos por m². Sin embargo se recomienda usar clavos tipo Hilti X-ZF o similar, de 51 mm de longitud con arandela, fijados mecánicamente con pistola, con la misma densidad por m² que los clavos..

Anclajes y empalmes: Estos se detallan en el plano correspondiente (Figuras 13 a 16). Además, se anclará las mallas de los muros que concurren al encuentro con el muro construido, una longitud de 30 cm en este último, según detalles en dichas Figuras mencionadas.

Mortero: El mortero de recubrimiento tendrá un espesor mínimo de 3 cm y su resistencia característica no será inferior a 13 MPa. Se puede colocar manualmente, pero se recomienda emplear hormigón proyectado. En cualquier caso, es indispensable saturar los muros previamente a su aplicación.

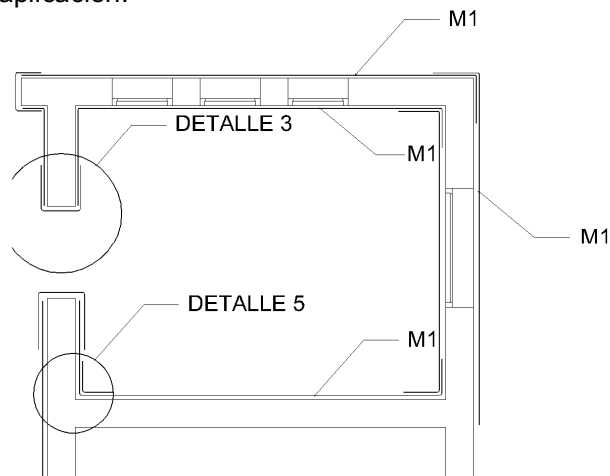


Figura 13. Detalle incluido en planos del refuerzo de muros con malla electrosoldada. (M1 en Figura 14, Detalles 3 y 5 en Figura 15)

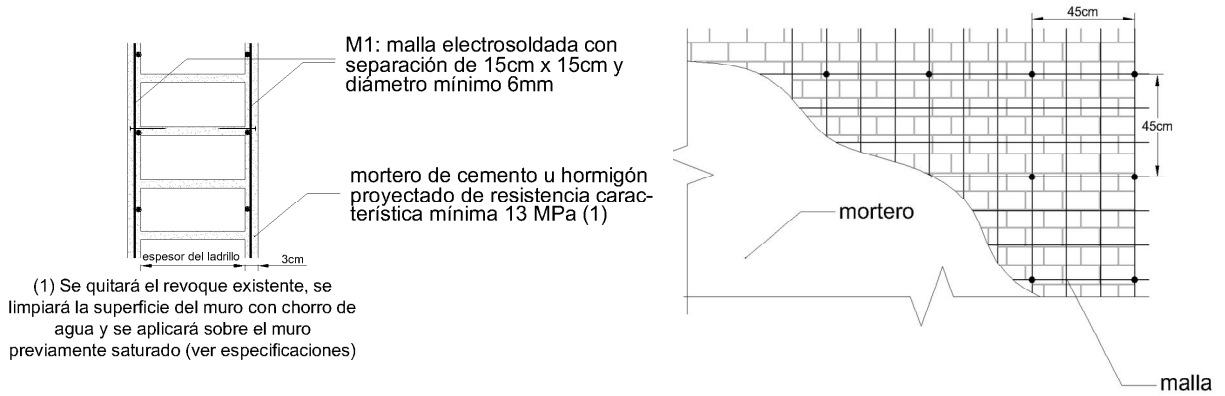


Figura 14. Detalles de malla M1 y su vinculación al muro a reforzar.

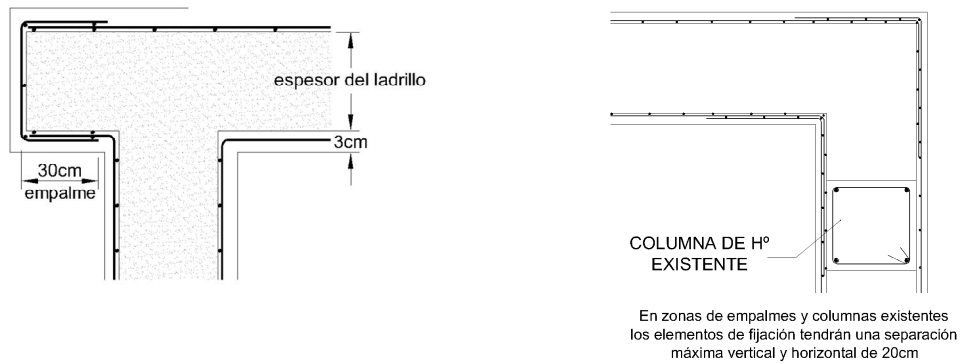


Figura 15. Detalles 3 y 5: Anclaje de armaduras en correspondencia con aberturas, en zona de columnas existentes y empalmes en encuentro de muros

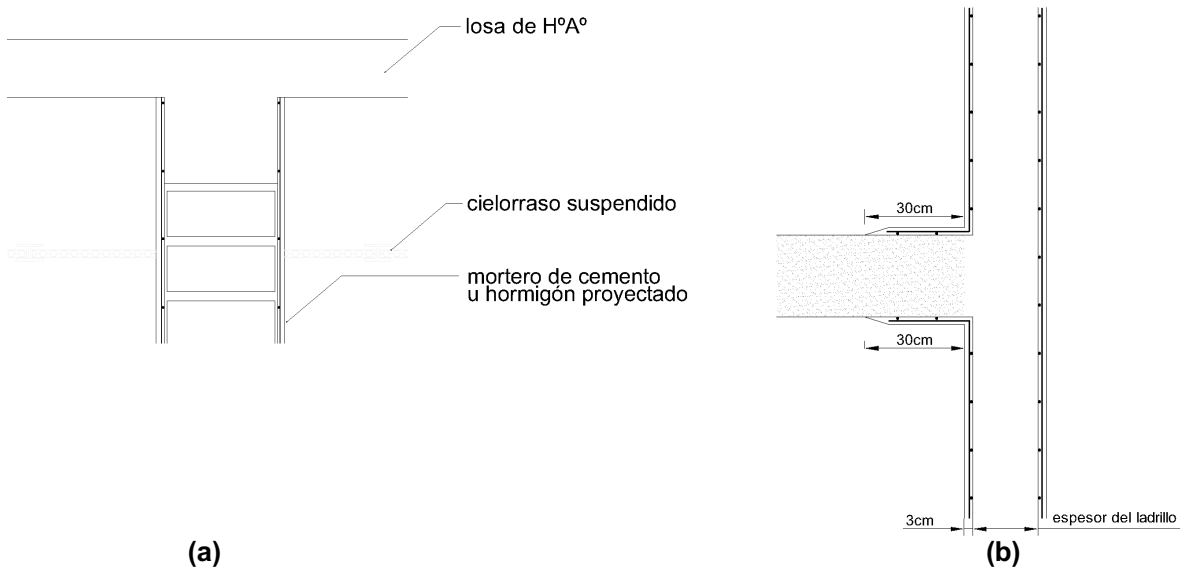


Figura 16. (a) Vinculación de mallas a vigas existentes. (b) Vinculación entre muro sin reforzar y muro reforzado

7.5.2.3. Demolición

Se demolerá el muro y los tabiques indicados en el plano de refuerzo, hasta el nivel de piso.

7.5.3. Sectores 1 y 2

En el Sector 1 solamente se intervendrá reforzando los muros indicados en el plano de refuerzo, siguiendo los mismos pasos que en la Sección 7.5.2.2. En el Sector 2 no será necesario intervenir estructuralmente.

7.5.4. Sectores 4 y 5

Antes de comenzar las obras en la planta baja, se reducirá las sobrecargas en la medida de lo posible, retirando muebles muy pesados y, en lo posible, el tanque de reserva.

7. CONSIDERACIONES FINALES

Es una realidad la asignación de magros recursos destinados al mantenimiento de edificios públicos. A ello debe sumarse los problemas generados por la centralización en Buenos Aires del sistema de control de vectores, al que se le ha otorgado escasa inversión, tal vez por la poca importancia atribuida a los problemas de salud de la región NOA. Ello afectó gravemente a algunos edificios del Ministerio de Salud de la Nación localizados en la ciudad de Salta.

Mientras tanto, la población ve decaer estos edificios emblemáticos relacionados con la historia de la primera mitad del siglo XX, aumentando día a día el riesgo frente a sismos de probable ocurrencia.

La propuesta de refuerzo que se presenta en este trabajo asume esas circunstancias, lo que se pone de manifiesto en primer lugar con un proyecto englobador, en el que se encuentran totalmente integradas las intervenciones en terreno, instalaciones, mampostería existente y estructura de refuerzo. En segundo lugar, y con el mismo propósito, la documentación técnica contiene numerosos detalles constructivos y por último se redactó un Manual de Procedimiento acorde con la mínima intervención y con el que se pretende otorgar la máxima eficacia estructural.

REFERENCIAS

- [1] INPRES (1983). NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES. REGLAMENTO INPRES – CIRSOC 103. Buenos Aires, Argentina.
- [2] CSI ANALYSIS REFERENCE MANUAL, (2005). Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA.
- [3] Hirose M., RETROFITTING AND RESTRICTION OF BUILDINGS IN JAPAN, (1992). International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Lecture Notes of Seminar Course.
- [4] Shiga T., EARTHQUAKE DAMAGE AND THE AMOUNT OF WALLS IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS. 1977. Proceedings 6 WCEE, Nueva Delhi. Págs. 2487 a 2472.
- [5] Gea, S., Castellón, R., (2002). ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN CUALITATIVA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA APLICADAS A EDIFICACIONES ESENCIALES. XVII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Rosario, Argentina
- [6] Boroschek, R., Astroza, M., Osorio, C., (1995). CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD FÍSICA DE HOSPITALES ASOCIADAS A SISMOS. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural – Tucumán, Argentina.
- [7] Chain, M., Quispe, C., (2007). LOS ACCIDENTES TOPOGRÁFICOS ANTIGUOS Y SENTIDO DE DRENAJE DE LA CIUDAD DE SALTA. VII Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción, Salta.
- [8] Gea, S., Passamai, T. y Trigona, D., (1998). LOS MAMPUESTOS ARCILLOSOS EN LA CIUDAD DE SALTA: COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE. XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural – Buenos Aires.
- [9] CIRSOC (1982). Reglamento CIRSOC 101. CARGAS Y SOBRECARGAS GRAVITATORIAS PARA EL CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS. Buenos Aires, Argentina.
- [10] Gea S., Toledo M., Nallim, L. EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE PATOLOGÍAS DE UN EDIFICIO PATRIMONIAL DEL MINISTERIO DE SALUD DE LA NACIÓN (ARGENTINA). XX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires, Octubre de 2008
- [11] Castro, E. INFORME DE SUELOS EDIFICIO MINISTERIO DE SALUD DE LA NACIÓN. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Salta, 2007