

ACOMPaña DOCUMENTOS.

SUPERINTENDENCIA DE MEDIO AMBIENTE



FELIPE ARÉVALO CORDERO, en representación de Empresa de Transporte de Pasajeros Metro S.A. (en adelante e indistintamente "Metro S.A." o "Metro de Santiago"), sociedad del giro de su denominación, ambos domiciliados para estos efectos en Avenida El Golf N° 40, piso 20, comuna de Las Condes, en el marco del procedimiento rol D-043-2017 para determinar eventuales responsabilidades y sanciones en contra de mi representada, al Sr. Superintendente del Medio Ambiente, respetuosamente digo:

Que, con fecha 19 de febrero de 2018 se presentaron los correspondientes descargos al tenor de lo dispuesto en la Resolución Exenta N° 1 / Rol D-043-2017, de 22 de junio de 2017, de la Fiscal Instructor de la División de Sanción y Cumplimiento de la Superintendencia de Medio Ambiente, que formuló cargos en contra de Metro S.A.

En el mencionado escrito de descargos se presentaron todos los fundamentos de hecho y de derecho que permiten desestimar las imputaciones, absolviendo de los cargos a mi representada. En ese contexto se adjuntaron los antecedentes técnicos que se encontraban disponibles a esa fecha respecto a cada uno de los cargos impuestos. Sin embargo, a esta fecha se disponen de antecedentes técnicos complementarios a los adjuntados en el escrito de descargos y que resultan esenciales acompañarlos a este procedimiento.

En efecto, y tal cómo se indicó en el Capítulo IV del escrito de descargos, en particular en las conclusiones para el Cargo N° 3, a la fecha de presentación de dicho escrito se encontraba en proceso de consolidación los modelos estructurales específicos de los dos edificios patrimoniales en que se detectó una superación en los valores límites de deformación definidos por el CMN en su Ord. N°4490 del 2016 en el marco del Estudio de Impacto Ambiental "*Línea 3: Obras en accesos a estación Universidad de Chile*", para la Casa Central de la Universidad de Chile y el Club de La Unión.

En ese contexto, Metro S.A. comprometió la entrega de informes técnicos para dar certeza que la condición estructural y patrimonial de estos dos edificios patrimoniales no ha sido alterada con motivo de ninguna de las obras ejecutadas por Metro, y por tanto que no ha existido afectación de ellos.

Atendido lo anterior, mediante esta presentación se adjuntan los siguientes documentos:

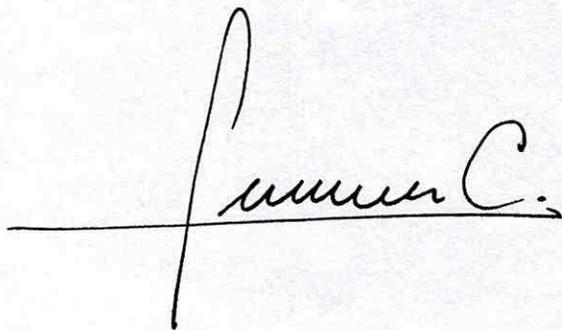
- Estudio Sísmico de la Casa Central de la Universidad de Chile, elaborado por el Consorcio Arcadis-WorleyParsons, de fecha 21 de marzo de 2018.
- Estudio Sísmico del Edificio del Club de la Unión, elaborado por el Consorcio Arcadis-WorleyParsons, de fecha 23 de marzo de 2018.

Estos estudios fueron liderados por el ingeniero estructural experto Dr. Pedro Hidalgo, quien cuenta con más de 50 años de experiencia en la materia, múltiples estudios y publicaciones en el ámbito de la ingeniería estructural y estudios de resistencia de materiales de construcción entre otros.

Dichos informes, que realizan un análisis detallado de la condición estructural de los edificios patrimoniales, permiten concluir lo siguiente:

1. En “Casa Central de la Universidad de Chile” y “Edificio del Club de la Unión” no se han generado efectos producto de las obras de Metro.
2. Adicionalmente, se ha evaluado la situación ante la ocurrencia de un futuro sismo con las características de diseño que define la Nch433 Of.96 Modif.2009, en conjunto con los asentamientos medidos durante la ejecución de los túneles de Línea 3 en el período 2014-2016, se concluye que su capacidad estructural se mantiene en cumplimiento y sin efectos.

POR TANTO, solicito al Señor Superintendente del Medio Ambiente, tener por presentados los documentos individualizados, y por cumplido el compromiso asumido en el escrito de descargos.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'P. Hidalgo', is written over a horizontal line. The signature is stylized and cursive.



GERENCIA DESARROLLO DE PROYECTOS
SUBGERENCIA DE OOC Y ARQUITECTURA

INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3
METRO DE SANTIAGO

CONTRATO N° PL3 - 0703 - 03 - 13

**ESTUDIO SISMICO
DE LA CASA CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE
CHILE**

0	21-03-18	PARA USO	M.R.A.	P.H.O.	J.P.R	C.M.C.		
B	01-03-18	APROBACION CLIENTE	M.R.A.	P.H.O.	V.C.P.	C.M.C.		
A	28-02-18	COORDINACIÓN INTERNA	M.R.A.	P.H.O.	V.C.P.	C.M.C.		
REV.	FECHA	EMITIDO PARA	PREP	REV	J.P	D.P	D. PROY.	METRO
							APROBÓ	
PROYECTO N° 13335			N° DOCUMENTO		PL3-ID-0332-INF-210-CE-00003			REV. 0
							Página 1 de 53	

ÍNDICE

1.0	INTRODUCCIÓN	4
2.0	OBJETIVOS Y ALCANCE	5
3.0	REFERENCIAS	6
4.0	ANTECEDENTES	7
4.1	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	7
4.2	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE LA CASA CENTRAL	8
4.2.1	ESTRUCTURACION	8
4.2.2	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	12
4.3	COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN SISMOS PASADOS. REFUERZOS SISMICOS	12
4.4	COMPORTAMIENTO OBSERVADO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 3.....	13
4.5	OBSERVACIONES ESTRUCTURALES DE LA VISITA A LA CASA CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE CON FECHA 8 DE FEBRERO DEL 2018...	13
5.0	METODOLOGIA DE ESTE ESTUDIO	16
6.0	ESTIMACION DE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO POR ESFUERZO DE CORTE DE LA ALBAÑILERIA	17
6.1	INTRODUCCIÓN.....	17
6.2	RESISTENCIA ADMISIBLE AL ESFUERZO DE CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA.....	17
6.3	RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA ADMISIBLE Y LA RESISTENCIA ÚLTIMA AL ESFUERZO DE CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA SIN REFUERZO DE CORTE	18
6.4	RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO Y LA RESISTENCIA ÚLTIMA AL ESFUERZO DE CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA SIN REFUERZO DE CORTE	18
7.0	EVALUACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE SISMICA DE LA ESTRUCTURA	19
7.1	FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO SEGÚN NCH 433 ACTUAL	19
7.2	TENSIONES DE CORTE DE DISEÑO.....	20
7.3	CONCLUSIONES RESPECTO A LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA	21
8.0	EFFECTO DEL ASENTAMIENTO DEL SUELO	22

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

8.1	PERFIL DE ASENTAMIENTOS VERTICALES, EJES NORTE-EXTERIOR Y NORTE-INTERIOR.....	22
8.2	DETERMINACION DE TENSIONES POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS DE ALBAÑILERIA.....	26
8.3	CONCLUSIONES RESPECTO A LA TENSION DE AGRIETAMIENTO DE LA ALBAÑILERIA.....	29
9.0	VERIFICACIÓN DE DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO CONSIDERANDO EFECTOS DE ASENTAMIENTO	29
10.0	CONCLUSIONES	32
11.0	ANEXO A: ACELERACIONES HORIZONTALES MÁXIMAS DEL SUELO PARA SISMOS DEL 03.03.1985 Y 27.02.2010	33
12.0	ANEXO B: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA ANTE UN EVENTO SÍSMICO SIMILAR AL DEL AÑO 2010	35
13.0	ANEXO C: ESTIMACIÓN DE PESO SÍSMICO DEL EDIFICIO	47

1.0 INTRODUCCIÓN

Metro S.A. ha solicitado al Consorcio Arcadis-WorleyParsons (AWPA) un estudio sísmico del edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile, ubicada en la vereda sur de la Alameda B. O'Higgins, entre las calles Arturo Prat y San Diego, considerando los asentamientos de suelo experimentados por las fundaciones de dicho edificio al construir la Línea 3 de la Red de Metro y la ampliación de la Estación Universidad de Chile.

En la Figura 1.1, se ilustra la ubicación del inmueble respecto a las obras proyectadas de la Línea 3 de Metro.

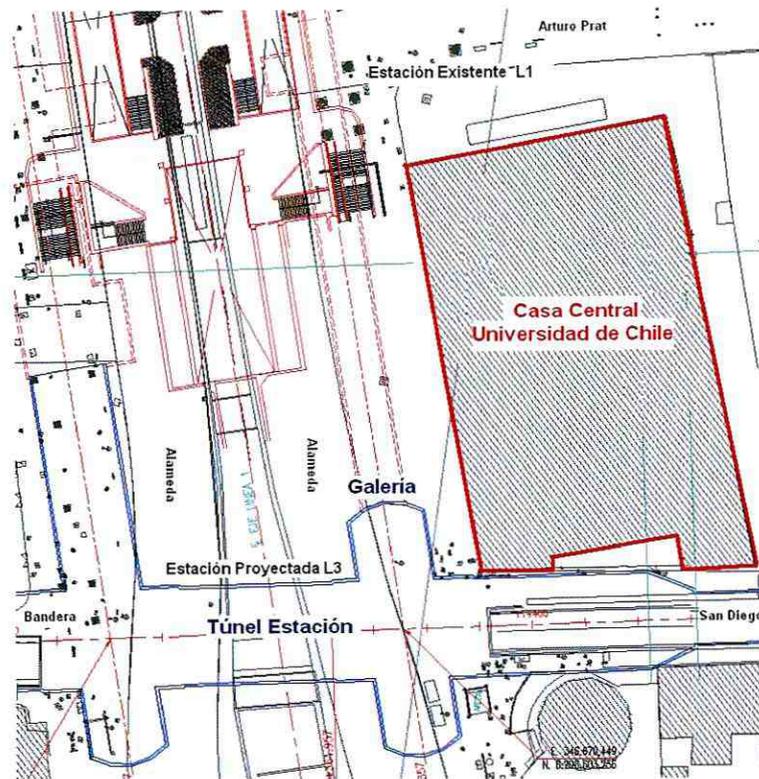


Figura 1.1: Planta Ubicación Casa Central Universidad de Chile y Túneles Proyecto L3.

2.0 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo de este informe es evaluar la respuesta sísmica de la estructura de la Casa Central de la Universidad de Chile, considerando el efecto de los asentamientos originados por la construcción de la Línea 3 en las tensiones por esfuerzo de corte en los muros de los ejes sismo resistentes analizados.

Dado que la superposición más crítica es para los ejes de orientación oriente-poniente, el análisis se ha limitado a estos dos ejes principales: el eje oriente-poniente de la fachada norte del edificio y el siguiente eje paralelo hacia el sur (ver Figura 2.1). Para efectos de este estudio, estos ejes se han denominado norte-exterior y norte-interior, respectivamente.

El análisis para determinar las tensiones por esfuerzo de corte en los elementos de albañilería fue de tipo elástico, ya que el estudio se limita al rango de comportamiento que finaliza con el desarrollo de la tensión de agrietamiento de albañilería en el elemento más desfavorable. Sin embargo es necesario precisar que todo diseño estructural de edificios en Chile de acuerdo a la norma NCh 433 considera un comportamiento dúctil, es decir acepta la posibilidad de que ésta presente algún tipo de agrietamiento ante eventos sísmicos severos, donde el grado de agrietamiento tolerable queda determinado por la importancia de la estructura.

Para la representación de las características de la albañilería se supuso albañilería simple sin reforzar. Se sabe que la estructura resistente de este edificio fue sometida a algunas reparaciones y refuerzos después de los sismos más recientes (ver sección 4.3), pero no se dispone de una documentación completa y fidedigna que permita considerar los refuerzos ejecutados en las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Por lo tanto el análisis realizado en este estudio es desde este punto de vista conservador, toda vez que es esperable que las reparaciones introducidas al edificio le han provisto de una resistencia mayor a la aquí considerada.

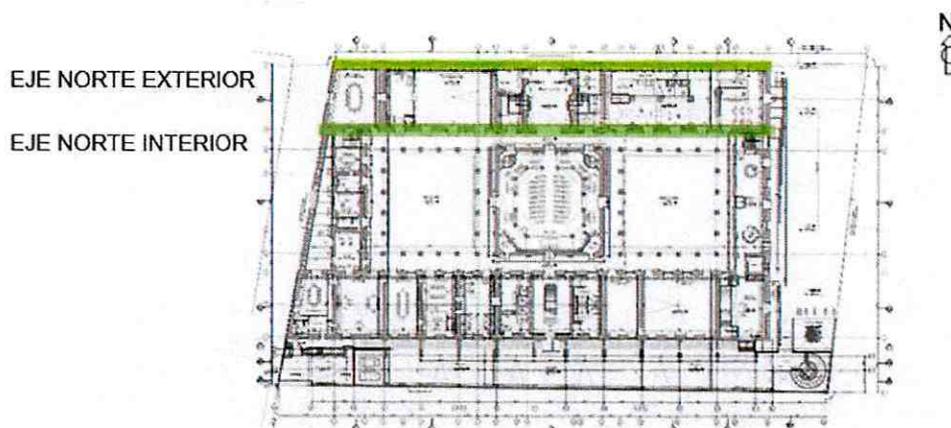


Figura 2.1: Ejes estructurales estudiados indicados en planta Casa Central de la Universidad de Chile

3.0 REFERENCIAS

Las referencias consideradas en este estudio son las siguientes:

- [1] L3-ID-02-INF-210-CE-006-R0 (2016). Informe Edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile ante Excavaciones Subterráneas.
- [2] L3-ID-02-INF-000-SU-001. Informe Revisión Antecedentes y Validación Mecánica de Suelos Línea 3 Metro de Santiago.
- [3] Planos de Arquitectura del Proyecto de Restauración y Rehabilitación de la Casa Central de la Universidad de Chile. Láminas N°: A01 a A17.
- [4] Informe Técnico Preliminar sobre el Estado Estructural de la Casa Central de la Universidad de Chile, a raíz de los asentamientos diferenciales generados y por generar debido a la construcción de los túneles y acceso de la Línea 3 del Metro, preparado por Boris Sáez, 20 de Octubre del 2017.
- [5] Hidalgo P., Cruz E., "Estimation of Base Shear Coefficient for the Chilean Earthquake of March 3, 1985, Based on the Response of Reinforced Masonry Buildings", Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, Kioto, Japón, agosto 1988, Vol. VIII, pp. 1135 a 1140.
- [6] Boroschek R., Soto P., León, R., U. de Chile, Informe RENADIC N° 10/05, Rev. 2, Registros del Terremoto del Maule, Mw = 8.8, 27 Febrero 2010.
- [7] Barrientos, S., (Servicio Sismológico U. de Chile), Informe Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010, 27 mayo 2010.
- [8] NCh2123.Of1997 Modificada en 2003. Albañilería Confinada. Requisitos de Diseño y Cálculo.
- [9] NCh1928.Of1993 Modificada en 2003. Albañilería Armada. Requisitos para el Diseño y Cálculo.
- [10] NCh433.Of1996 Modificada en 2009. Diseño Sísmico de Edificios.
- [11] PL3-ID-0332-INF-210-CE-00001-R1 (2017). Informe Descriptivo de Acciones y Monitoreo (IDA) Estación Universidad de Chile, Piques Acceso Prat y Nueva York.
- [12] ACI Special Publication 147, Paper N° 12, P. Hidalgo, "Seismic Behavior and Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings in Chile, 1994.
- [13] PL3-ID-0332-INF-210-CE-0002-R0B (2017). Informe Comparación Catastro Fotográfico de Fachada Casa Central Universidad de Chile entre Años 2013-2017.
- [14] PL3-ID-0332-INF-201-CE-01024-R0B (2018). Informe Comparación Catastro Fotográfico de Fachada Casa Central Universidad de Chile entre Años 2013-2017.

4.0 ANTECEDENTES

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

De acuerdo con lo indicado en el Informe de Revisión y Validación de la Mecánica de Suelos (Ref. 2), la zona en estudio se caracteriza con suelos compuestos por las Gravas del Río Mapocho. La calicata más cercana a la Estación Universidad de Chile es la calicata C12, su estratigrafía se muestra en las Figura 4.1 y Figura 4.2.

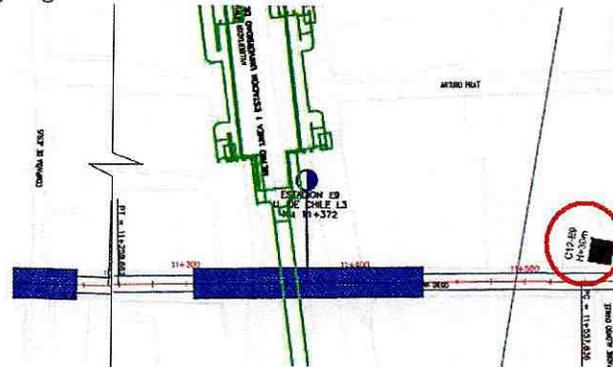


Figura 4.1: Planta Ubicación Calicata.

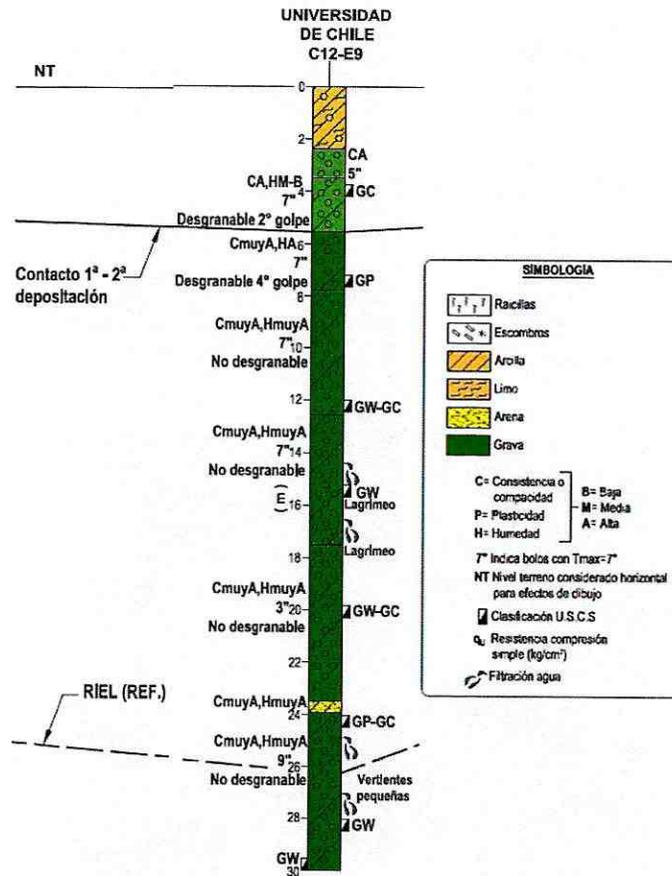


Figura 4.2: Estratigrafía considerada en estimación de asentamientos

4.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE LA CASA CENTRAL

4.2.1 ESTRUCTURACION

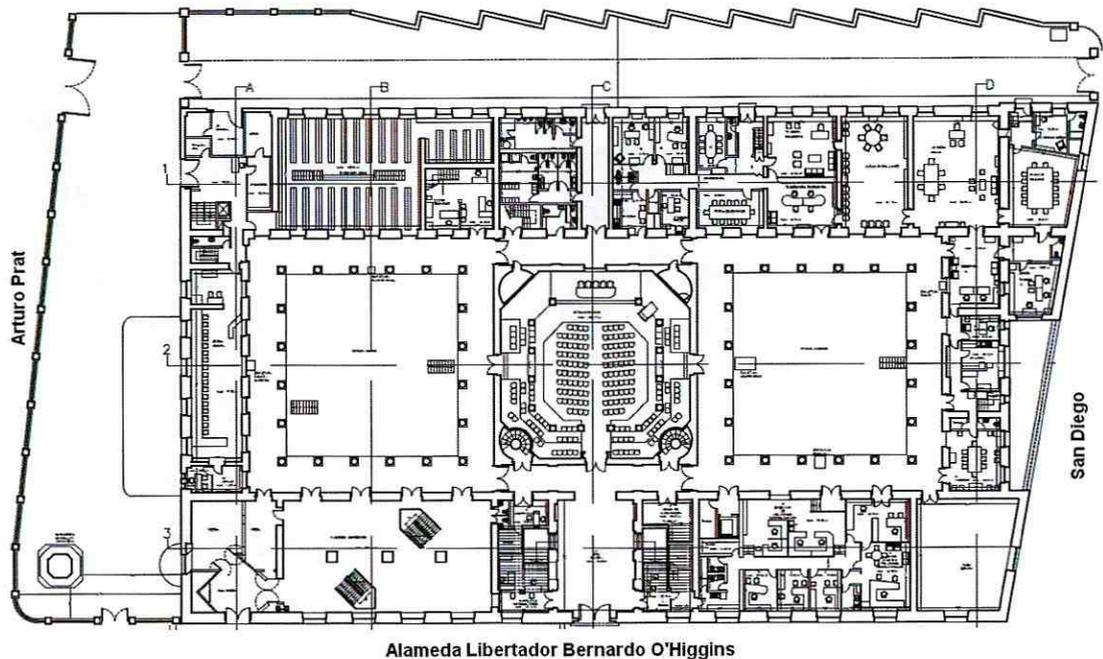
La Casa Central de la Universidad de Chile es un edificio de expresión neoclásica de sobrias fachadas enriquecidas con ornamentos dóricos y corintios. Su construcción comenzó en el año 1863 y culminó en 1872. En 1974 fue declarada Monumento Histórico.

El edificio se conforma en torno a dos patios interiores con dos niveles principales sobre terreno, más uno adicional en cada sector de los «torreones» ubicados en las esquinas, además de un nivel subterráneo de menor superficie, bajo los patios.

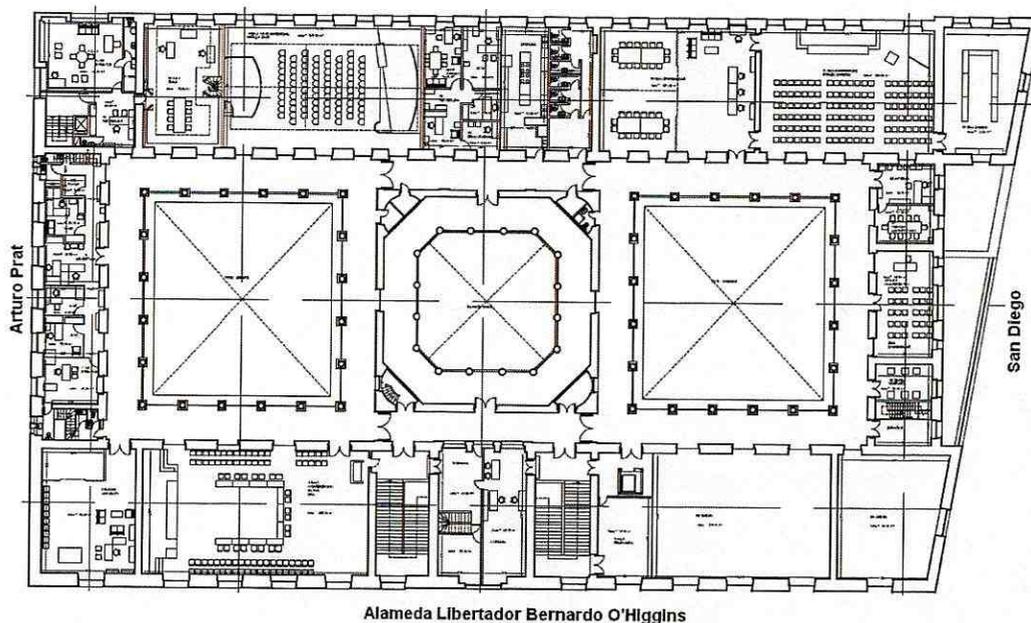
Sus muros típicos, de 70cm de espesor, son de albañilería sin reforzar. Posee envigados de madera a nivel del segundo piso y cerchas de madera a nivel de la techumbre.

Su extensión en planta considera una superficie aproximada de 80m x 50m. Alcanza una altura típica de 14.85m y en la zona de los torreones, una altura máxima de 21.90m.

En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se muestran las plantas del 1^{er} y 2^{do} nivel, respectivamente. En las figuras Figura 4.5 a Figura 4.9 se muestran las fachadas del edificio.



Alameda Libertador Bernardo O'Higgins
Figura 4.3: Edificio Casa Central Universidad de Chile – Planta 1^{er} Nivel.



Alameda Libertador Bernardo O'Higgins
Figura 4.4: Edificio Casa Central Universidad de Chile – Planta 2^{do} Nivel.

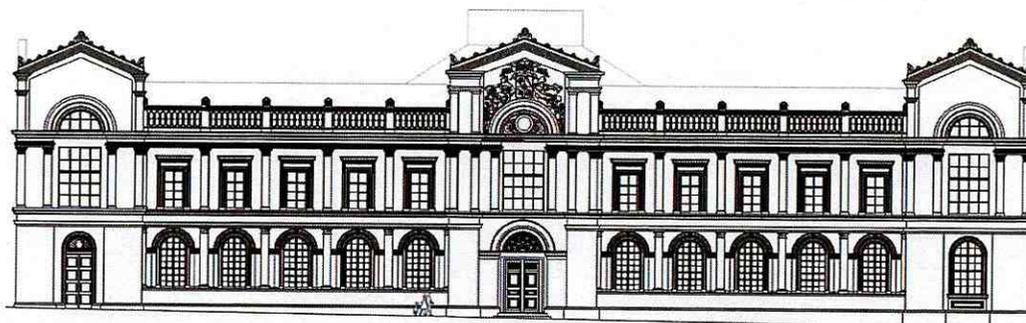


Figura 4.5: Edificio Casa Central Universidad de Chile – Elevación Fachada Norte.

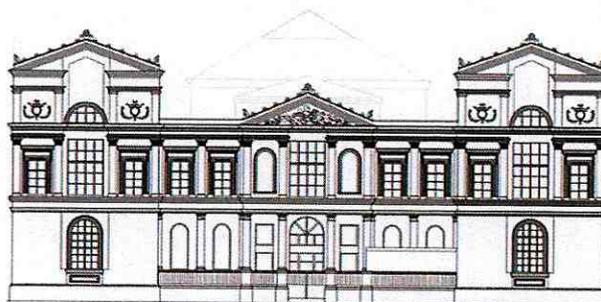


Figura 4.6: Edificio Casa Central Universidad de Chile – Elevación Fachada Poniente.

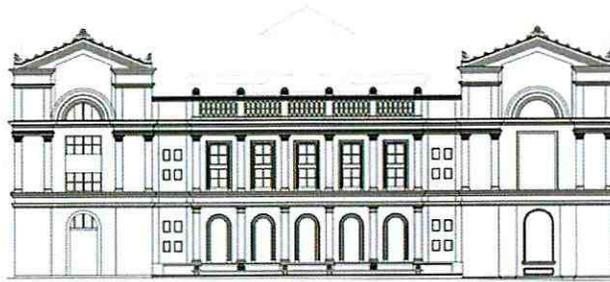


Figura 4.7: Edificio Casa Central Universidad de Chile – Elevación Fachada Oriente.

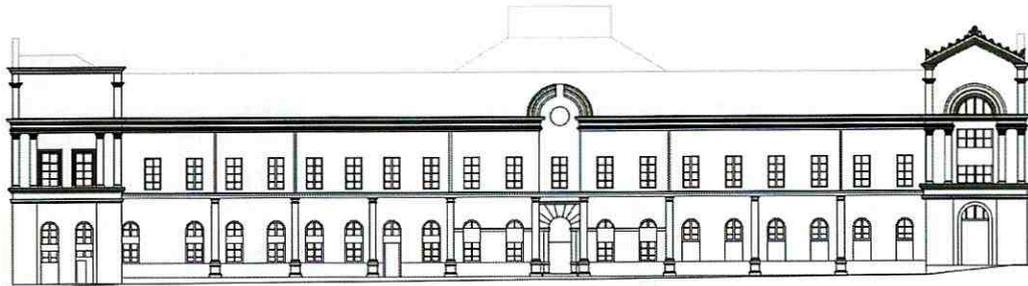


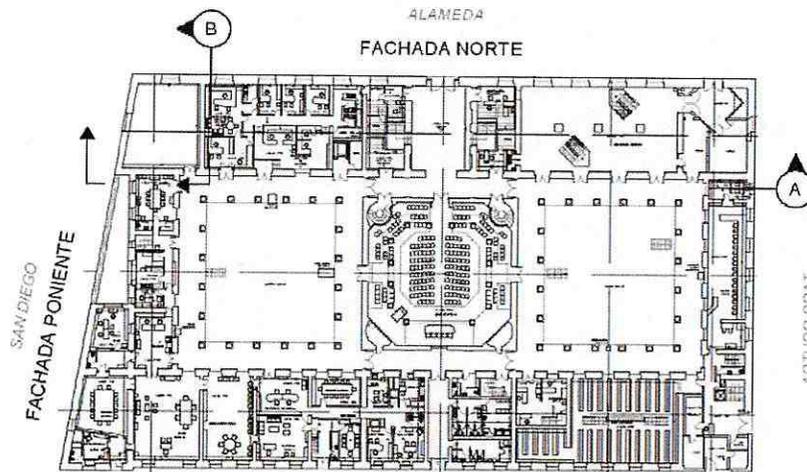
Figura 4.8: Edificio Casa Central Universidad de Chile – Elevación Fachada Sur.

Es importante destacar que en los años recientes se desarrollaron las obras necesarias para una remodelación parcial en el extremo norponiente del edificio. El proyecto incorporó la inclusión de refuerzos de hormigón armado que no fueron materializados en su totalidad tras el sismo de 1985. Los mencionados refuerzos, proyectados por don Santiago Arias, comprenden pilares y cadenas que se insertan 40 cm en los muros de albañilería simple, con secciones de 40x40 hasta 40x80 cm.

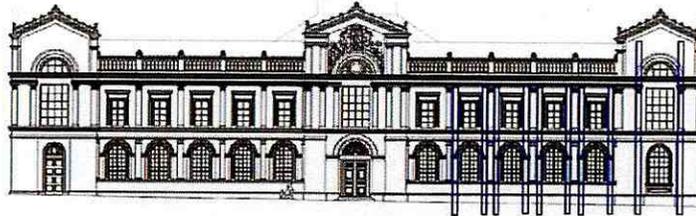
Por otro lado, adicionales a los refuerzos de Arias, se han agregado nuevos pilares de hormigón armado que enmarcan algunos vanos de ventanas. Un resumen de estos refuerzos, destacados con bordes en color azul, se presenta en la Figura 4.9.

Los refuerzos indicados anteriormente no se consideran en el análisis, tal como se indica en el alcance de este documento porque, si bien es cierto se sabe que la estructura resistente de este edificio fue sometida a reparaciones y refuerzos después de los sismos más recientes, no se dispone de una documentación completa y fidedigna que permita considerar los refuerzos ejecutados en las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Por lo tanto el análisis realizado es conservador, toda vez que es esperable que las reparaciones introducidas al edificio le han provisto de una resistencia mayor a la considerada en este informe.

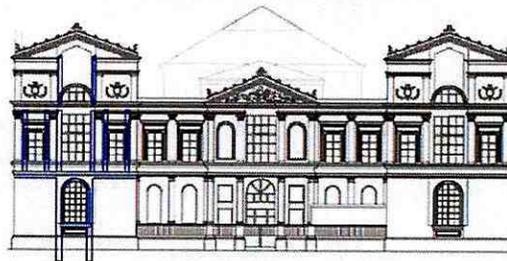
PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO



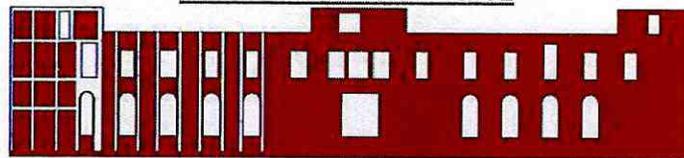
Planta



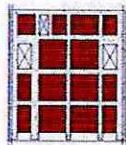
MUROS FACHADA NORTE



MUROS FACHADA PONIENTE



SECCIÓN (A)



SECCIÓN (B)

Figura 4.9: Refuerzos Post Terremoto de 1985 y Posteriores

4.2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Para los efectos de este estudio, teniendo en cuenta que no se dispone de mayor información en cuanto a las propiedades mecánicas de la albañilería utilizada, se consideran valores indicativos, provenientes de la práctica habitual en diseño estructural de albañilería y sus ensayos afines.

Se considera una resistencia prismática a la compresión $f_m = 8,5MPa$. Este valor permite calcular valores típicos de resistencias admisibles al corte utilizadas en la práctica habitual de diseño, lo que permite validar este valor para el alcance requerido en este estudio. Por ejemplo en este caso consideramos un valor medio entre los valores recomendados en la norma NCh 1928 Of. 1993, $v_{adm} = 0.1f_m^{1/2}$, de donde se obtiene por lo tanto $v_{adm} = 0,3MPa$ para la tensión admisible al esfuerzo de corte de la albañilería. Estos valores están desarrollados en la sección 6.0 de este documento.

Por otro lado, para estimar el valor del módulo de elasticidad se usa un 75% del valor recomendado en la norma NCh 2123 Of. 97 Mod. 2003. Esta reducción se aplica para aproximar los valores recomendados para albañilerías más modernas a los de los muros estudiados en este informe. Se considera entonces un módulo de elasticidad $E_m = 0,75 \times 700f_m = 4450MPa$. Para el caso del módulo de corte se usa $G_m = 0.3 E_m = 1350MPa$.

4.3 **COMPORTAMIENTO OBSERVADO EN SISMOS PASADOS. REFUERZOS SISMICOS**

La información siguiente se basa en la Ref. 4. También se ha considerado la información verbal obtenida de ingenieros estructurales que han participado en la inspección o refuerzo de este edificio.

Desde su construcción en 1863, el edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile ha experimentado varios eventos sísmicos de diferente intensidad. Los más severos fueron el sismo de 1906 y los más recientes de fechas 03.03.1985 y 27.02.2010. Como consecuencia de estos últimos sismos se introdujeron refuerzos tales como enrejados metálicos horizontales para materializar diafragmas de piso y cadenas de amarre de hormigón armado para evitar el vaciamiento de muros de albañilería en los pisos superiores. También se sabe de la introducción de columnas de hormigón armado en los costados de los muros con el fin de transformar la albañilería simple en una albañilería confinada, lo cual, si bien no cambia significativamente la capacidad resistente de los muros al esfuerzo de corte, sí mejora significativamente su comportamiento sísmico post-agrietamiento.

En cualquier caso, no se tiene documentación de la ocurrencia de daños en sismos pasados en muros de albañilería simple (Ref.13) de los ejes exterior norte e interior norte. Los hallazgos puntuales de fisuras en estos elementos coincide con la evaluación de la capacidad resistente sísmica de estos dos ejes de orientación oriente-poniente que se presenta en el Anexo A de este informe.

4.4 COMPORTAMIENTO OBSERVADO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 3

En esta sección se incluye un resumen de observaciones obtenidas a partir de estudios realizados anterior y posteriormente a la construcción de la Línea 3. En estos estudios fundamentalmente se analizan las tensiones en los muros del edificio como consecuencia de las deformaciones verticales del suelo medidas como consecuencia de la construcción del túnel de la Línea 3 del Metro bajo el eje San Diego-Bandera y del Pique Prat.

En el Informe “Edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile ante Excavaciones Subterráneas” (Ref.1) se analiza la respuesta de dos ejes estructurales principales del edificio debido a las deformaciones reales registradas en terreno, como consecuencia de la construcción no sólo del túnel principal de la Estación U. de Chile Línea 3, sino también de la totalidad del túnel-estación, galerías secundarias y galerías peatonales de acceso y combinación de la Estación Universidad de Chile de Línea 3. El valor máximo final medido para el asentamiento vertical fue 23,9 mm en la esquina nor-poniente del edificio (esquina de calles Alameda con Bandera). Se usaron modelos planos de los ejes resistentes A (norte) y B (poniente). Las tensiones de corte máximas encontradas en los muros fueron de 2 kg/cm² (eje A) y 1 kg/cm² (eje B).

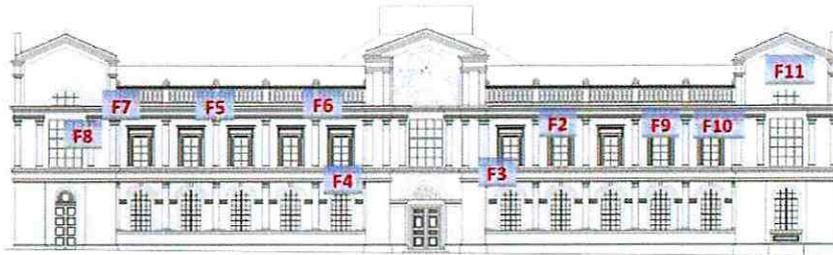
En el “Informe Descriptivo de Acciones y Monitoreo (IDA) Estación Universidad de Chile, Piques Acceso Prat y Nueva York” (Ref.11) se analiza la respuesta de los ejes estructurales principales de las fachadas Norte y Oriente del edificio debido a los asentamientos vertical y distorsión angular predichos por FLAC 3D 5.01 como consecuencia de la construcción del Pique Prat. En este mismo documento también se analizan los Edificios del Club de la Unión y Edificio Bolsa de Comercio debido a la construcción de los Piques Ahumada y Nueva York. El valor máximo del asentamiento vertical se estimó en 2,2 mm en la esquina nor-oriente del edificio de la Casa Central (esquina de calles Prat y Alameda). Se usaron modelos planos de los ejes resistentes A (norte) y B (poniente). Las tensiones de corte máximas encontradas en los muros fueron 0,88 kg/cm² (eje A) y 0,75 kg/cm² (eje B). El valor de agrietamiento estimado para esta albañilería es 3,75 kg/cm².

Finalmente es importante recalcar que los estudios anteriormente nombrados condicen lo indicado en el “Informe Comparación Catastro Fotográfico de Fachada Casa Central Universidad de Chile entre Años 2013-2017” (Ref.13) que muestra el registro fotográfico antes y después de la construcción, y donde se concluye que no se generaron nuevas fisuras ni tampoco se observa mayor abertura en las fisuras existentes.

4.5 OBSERVACIONES ESTRUCTURALES DE LA VISITA A LA CASA CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE CON FECHA 8 DE FEBRERO DEL 2018

Primeramente, es importante destacar que de acuerdo a la comparación visual que se ha podido realizar entre el registro fotográfico tomado en enero del año 2013 versus el registro de Noviembre del 2017 de la fachada de la Casa Central

de la Universidad de Chile (Ref. 13 y Ref. 14), se aprecia que las estructuras mantienen los hallazgos observados antes de iniciar los trabajos de la Línea 3 del Metro de Santiago, es decir: descaramiento de la pintura en varias zonas, fisuras menores en dinteles, cornisas, muros, antepechos y desprendimiento del estuco en sectores locales. Por lo que no se aprecia que las obras de Metro hayan provocado efectos nuevos en la edificación.



Ubicación fotos fachada Norte



Foto 9 2013



Foto 9 2017

Figura 4.10: Ejemplo de catastro fotográfico 2013-2017 (Ref.13 y Ref.14)

Con fecha 8 de Febrero del 2018 se realiza una visita a la Casa Central de la Universidad de Chile. Esto con el fin de observar el estado estructural interno y actual del edificio.

Se observan acuciosamente los ejes que corresponden al muro exterior norte y al muro interior norte desde el primer piso hasta los torreones, de oriente a poniente, salvo el sector de la sala Gabriela Mistral que estaba cerrada por vacaciones.

La primera observación es que todo el sector de la librería ubicada en el entrepiso del nivel 1 en la zona oriente del edificio, está aislado de la estructura resistente principal, por lo que el peso sísmico asociado a la estructura de ese entrepiso, así como la sobrecarga dinámica asociada a los libros no se considera como parte del peso sísmico total del edificio.

En general, se puede observar un buen estado de conservación del edificio, llama especialmente la atención que el pasillo de baldosas en el primer piso no acusa ningún tipo de deformación local. Asimismo los muros estructurales de las dos fachadas inspeccionadas no acusan grietas de corte. Algunos dinteles en el sector del primer piso de la librería muestran fisuras por el lado interior de la librería, fisuras que no se observan por el lado sur del muro interior norte. Cabe indicar que en esta zona del edificio los asentamientos debido a la construcción de la Línea 3 del Metro están en un rango entre 0.5 mm y 2 mm.

La zona del torreón nor-oriente ha sido reforzada con elementos de hormigón armado e internamente modificada por tabiques divisorios.

5.0 METODOLOGIA DE ESTE ESTUDIO

La metodología usada en este estudio para evaluar el comportamiento sísmico de la Casa Central de la U. de Chile se indica a continuación.

- a) Construcción de modelos planos de elementos finitos de los dos ejes resistentes de orientación oriente-poniente próximos a la fachada norte del edificio.
- b) Estimación de las tensiones de corte última y de agrietamiento para los muros de los ejes resistentes antes mencionados. Para esta estimación se usó la experiencia de los ensayos experimentales de muros de albañilería realizados en Chile, la que se detalla en la sección 6.0 de este informe.
- c) Validación de la estimación de la tensión de corte de agrietamiento a través de un análisis sísmico elástico para un espectro de aceleraciones en suelo tipo II (grava de Santiago), ajustado a la aceleración máxima horizontal registrada en suelo tipo II durante el sismo 27.02.2010, o sea, $A_0=0.31 g$. Se usa el espectro elástico para determinar la sollicitación sísmica y no se usan los coeficientes usuales en un proyecto de diseño, tales como el factor de modificación de la respuesta R ó el coeficiente de importancia I . La suposición de comportamiento elástico se fundamenta en que sólo se considera el comportamiento hasta que se alcance la tensión de agrietamiento de la albañilería en el elemento más desfavorable (ver Anexo B).
- d) Obtención de las tensiones por esfuerzo de corte en muros para las sollicitaciones sísmicas de diseño establecidas en la NCh 433 Of.1996, Modif. 2009 (Ref.10). Los parámetros sísmicos son: factor de modificación de la respuesta $R = 2$, (albañilería sin refuerzo), coeficiente de importancia $I = 1,2$, razón de amortiguamiento $\xi = 0,05$, suelo tipo II ó B, y coeficiente sísmico máximo $C_{max} = 0,27$.
- e) Análisis para determinar las tensiones por esfuerzo de corte en los muros principales de los ejes antes mencionados, para el efecto de asentamiento vertical del suelo en los perfiles oriente-poniente de los ejes estudiados.
- f) Superposición simple de las tensiones por esfuerzo de corte debidas tanto a la deformación del suelo como al efecto sísmico de diseño de la norma, verificando si es que las tensiones generadas en conjunto son menores a la tensión admisible de corte.

6.0 ESTIMACION DE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO POR ESFUERZO DE CORTE DE LA ALBAÑILERÍA

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se justifica la resistencia al agrietamiento que se ha supuesto para los muros de albañilería simple, sin ningún tipo de refuerzo, del edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile, ubicada en la vereda sur de la Alameda B. O'Higgins, entre las calles Arturo Prat y San Diego.

Los antecedentes para determinar esta resistencia se basan en los resultados del programa de ensayos de prismas de albañilería y ensayos experimentales de muros de albañilería armada sometidos a cargas horizontales cíclicas con cambio de la dirección de la fuerza horizontal, desarrollado en Chile entre 1982 y 1989, aproximadamente.

El procedimiento para determinar la resistencia de agrietamiento se basa en tres antecedentes experimentales:

- La relación entre la resistencia al agrietamiento y la resistencia última al esfuerzo de corte de muros de albañilería sin refuerzo horizontal.
- La relación entre la resistencia admisible y la resistencia última al esfuerzo de corte de muros de albañilería armada sin refuerzo de corte.
- La relación entre la resistencia admisible al esfuerzo de corte de muros de albañilería armada sin refuerzo de corte y la resistencia prismática a compresión de la albañilería.

6.2 RESISTENCIA ADMISIBLE AL ESFUERZO DE CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

La relación entre la resistencia admisible al esfuerzo de corte de muros de albañilería armada sin refuerzo de corte, v_m , y la resistencia prismática de la albañilería, f_m , se ha tomado de la Tabla 1 de la norma NCh 1928 (Ref.9):

$$v_m (\text{MPa}) \approx 0,1 \cdot \sqrt{f_m} (\text{MPa})$$

Basados en los ensayos de prisma de albañilería realizados en Chile en la década de los 80, y considerando ladrillos sólidos de buena calidad como los que visualmente se aprecia fueron utilizados en la construcción de este edificio, se ha estimado un valor de f_m , igual a 85 kg/cm^2 para la albañilería de la Casa Central de la U. de Chile. Sin embargo, este valor está validado por el comportamiento observado en este edificio durante el sismo de Febrero 2010 (ver Anexo B). Esto conduce a un valor de la tensión admisible al corte de muros sin refuerzo (v_m) igual a $0,30 \text{ MPa}$ ó 3 kg/cm^2 .

6.3 RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA ADMISIBLE Y LA RESISTENCIA ÚLTIMA AL ESFUERZO DE CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA SIN REFUERZO DE CORTE

Entre 1975 y 1985 se desarrollaron programas de ensayos experimentales de muros de albañilería armada tanto en USA como en Chile. En la Referencia 12, Figura 2, se muestra un resumen de estos ensayos experimentales, de la cual se puede obtener una estimación conservadora de la resistencia última al esfuerzo de corte de muros sin refuerzo de corte, v_u :

$$v_u = 2,50 v_{m0}$$

6.4 RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO Y LA RESISTENCIA ÚLTIMA AL ESFUERZO DE CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA SIN REFUERZO DE CORTE

El programa de ensayo de muros de albañilería armada desarrollado en Chile, permitió concluir que la primera grieta diagonal al esfuerzo de corte se produce aproximadamente para un 50% de la resistencia última del muro al esfuerzo de corte. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo para el primer agrietamiento se puede estimar de:

$$v_{agr} (MPa) = 1,25 v_m = 0,125 \cdot \sqrt{f'_m} (MPa)$$

Si $f'_m = 85 \text{ kg/cm}^2$

$$v_{agr} (MPa) = 1,25 \cdot 0,3MPa = 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

En el desarrollo anterior las tensiones por esfuerzo de corte en muros son tensiones nominales, o sea, se obtienen de dividir el esfuerzo de corte horizontal por el área nominal del muro (longitud por espesor).

7.0 EVALUACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE SISMICA DE LA ESTRUCTURA

En esta sección se analiza el diseño que habría tenido la estructura resistente de este edificio si se hubiera efectuado con la norma sísmica actual, o sea la NCh 433 Of.1996, Modif. 2009 (Ref.10). Para ello se han obtenido las tensiones por esfuerzo de corte los muros principales para las sollicitaciones sísmicas establecidas en esta norma, sólo para los ejes de orientación oriente-poniente incluidos en este estudio. Los parámetros sísmicos son: factor de modificación de la respuesta $R = 2$, (albañilería sin refuerzo), coeficiente de importancia $I = 1,2$, razón de amortiguamiento $\xi = 0,05$, suelo tipo II ó B, y coeficiente sísmico máximo $C_{max} = 0,27$.

7.1 FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO SEGÚN NCH 433 ACTUAL

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se utiliza también un análisis modal espectral de acuerdo a la norma NCh 433 Of.1996 Mod.2009 (Ref.10).

La información de los primeros cinco modos se muestra en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1: Información de primeros cinco modos de Análisis Modal Espectral

Modo	Periodo (seg)	% Masa Modal	Sai (g) Espectro Diseño
1	0.116	0.55	0.354
2	0.100	2.53E-06	0.324
3	0.076	0.02901	0.279
4	0.054	3.28E-07	0.241
5	0.052	0.08378	0.237

Los parámetros de diseño que se han tomado de la Ref. 10 son:

Tabla 7-2: Parámetros de diseño considerados en Análisis Modal Espectral

Zona Sísmica	II
Ao	0.3 g
α	2.00
Suelo	Tipo II
S	1
T _o	0.3
p	1.5
I	1.2
R	2
C _{máximo}	0.27 g

**Tabla 7-3: Corte Sísmico Basal para espectro de diseño de NCh433 Of.1996
Mod.2009 en ejes resistentes**

Q _{min} = 153 Ton	
Q _{max} = 824 Ton	
Corte sísmico basal para muro exterior norte Q _o	617 Ton
Corte sísmico basal para muro interior norte Q _o	617 Ton

Para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales se consideran los primeros cinco modos de vibrar, resultando en una fuerza lateral equivalente de 275 ton en el primer piso y 342 ton en el segundo piso. En este cálculo, así como en el del esfuerzo de corte basal, el modo fundamental de vibración es el que tiene la mayor contribución debido a que presenta el mayor porcentaje de masa modal. La fuerza sísmica se considera en dirección positiva (oriente a poniente) y negativa (poniente a oriente).

7.2 TENSIONES DE CORTE DE DISEÑO

En la Tabla 7-4 se muestran las tensiones de corte en muros para el eje Norte-Exterior, mientras que la Tabla 7-5 muestra lo mismo para el eje Norte-Interior.

De acuerdo a los antecedentes reproducidos en el capítulo 6.0, la tensión admisible por esfuerzo de corte de la albañilería es un 80% de la tensión por agrietamiento. En el presente caso esta tensión admisible se podría estimar en 3,0 kg/cm². Sin embargo, las normas de albañilería están redactadas para un diseño por tensiones admisibles y permiten, para el caso de acciones sísmicas o combinaciones de ellas, aumentar la tensión admisible en un 33,3% (Punto 4.3.3 de la norma NCh 1928, Ref. 9); por lo tanto la tensión admisible de corte sería de 4,0 Kg/cm² (3,0 x 1,333 = 4,0) y en este caso ningún muro de los ejes Norte-Exterior y Norte-Interior superaría el valor de la tensión admisible.

**Tabla 7-4: Esfuerzos de corte en muros debido a las fuerzas sísmicas de diseño
dirección poniente - oriente en eje resistente Norte-Exterior**

SISMO POSITIVO														
3ER PISO	-0.1	0.1					-0.01	0.01					0.11	-0.11
2DO PISO	0.53	1.09	1.43	1.22	1.17	1.25	0.82	0.83	1.25	1.18	1.22	1.44	1.09	0.55
1ER PISO	0.72	1.61	1.6	1.69	1.7	1.66	1.5	1.9	1.67	1.73	1.72	1.63	1.66	0.74
SISMO NEGATIVO														
3ER PISO	0.1	-0.1					0.01	-0.01					-0.11	0.11
2DO PISO	-0.53	-1.09	-1.43	-1.22	-1.17	-1.25	-0.82	-0.83	-1.25	-1.18	-1.22	-1.44	-1.09	-0.55
1ER PISO	-0.72	-1.61	-1.6	-1.69	-1.7	-1.66	-1.5	-1.9	-1.67	-1.73	-1.72	-1.63	-1.66	-0.74

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

**Tabla 7-5: Esfuerzos de corte en muros debido a las fuerzas sísmicas de diseño
dirección oriente - poniente en eje resistente Norte-Interior**

SISMO POSITIVO															
3ER PISO	0.16	0.18					0.05	0.08						0.29	0.2
2DO PISO	0.61	0.9	1.06	0.85	1.08	1	1.19	1.24	1.09	1.2	0.92	0.92	1.13	0.91	0.52
1ER PISO	1.53		1.02	1.27	1.08	1.84		1.81		1.16	1.47	1.32	1.34	1.48	
SISMO NEGATIVO															
3ER PISO	-0.16	0.18					0.05	0.08						0.29	-0.2
2DO PISO	-0.61	-0.9	1.06	0.85	1.08	1	1.19	1.24	1.09	-1.2	0.92	0.92	1.13	0.91	0.52
1ER PISO	-1.53		1.02	1.27	1.08	-1.84		-1.81		1.16	1.47	1.32	1.34	-1.48	

7.3 CONCLUSIONES RESPECTO A LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA

La capacidad resistente sísmica de esta estructura, a juzgar por los resultados obtenidos en el capítulo 7.0, cumple con las solicitaciones de diseño de la NCh 433 Of.96 Mod. 2009 para los ejes de orientación oriente-poniente, ya que los esfuerzos de corte obtenidos ante las solicitaciones sísmicas de diseño de la norma son inferiores al esfuerzo de corte admisible.

8.0 EFEECTO DEL ASENTAMIENTO DEL SUELO

Para observar el efecto del asentamiento del suelo en el edificio en términos de esfuerzos de corte en muros principales, se aplican en la base de los modelos de elementos finitos de los ejes resistentes el perfil de asentamientos verticales medidos por el sistema de monitoreo de la Línea 3 de Metro.

8.1 PERFIL DE ASENTAMIENTOS VERTICALES, EJES NORTE-EXTERIOR Y NORTE-INTERIOR

Las deformaciones a nivel de fundaciones del edificio se obtienen del monitoreo de terreno. El programa utilizado para el análisis de los datos de monitoreo se llama Kronos.

Para este estudio se determinaron dos secciones de análisis de asentamiento que se muestran a continuación en la Figura 8.1. Estas secciones coinciden con la posición de los ejes resistente N-E: Norte Exterior y N-I: Norte Interior.

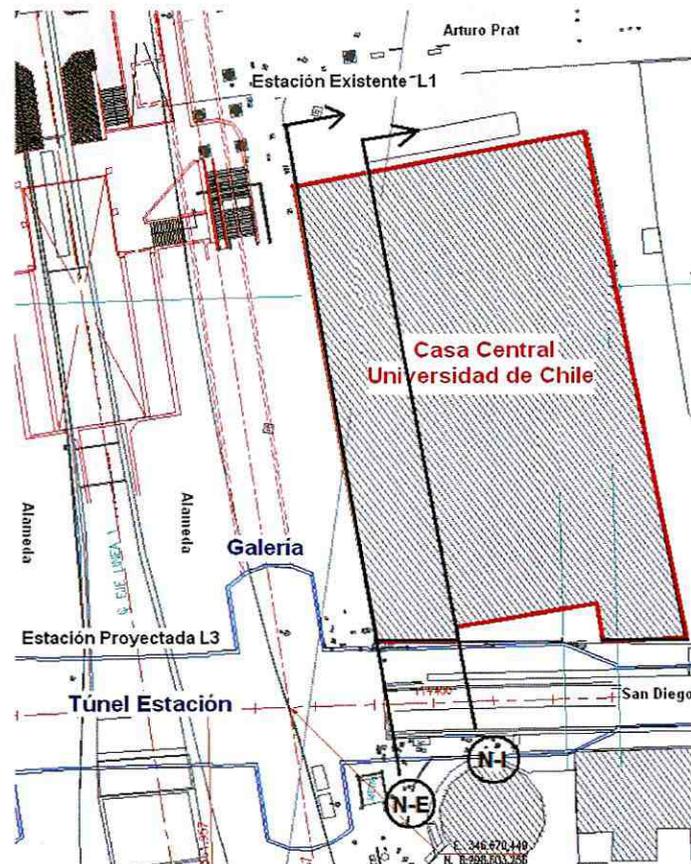


Figura 8.1: Planta Casa Central U de Chile. Secciones de Análisis para Asentamientos

Eje Resistente Norte-Exterior

Esta sección corresponde a la fachada norte del edificio, eje Norte-Exterior para este estudio. El túnel interestación se ubica aproximadamente a 30m bajo el nivel de terreno y el eje del túnel se ubica en horizontal a 9m aproximadamente desde la esquina nor – poniente de la fachada.

Los asentamientos que se utilizan son los mismos definidos para el Informe de la Referencia 1.

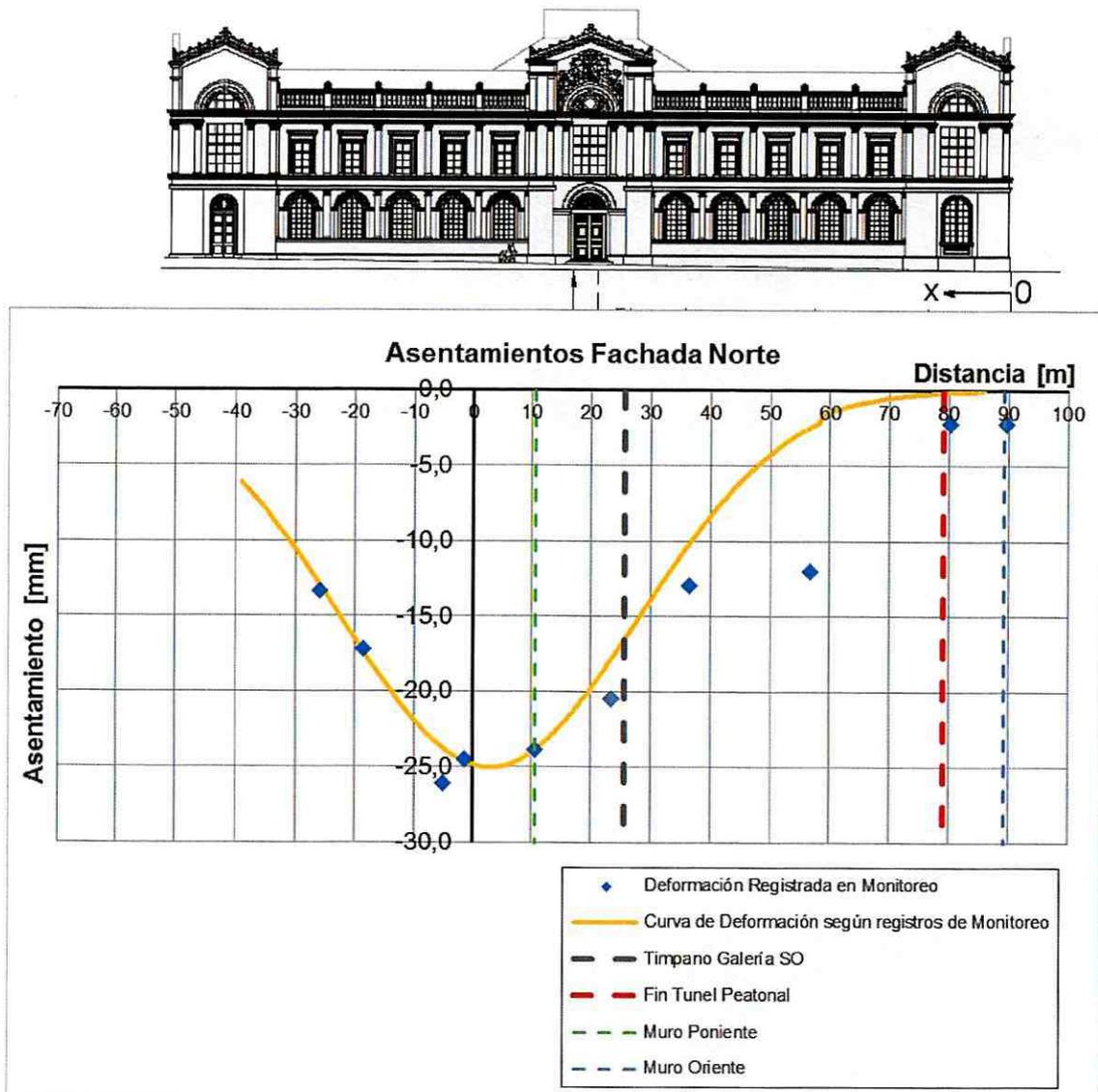


Figura 8.2: Asentamientos en eje Norte-Exterior (tomado de la Ref.[1])

Eje Resistente Norte-Interior

Esta sección corresponde a un muro interior que posee los vanos de las puertas que permiten los accesos a las dependencias del ala norte del edificio.

La Figura 8.3 muestra los instrumentos de medición utilizados para el monitoreo en terreno del sector de la Casa Central de la Universidad de Chile.

Se puede observar que al interior del edificio no existen instrumentos de medición, pero mediante el programa Kronos, que permite el análisis de datos medidos, se obtiene un mapa de contorno al interpolar las mediciones existentes en el exterior del edificio. Los asentamientos en la sección A-B de la Figura 8.3, se aplican en la base del eje resistente Norte-Interior para simular el efecto de los asentamientos verticales.



Figura 8.3: Mapa de Contorno con Asentamientos en el sector Casa Central Universidad de Chile

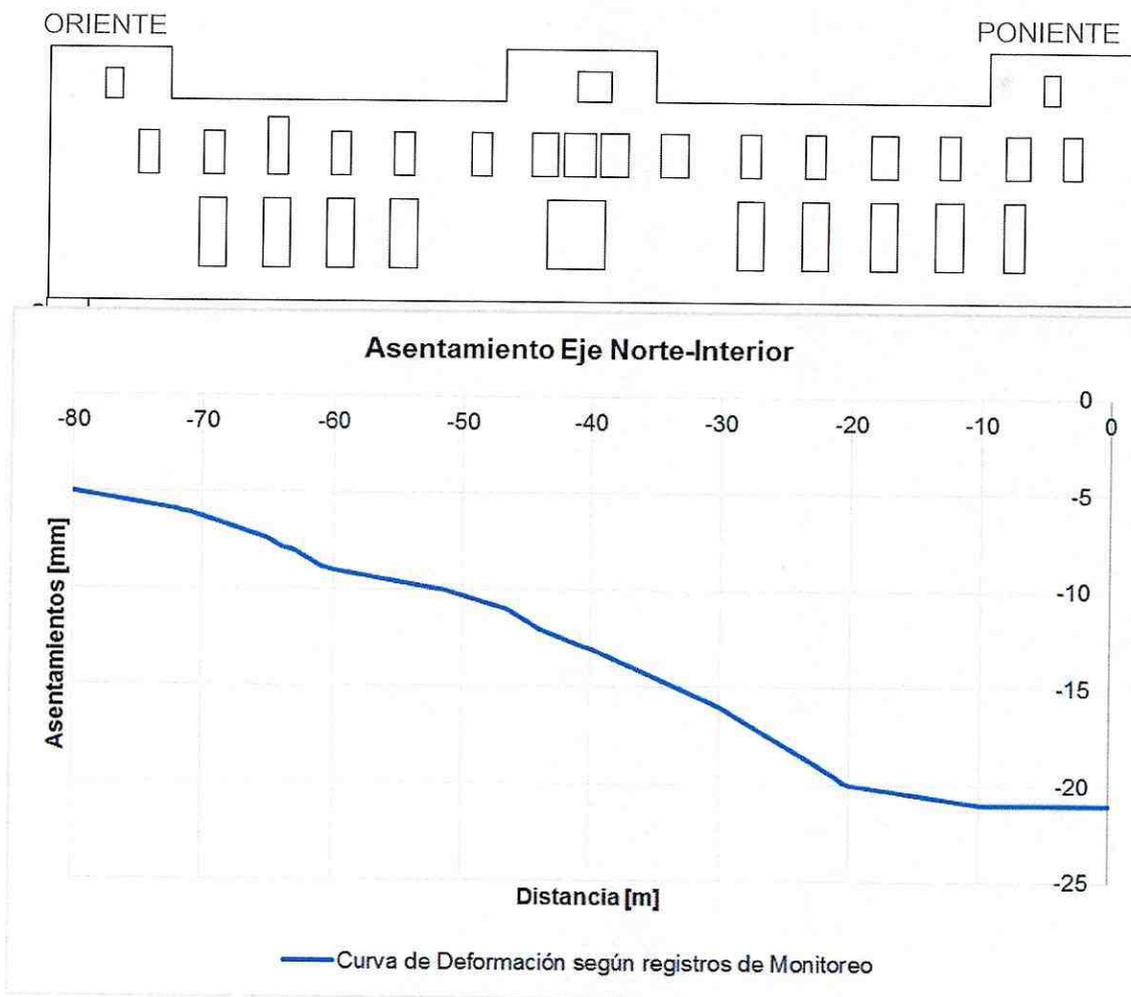


Figura 8.4: Asentamientos en eje Norte-Interior

8.2 DETERMINACION DE TENSIONES POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS DE ALBAÑILERIA

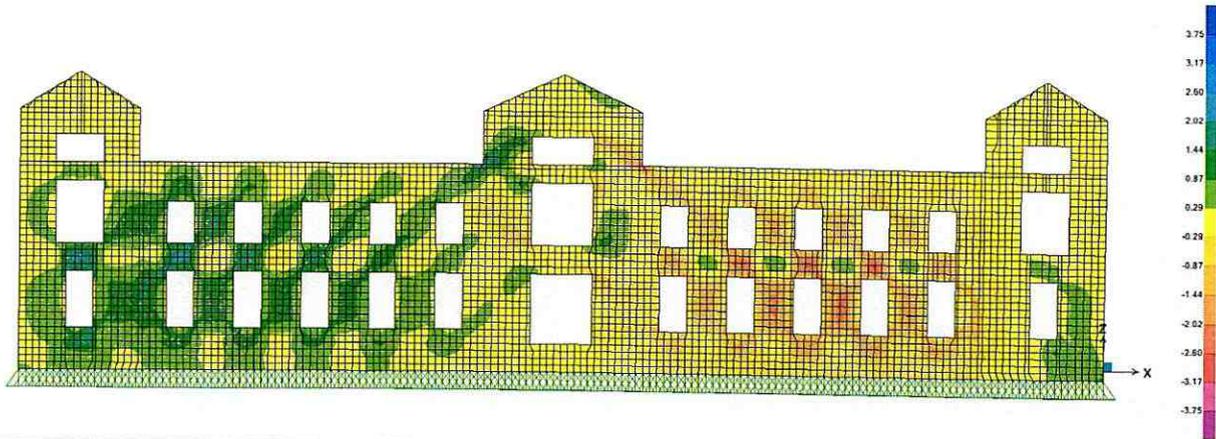
Los resultados obtenidos a partir del análisis considerando los asentamientos se muestran en la Figura 8.5 para el eje resistente Norte-Exterior y en la Figura 8.6 para el eje resistente Norte-Interior.

En cada figura se informa una tensión de corte asociada a cada muro del eje estudiado. La tensión de corte informada para cada elemento es la tensión promedio obtenida en la mitad del elemento calculada como la fuerza de corte en cada elemento, obtenida del modelo de elementos finitos dividida por el área bruta de corte.

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

ASENTAMIENTO
ORIENTE

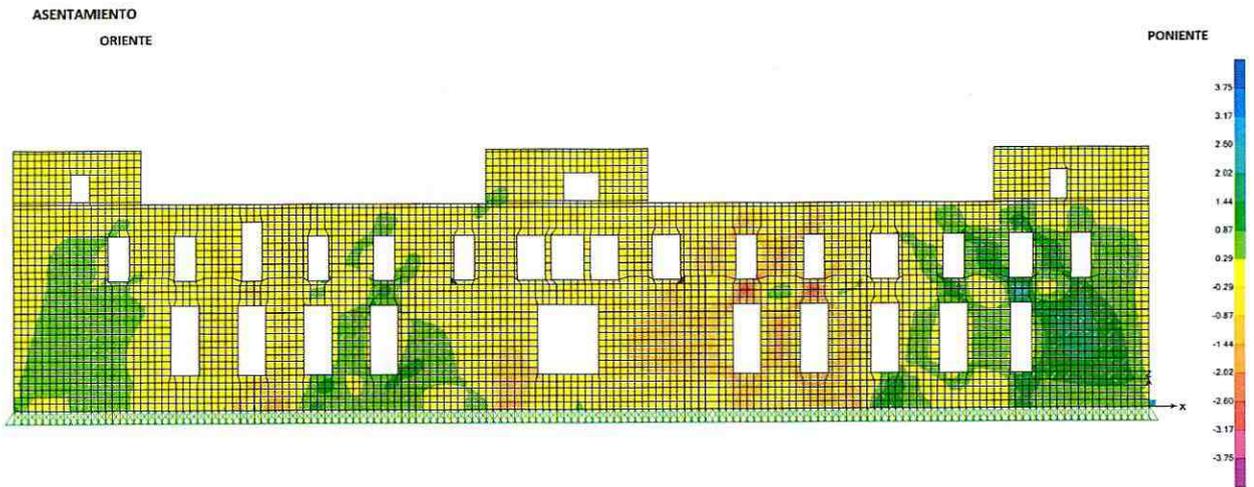
PONIENTE



3ER PISO	0.02	-0.02					0.84	-0.84					-0.03	0.03
2DO PISO	0.32	0.94	1.02	0.81	0.65	0.51	-0.46	0.2	-0.95	-1.08	-1.08	-0.91	-0.25	0.07
1ER PISO	0.47	1.01	0.95	0.92	0.81	0.57	0.21	-0.58	1.09	-1.4	-1.46	-1.22	-0.49	0.27

Figura 8.5: Esfuerzos de corte en muros debido a asentamientos inducidos por construcción L3 del Metro en eje resistente Norte-Exterior

PROYECTO N° 13335
 INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO



3ER PISO	-0.01	0.01					-0.04	0.06						0.08	-0.05
2DO PISO	0.25	0.09	-0.21	0	0.2	0.17	-0.34	-0.53	-0.85	-1.08	-0.49	0.25	0.87	0.83	0.5
1ER PISO		0.36	-0.27	-0.31	0.39		-0.08		-0.9	-1.02	-0.82	0.3	0.54		1.02

Figura 8.6: Esfuerzos de corte en muros debido a asentamientos inducidos por construcción L3 del Metro en eje resistente Norte-Interior

8.3 CONCLUSIONES RESPECTO A LA TENSION DE AGRIETAMIENTO DE LA ALBAÑILERIA

Los resultados para el eje resistente Norte-Exterior se muestran en las tablas de la Figura 8.5. Se puede observar que el corte máximo obtenido es de 1.46 kgf/cm², que corresponde a un muro del primer piso. Debido a que el esfuerzo máximo de corte es 1.46 kgf/cm² en el elemento más crítico del eje Norte-Exterior, existiría aproximadamente un 61% de margen para alcanzar el valor de corte de agrietamiento de 3.75 kgf/cm² debido a fuerzas de origen distinto a los asentamientos.

Los resultados para el eje resistente Norte-Interior se muestran en las tablas de la Figura 8.6. Se puede observar que el corte máximo obtenido es de 1.08 kgf/cm². Debido a que el esfuerzo máximo de corte es 1.08 kgf/cm² en el elemento más crítico del eje Norte-Interior, existiría aproximadamente un 71% de margen para alcanzar el valor de corte de agrietamiento de 3.75 kgf/cm² debido a fuerzas de origen distinto a los asentamientos.

Ningún elemento supera el corte admisible de 3 kgf/cm² debido a los asentamientos inducidos por la construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago. Esta conclusión se vió refrendada por el nulo agrietamiento o aumento de las grietas existentes observado en los muros de estos ejes después de la construcción de la Línea 3, lo que constituye una validación del valor estimado para la tensión de agrietamiento de la albañilería de este edificio.

9.0 VERIFICACIÓN DE DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO CONSIDERANDO EFECTOS DE ASENTAMIENTO

En este capítulo se verifica el diseño sísmico del edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile considerando las tensiones por esfuerzo de corte en muros para las sollicitaciones sísmicas establecidas en la norma NCh 433 Of.96 Mod. 2009, superponiendo el efecto de los asentamientos originados por la construcción de la Línea 3 en las tensiones por esfuerzo de corte en muros principales de los ejes resistentes analizados.

Se obtienen los esfuerzos de corte mostrados en Tabla 9-1 para el eje Norte-Exterior, y los esfuerzos de corte mostrados en la Tabla 9-2 para el eje Norte-Interior.

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

Tabla 9-1: Esfuerzos de corte en muros por Efecto Sísmico + Asentamientos en eje resistente Norte-Exterior

SISMO POSITIVO+ASENTAMIENTO															
3ER PISO	-0.08	0.08						0.83	-0.83					0.08	-0.08
2DO PISO	0.85	2.03	2.45	2.03	1.82	1.76	0.36	1.03	0.3	0.1	0.14	0.53	0.84	0.62	
1ER PISO	1.19	2.62	2.55	2.61	2.51	2.23	1.71	1.32	2.76	0.33	0.26	0.41	1.17	1.01	
SISMO NEGATIVO+ASENTAMIENTO															
3ER PISO	0.12	-0.12						0.85	-0.85					-0.14	0.14
2DO PISO	-0.21	-0.15	-0.41	-0.41	-0.52	-0.74	-1.28	-0.63	-2.2	-2.26	-2.3	-2.35	-1.34	-0.48	
1ER PISO	-0.25	-0.6	-0.65	-0.77	-0.89	-1.09	-1.29	-2.48	-0.58	-3.13	-3.18	-2.85	-2.15	-0.47	

Tabla 9-2: Esfuerzos de corte en muros por Efecto Sísmico + Asentamientos en eje resistente Norte-Interior

SISMO POSITIVO+ASENTAMIENTO															
3ER PISO	0.15	-0.17						-0.09	0.14					-0.21	0.15
2DO PISO	0.86	0.99	0.85	0.85	1.28	1.17	0.85	0.71	0.24	0.12	0.43	1.17	2	1.74	1.02
1ER PISO	1.89	0.75	0.96	1.47		1.76		0.91		0.14	0.65	1.62	1.88	2.5	
SISMO NEGATIVO+ASENTAMIENTO															
3ER PISO	-0.17	0.19						0.01	-0.02					0.37	-0.25
2DO PISO	-0.36	-0.81	-1.27	-0.85	-0.88	-0.83	-1.53	-1.77	-1.94	-2.28	-1.41	-0.67	-0.26	-0.08	-0.02
1ER PISO	-1.17	-1.29	-1.58	-0.69		-1.92		-2.71		-2.18	-2.29	-1.02	-0.8	-0.46	

En general, se puede observar un buen comportamiento de la estructura si se superpone un eventual efecto sísmico obtenido de la norma a los asentamientos medidos en terreno, ya que ningún elemento en cada uno de los ejes estudiados superaría el corte admisible. Sólo en el caso del eje Norte-Exterior existirían dos muros que presentarían esfuerzos levemente superiores al corte admisible de $3,0 \text{ Kg/cm}^2$; pero dado que las normas de albañilería basadas en tensiones admisibles permiten, para el caso de acciones sísmicas o combinaciones de ellas, aumentar la tensión admisible en un 33,3% (Punto 4.3.3 de la norma NCh 1928, Ref. 9); por lo tanto la tensión admisible de corte sería de $4,0 \text{ Kg/cm}^2$ ($3,0 \times 1,333 = 4,0$) y en este caso ningún muro superaría el valor de la tensión admisible.

10.0 CONCLUSIONES

Se puede observar que la capacidad sísmica resistente de la estructura, a juzgar por los resultados obtenidos para dos de los ejes de orientación oriente-poniente cumple con la normativa sísmica chilena vigente, ya que todos los elementos cumplen con la tensión admisible de corte de 4 kgf/cm^2 , si se verifican las tensiones producto del espectro de diseño de la norma sísmica chilena.

Por otro lado, cuando se analizan las tensiones de corte debido los asentamientos inducidos por la construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago todos los muros cumplen con la tensión de corte admisible de 3 kgf/cm^2 , siendo la máxima 1.46 kgf/cm^2 . Esta conclusión se vió refrendada al comparar los registros de fisuramiento del edificio antes del inicio de las obras respecto de lo observado durante el desarrollo de las obras hasta la situación final registrada en diciembre del año 2017, lo que se puede ver en el informe de registro fotográfico comparativo entre los años 2013 y 2017, lo que constituye una validación del valor estimado para la tensión de agrietamiento de la albañilería de este edificio.

Finalmente se puede concluir que al superponer un eventual sismo (Norma NCh 433) a los asentamientos reales medidos en terreno, se obtiene como resultado un comportamiento aceptable de la estructura, ya que se observa que tanto para el eje Norte-Exterior como para el Norte-Interior todos los muros satisfacen la condición de no superar el corte admisible, y por lo tanto tampoco el de agrietamiento.

De este análisis se puede concluir que para la eventual situación de un sismo de norma más la situación ya deformada de la estructura producto de los asentamientos medidos del suelo, el edificio Casa Central de la Universidad de Chile presenta una estructura estable ante sollicitaciones sísmicas, y las deformaciones inducidas por las obras de Metro no han generado un desmedro significativo en la capacidad estructural del edificio.

Los resultados del estudio de comportamiento para las tensiones de corte en muros de los ejes analizados, validan el valor adoptado de tensión de corte de agrietamiento, ya que en ningún muro supera el corte de agrietamiento de 3.75 kgf/cm^2 . Esta afirmación se condice con los antecedentes que se tienen para el sismo del 2010 en el edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile, donde a pesar que evidentemente la estructura de la Casa Central sufrió efectos, no se conoce catastro post evento que indique que se produjeron agrietamientos en muros de estos dos ejes estructurales.

11.0 ANEXO A: ACELERACIONES HORIZONTALES MÁXIMAS DEL SUELO PARA
SISMOS DEL 03.03.1985 Y 27.02.2010

No existen registros sísmicos en Santiago para el sismo del 03.03.1985. De un estudio realizado en edificios de albañilería armada ubicados en suelos tipos II y III de la norma NCh 433 Of. 1996 ("backward analysis"), se concluyó que la aceleración horizontal máxima del suelo fue del orden de 0,26 g (Ref. 5).

De acuerdo a lo informado por RENADIC de la Universidad de Chile (Ref. 6), las aceleraciones horizontales máximas registradas en Santiago Centro, Suelo tipo II ó B, durante el sismo 27.02.2010 fueron 0,22g longitudinal y 0,31g transversal. Por otra parte, de acuerdo al trabajo de Barrientos (Ref. 7), las aceleraciones horizontales máximas en la Estación Cerro Santa Lucía (suelo tipo I) fueron 0,24g (N-S) y 0,34g (E-W).

En este estudio se ha considerado la fuente más confiable. Por lo tanto para el análisis del efecto sísmico en el caso de un sismo similar al de Febrero del 2010 se ha considerado que la aceleración horizontal máxima en suelo tipo II sería de 0,31g.

12.0 ANEXO B: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA
ANTE UN EVENTO SÍSMICO SIMILAR AL DEL AÑO 2010

**VALIDACION DE TENSION DE CORTE DE AGRIETAMIENTO MEDIANTE
COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ESTRUCTURA EN SISMO 2010**

En esta sección se explican las simplificaciones y supuestos considerados para estudiar el comportamiento sísmico esperado de la estructura ante un sismo similar al 27.02.2010.

1. TIPO DE ANALISIS CONSIDERADO

El análisis para determinar las tensiones por esfuerzo de corte en los elementos de albañilería fue de tipo elástico, ya que el estudio se limita al rango de comportamiento que finaliza con el desarrollo de la tensión de agrietamiento de albañilería en el elemento más desfavorable. Para realizar este análisis se utilizan elementos finitos utilizando el programa SAP2000.

2. DIRECCION DE ANALISIS SISMICO Y EJES RESISTENTES CONSIDERADOS

Según lo explicado en el alcance de este documento se realiza el análisis para los ejes de orientación oriente-poniente, el análisis se ha limitado a dos ejes principales: el eje oriente-poniente de la fachada norte del edificio y el siguiente eje paralelo hacia el sur (ver Figura B.1.0.1 y Figura B.1.0.2). Para efectos de este estudio estos ejes se han denominado norte-exterior y norte-interior, respectivamente.

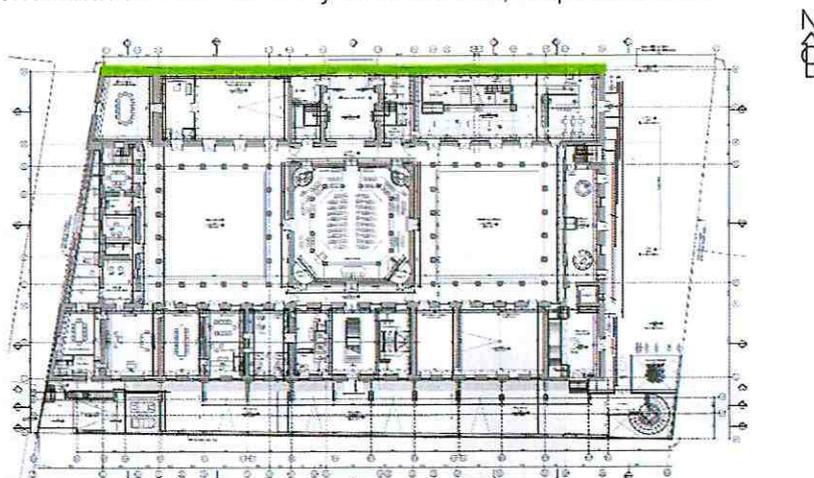


Figura B.1.0.1: Posición del eje Norte-Exterior (Fachada Norte) en planta

N

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

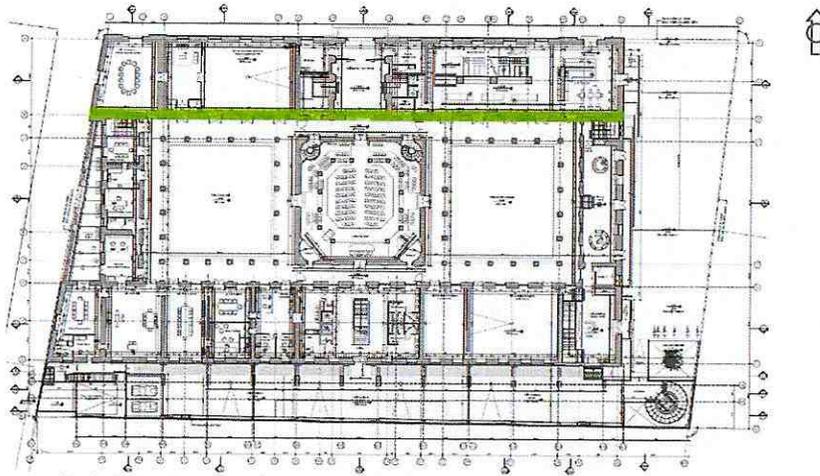


Figura B.1.0.2: Posición del eje Norte-Interior en planta

Se considera que estos dos ejes se llevan la mitad del corte sísmico del edificio para el análisis de un sismo de dirección oriente-poniente.

La geometría considerada para los modelos planos se obtiene a partir de los planos de la Ref. 3 de este documento. Las condiciones de borde en la base de ambos modelos se consideran rotuladas; para las fundaciones se considera un sobre espesor en la base de acuerdo a la información contenida en los planos. (Ref. 3)

En la Figura B.1.0.3 se muestra el modelo de elementos finitos considerado para el análisis del eje Norte-Exterior, y en la Figura B.1.0.4 se muestra el modelo de elementos finitos considerado para el análisis del eje Norte-Interior.

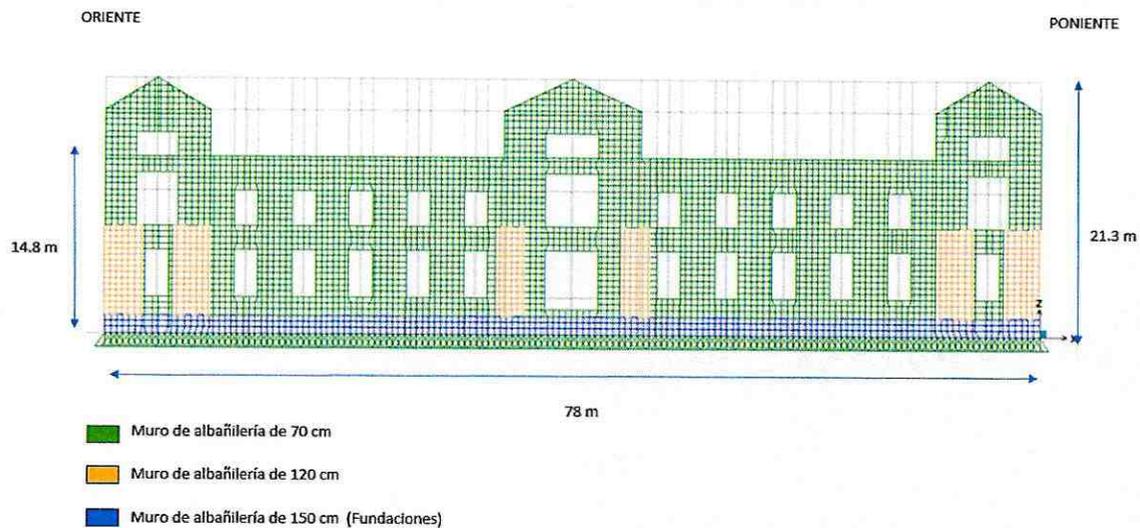


Figura B.1.0.3: Modelo de elementos finitos considerado para eje Norte-Exterior

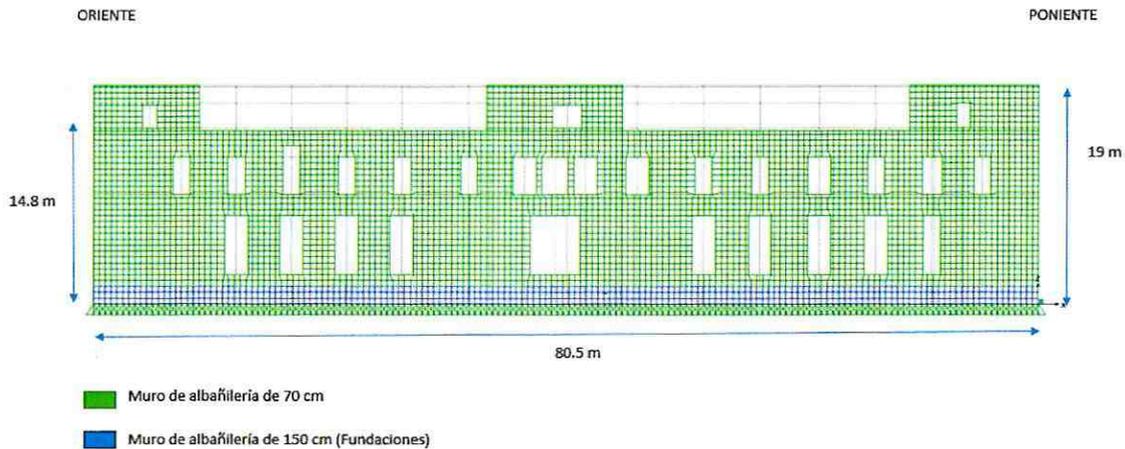


Figura B.1.0.4: Modelo de elementos finitos considerado para eje Norte-Interior

El periodo fundamental traslacional de la estructura en la dirección de análisis se estima a partir de los modelos en SAP2000 para los dos ejes estudiados, y resulta ser en ambos ejes alrededor de 0.11 seg, por lo que se considera que la estructura tiene un periodo fundamental de 0.11 seg para los cálculos posteriores.

3. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO ELASTICO PARA EVALUAR COMPORTAMIENTO (sISMO 27.02.2010)

De acuerdo a lo señalado en la Metodología, debido a que esta parte del estudio es un estudio de comportamiento y no de diseño, se usa el espectro elástico para determinar la sollicitación sísmica y no se usan los coeficientes usuales en un proyecto de diseño, tales como el factor de modificación de la respuesta R o el coeficiente de importancia I.

Para hacer más simple la comprensión de la sollicitación sísmica, se ha usado el espectro elástico de diseño de la norma NCh 433.Of1996, Modif. 2009, ajustado a la aceleración máxima horizontal registrada en suelo tipo II durante el sismo 27.02.2010, o sea, $A_0 = 0,31g$.

Tabla B.1-1: Parámetros de diseño considerados en Análisis Modal Espectral

Zona Sísmica	II
A_0	0.3 g
α	1.905
Suelo	Tipo II
S	1
T_0	0.3
p	1.5
I	1
R^*	1.00

4. ANALISIS SISMICO. DETERMINACION DE FUERZAS SISMICAS

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se utiliza un análisis modal espectral de acuerdo a la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 (Ref.10).

En la Tabla B.1-2, se muestra la información de los primeros cinco modos de vibrar del eje norte exterior de la estructura.

Tabla B.1-2: Información de primeros cinco modos de Análisis Modal Espectral

Modo	Periodo (seg)	% Masa Modal	Sai (g) Espectro Elástico
1	0.116	0.55	0.59
2	0.100	2.53E-06	0.54
3	0.076	0.02901	0.465
4	0.054	3.28E-07	0.401
5	0.052	0.08378	0.395

Para la estimación del peso sísmico del edificio completo, se considera la información contenida en los planos del Proyecto de Restauración y Rehabilitación de la U. de Chile (Ref.3), y algunos supuestos en cuanto al material de los diafragmas de piso basados en las fotos suministradas por la U. de Chile y corroborados en la visita al edificio (Sección 4.5 de este documento). El valor total estimado es de 12.213 Ton para el edificio completo. Dado que se consideran 4 ejes resistentes, el peso sísmico del edificio se divide en 4 partes iguales entre los ejes resistentes: Muro Exterior Norte, Muro Interior Norte, Muro Interior Sur y Muro Exterior Sur.

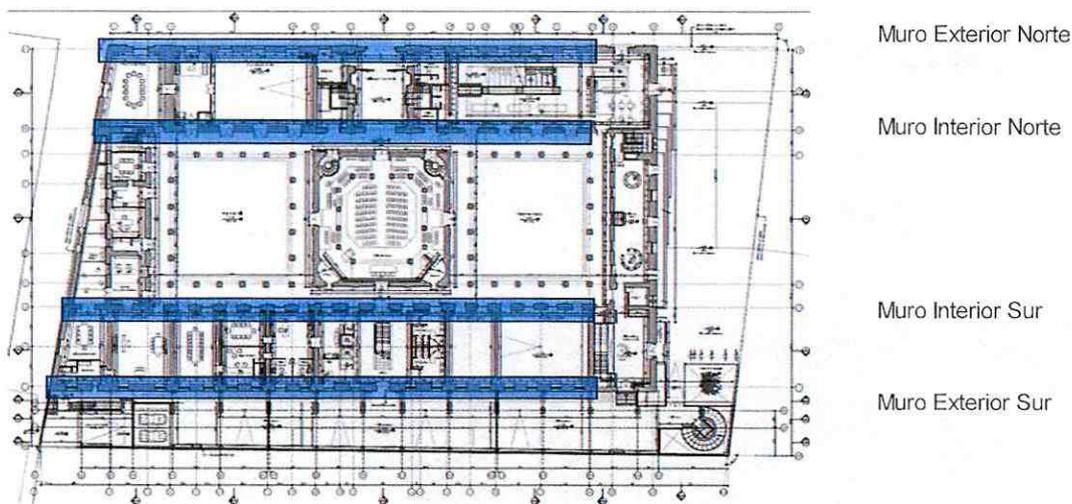


Figura B.1.0.5: Ubicación de ejes resistentes de la Casa Central U. de Chile considerados en este estudio

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

El corte sísmico basal obtenido del análisis modal espectral, asociado al evento sísmico del 27.02.2010 para cada eje resistente es por tanto:

Tabla B.1-3: Corte Sísmico Basal para sismo 27.02.2010 en ejes resistentes

Corte sísmico basal para muro exterior norte Q_o	1063 Ton
Corte sísmico basal para muro interior norte Q_o	1063 Ton

Para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales se consideran los primeros cinco modos de vibración. En este cálculo así como en el del esfuerzo de corte basal, el modo fundamental de vibración es el que tiene la mayor contribución ya exhibe el mayor porcentaje de masa modal. Las fuerzas por piso se muestran en la Figura B.1.0.6 En la Figura B.1.0.7 se muestra el ingreso de las cargas sísmicas horizontales a nivel de cada diafragma en el modelo de elementos finitos para los ejes resistentes considerados. La fuerza sísmica se considera en dirección positiva (oriente a poniente) y negativa (poniente a oriente).

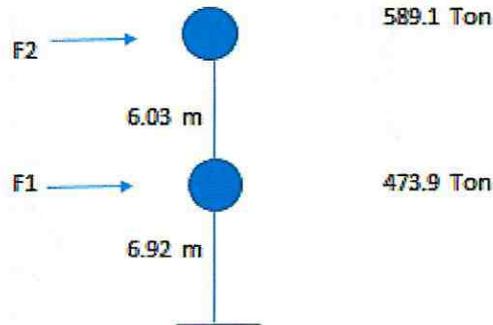


Figura B.1.0.6: Estimación de fuerzas sísmicas horizontales para los ejes resistentes asociadas a evento del 27.02.2010



Figura B.1.0.7: Aplicación de fuerzas sísmicas horizontales en diafragma

5. DETERMINACION DE TENSIONES POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS Y DINTELES DE ALBAÑILERIA (ESTRUCTURA SIN REFUERZOS)

Los resultados obtenidos a partir del análisis sísmico elástico considerando las fuerzas sísmicas asociadas al evento del 27.02.2010 se muestran en la Figura B.1.0.9 y la Figura B.1.0.10 para el eje resistente Norte-Exterior y en la Figura B.1.0.11 y la Figura B.1.0.12 para el eje resistente Norte-Interior.

En cada figura se informa una tensión de corte asociada a cada muro del eje estudiado. La tensión de corte informada para cada elemento es la tensión promedio obtenida en la mitad del elemento calculada como la fuerza de corte en cada elemento, obtenida del modelo de elementos finitos dividida por el área bruta de corte. En la Figura B.1.0.8 se muestra un esquema con el cálculo indicado anteriormente.

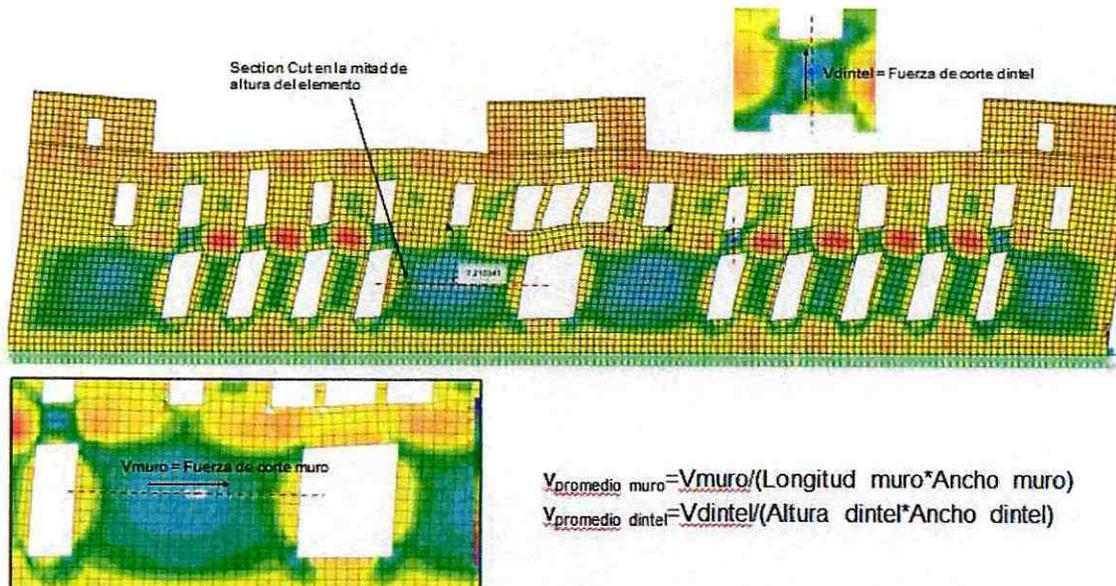


Figura B.1.0.8: Estimación de tensión de corte promedio a partir de modelo de elementos finitos

Los resultados para el eje resistente Norte-Exterior se muestran en las tablas de la Figura B.1.0.9 para el caso del sismo en dirección oriente-poniente, y en la Figura B.1.0.10 para el caso del sismo en dirección poniente-oriente. Se puede observar que en el corte máximo obtenido es de 3.27 kgf/cm² corresponde a un muro del primer piso.

Los resultados para el eje resistente Norte-Interior se muestran en las tablas de la Figura B.1.0.11 para el caso del sismo en dirección oriente-poniente, y en la Figura B.1.0.12 para el caso del sismo en dirección poniente-oriente. Se puede observar que en corte máximo obtenido es de 3.16 kgf/cm², que corresponde a un muro del primer piso.

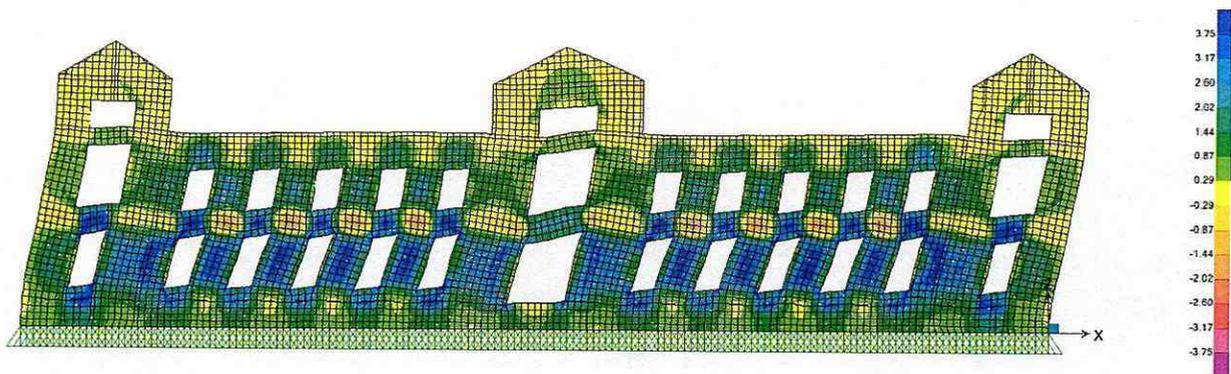
PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

Los resultados para las tensiones de corte de los ejes analizados validan la tensión de corte de agrietamiento usada en este estudio de comportamiento, ya que en ningún muro se supera el corte de agrietamiento de 3.75 kgf/cm^2 . Esta afirmación se condice con los antecedentes que se tienen para el sismo del 2010 en el edificio de la Casa Central de la Universidad de Chile, donde no se conoce catastro post evento que indique agrietamiento en muros en estas dos fachadas.

PROYECTO N° 13335
 INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

SISMO POSITIVO
 ORIENTE

PONIENTE



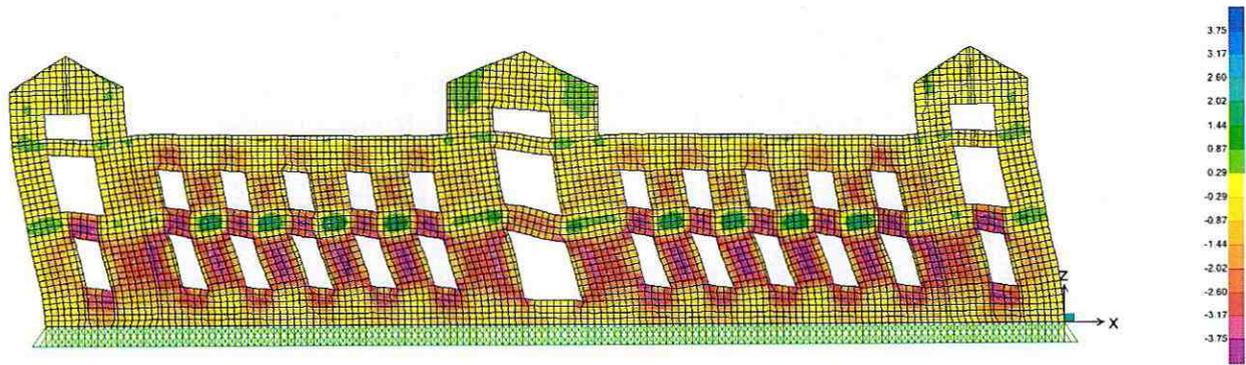
3ER PISO	-0.18	0.18					-0.01	0.01					0.2	-0.2
2DO PISO	0.92	1.86	2.46	2.09	2.01	2.14	1.41	1.42	2.14	2.02	2.09	2.47	1.87	0.95
1ER PISO	1.24	2.77	2.74	2.89	2.93	2.85	2.58	3.27	2.87	2.97	2.96	2.8	2.84	1.27

Figura B.1.0.9: Esfuerzos de corte en muros debido a las fuerzas sísmicas dirección oriente-poniente asociadas a evento 27.02.2010 en eje resistente Norte-Exterior

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

SISMO NEGATIVO
ORIENTE

PONIENTE



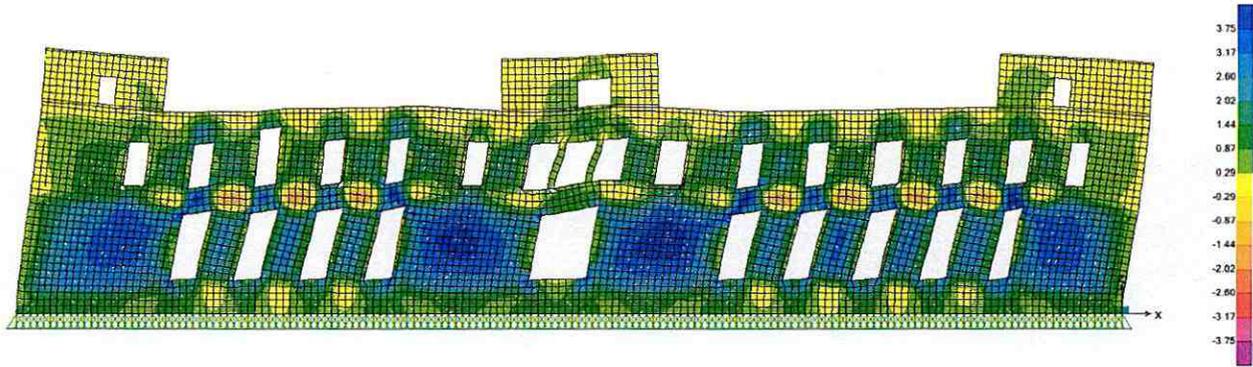
3ER PISO	0.18	-0.18					0.01	-0.01					-0.2	0.2
2DO PISO	-0.92	-1.86	-2.46	-2.09	-2.01	-2.14	-1.41	-1.42	-2.14	-2.02	-2.09	-2.47	-1.87	-0.95
1ER PISO	-1.24	-2.77	-2.74	-2.89	-2.93	-2.85	-2.58	-3.27	-2.87	-2.97	-2.96	-2.8	-2.84	-1.27

Figura B.1.0.10: Esfuerzos de corte en muros debido a las fuerzas sísmicas dirección poniente - oriente asociadas a evento 27.02.2010 en eje resistente Norte-Exterior

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

SISMO POSITIVO
ORIENTE

PONIENTE



3ER PISO	0.27	-0.31						-0.09	0.13						-0.5	0.34
2DO PISO	1.05	1.55	1.81	1.46	1.85	1.71	2.04	2.12	1.87	2.06	1.59	1.59	1.94	1.56	0.89	
1ER PISO		2.63	1.75	2.17	1.85		3.16		3.1	2	2.52	2.27	2.3		2.54	

Figura B.1.0.11: Esfuerzos de corte en muros debido a las fuerzas sísmicas dirección oriente-poniente asociadas a evento 27.02.2010 en eje resistente Norte-Interior

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

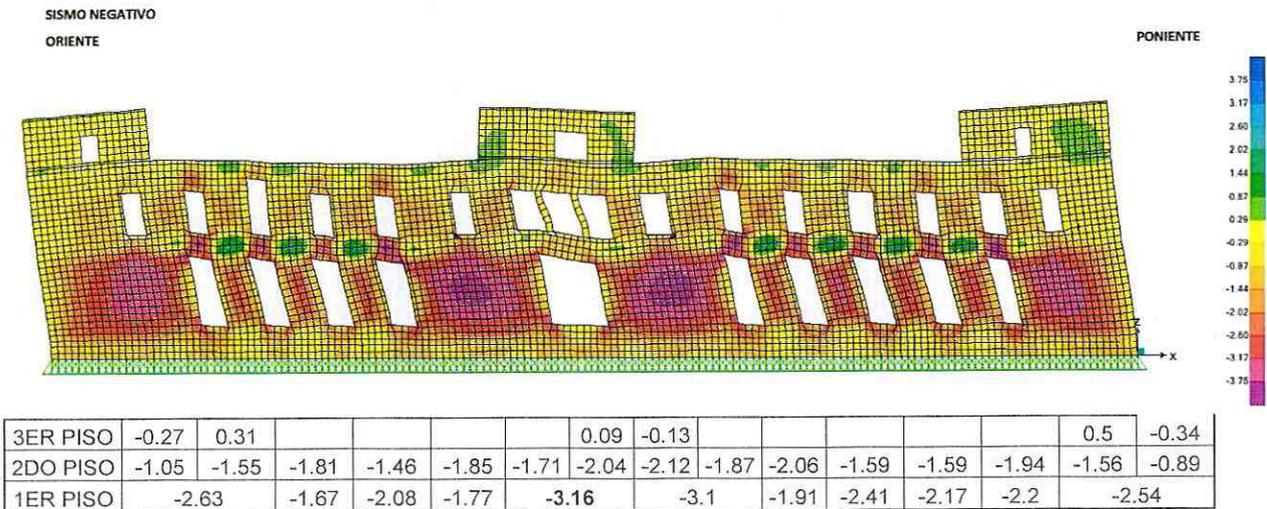


Figura B.1.0.12: Esfuerzos de corte en muros debido a las fuerzas sísmicas dirección poniente-oriente asociadas a evento 27.02.2010 en eje resistente Norte-Interior

13.0 ANEXO C: ESTIMACIÓN DE PESO SÍSMICO DEL EDIFICIO

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

	PPAlbañilería (Ton/m ²)	PPAlfombra (Ton/m ²)	PPtecho (Ton/m ²)	Slasa (Ton/m ²)	D-PP-slaca (Ton/m ²)	Sobrecarga (1) (Ton/m ²)	Area Total (m ²)	Area Piso (m ²)	Area Biblioteca (m ²)	Peso sísmico Total -D+L (Ton)	
PISO 1	0.511	0.375	0	0.157	1.041	0.25	4106.4	3138.4	233.2	9964.1	W0
PISO 1 entrepiso	0.518	0.038	0	0.091	0.647	0.25	4106.4	779.9	233.2	2233.7	W1
PISO 2	0.468	0.038	0	0.091	0.597	0.25	4106.4	3217.1	0	2517.9	W2
PISO 2 entrepiso	0.359	0.038	0	0.091	0.488	0.25	4106.4	336.4	0	1536.6	12213.2 Ton
PISO 3	0.400	0.038	0.038	0.115	0.953	0.3	4106.4	1019.7	0	1936.8	
							Peso sísmico estimado edificio			12213.2	Ton

FFH: Peso propio de los elementos de albañilería (1800 kg/m³) y hormigón armado (2500 kg/m³)

Se considera diafragmas de madera

Slasa: Considera el peso de las terminaciones: Sobrelasa, recubrimiento cielos y tipo de piso

Sobrecarga: De la Tabla 4 de la NCh1537 Of.2008, se considera el uso en el piso estudiado.

Se considera un 25% de la sobrecarga de uso para el peso sísmico. Después de la visita a terreno se verifica que la biblioteca tiene su propio soporte y su peso no aporta al peso sísmico del edificio



PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

PISO 1

Densidad Ladrillo Silico Calcáreo 1800 kgf/m³
 Area Total Piso 1 4106.4 m²
 Altura N1 a N1entrepiso 3.46 m

Muros de albañilería									
	Longitud muro		Espesor muro			Longitud muro		Espesor muro	
Eje A	4965	cm	70	cm	Eje 1	1740.5	cm	70	cm
Eje B	5131.5	cm	70	cm	Eje 2	2047.5	cm	70	cm
Eje C	1662	cm	70	cm	Eje 3	1315	cm	70	cm
Eje D	400	cm	70	cm	Eje 4	1860	cm	95	cm
Eje E	400	cm	70	cm	Eje 7	865	cm	70	cm
Eje F	1978.5	cm	70	cm	Eje 9	3719	cm	70	cm
Eje G	4721	cm	70	cm	Eje 11	723	cm	70	cm
Eje I	5187	cm	70	cm	Eje 13	723	cm	70	cm
					Eje 16	3729	cm	70	cm
					Eje 19	900	cm	70	cm
					Eje 24	1596.5	cm	70	cm
					Eje 25	1300	cm	50	cm
					Eje 26	2870.5	cm	70	cm
A fachada		347550 cm ²							
A muro interior norte		359205 cm ²							
Volumen total		1165.63 m ³							
Peso Total		2098.14 ton							
PP albañilería		0.51 ton/m ²							

Radier
 Espesor 15 cm
 Densidad 2500 kgf/m³
 PP losa 0.375 ton/m²

	espesor (cm)	Densidad (kgf/m ³)	(kgf/m ²)
Sobrelosa	5	2000	100
Piso	Baldosa		57
Slosa			<u>0.157</u> ton/m ²

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

PISO 1 ENTREPISO

Densidad Ladrillo Silico Calcáreo 1800 kgf/m³
 Area Total Entrepiso 1 4106.4 m²
 Altura N1entrepiso a N2 3.46 m

Muros de albañilería									
	Longitud muro		Espesor muro		Longitud muro		Espesor muro		
	Eje A	4965	cm	70	cm	Eje 1	1740.5	cm	70
Eje B	5131.5	cm	70	cm	Eje 2	2457.5	cm	70	cm
Eje C	2289	cm	70	cm	Eje 3	1315	cm	70	cm
Eje D	200	cm	70	cm	Eje 4	2134.5	cm	95	cm
Eje E	400	cm	70	cm	Eje 7	0	cm	70	cm
Eje F	2289	cm	70	cm	Eje 9	3826	cm	70	cm
Eje G	4721	cm	70	cm	Eje 11	723	cm	70	cm
Eje I	5187	cm	70	cm	Eje 13	723	cm	70	cm
					Eje 16	3857	cm	70	cm
					Eje 19	1044	cm	70	cm
					Eje 24	1102	cm	70	cm
					Eje 25	1300	cm	50	cm
					Eje 26	2970.5	cm	70	cm

Volumen total 1181.12 m³
 Peso Total 2126.02 ton
 PP albañilería 0.52 ton/m²

Diafragma
 Plataforma de madera, 75 mm, Ak 7.5 cm
 PP diafragma 0.038 ton/m²

Se asume que la biblioteca está aislada del edificio

	espesor (cm)	Densidad (kgf/m ³)	(kgf/m ²)
Recubrimiento cielo	2	1750	35
Sobrelosa	2	2000	40
Piso	Parquet		16
Slosa			0.091 ton/m²

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

PISO 2

Densidad Ladrillo Silico Calcáreo 1800 kgf/m3
 Area Total Piso 2 4106.4 m2
 Altura N2 a N2entrepiso 3.46 m

Muros de albañilería									
	Longitud muro		Espesor muro			Longitud muro		Espesor muro	
Eje A	4965	cm	70	cm	Eje 1	1145	cm	70	cm
Eje B	5131.5	cm	70	cm	Eje 2	2354	cm	70	cm
Eje C	1789.5	cm	70	cm	Eje 3	1451	cm	70	cm
Eje D	485.5	cm	70	cm	Eje 4	1066	cm	70	cm
Eje E	490	cm	70	cm	Eje 7	0	cm	70	cm
Eje F	1630	cm	70	cm	Eje 9	3138.3	cm	70	cm
Eje G	4913	cm	70	cm	Eje 11	884	cm	70	cm
Eje I	5187	cm	70	cm	Eje 13	884	cm	70	cm
					Eje 16	2034	cm	70	cm
					Eje 20	1091	cm	40	cm
					Eje 24	1935	cm	70	cm
					Eje 25	1300	cm	50	cm
					Eje 26	3050.5	cm	70	cm

Volumen total 1067.75 m3
 Peso Total 1921.94 ton
 PP albañilería 0.47 ton/m2

Diafragma
 Plataforma de madera, 75 mm, At 7.5 cm
 PP diafragma 0.038 ton/m2

	espesor (cm)	Densidad (kgf/m3)	(kgf/m2)	
Recubrimiento cielo	2	1750	35	
Sobrelosa	2	2000	40	
Piso	Parquet		16	
Slosa			<u>0.091</u>	ton/m2

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

PISO 2 ENTREPISO

Densidad Ladrillo Silico Calcáreo 1800 kgf/m³
 Area Total EntrepisoPiso 2 4106.4 m²
 Altura N2entrepiso a N3 2.57 m

Muros de albañilería									
	Longitud muro		Espesor muro			Longitud muro		Espesor muro	
		cm		cm			cm		cm
Eje A	4965	cm	70	cm	Eje 1	1145	cm	70	cm
Eje B	5131.5	cm	70	cm	Eje 2	2654	cm	70	cm
Eje C	1789.5	cm	70	cm	Eje 3	1451	cm	70	cm
Eje D	485.5	cm	70	cm	Eje 4	1066	cm	70	cm
Eje E	490	cm	70	cm	Eje 7	0	cm	70	cm
Eje F	1630	cm	70	cm	Eje 9	3138.3	cm	70	cm
Eje G	5364.5	cm	70	cm	Eje 11	984	cm	70	cm
Eje I	5519.5	cm	70	cm	Eje 13	984	cm	70	cm
					Eje 16	2134	cm	70	cm
					Eje 20	1091	cm	40	cm
					Eje 24	1935	cm	60	cm
					Eje 25	1300	cm	50	cm
					Eje 26	3350.5	cm	70	cm

Volumen total 818.42 m³
 Peso Total 1473.15 ton
 PP albañilería 0.36 ton/m²

Diafragma
 Plataforma de madera, 75 mm, At 7.5 cm
 PP diafragma 0.038 ton/m²

	espesor (cm)	Densidad (kgf/m ³)	(kgf/m ²)	
Recubrimiento cielo	2	1750	35	
Sobrelosa	2	2000	40	
Piso	Parquet		16	
Slosa			0.091	ton/m²

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

PISO 3

Densidad Ladrillo Sílico Calcáreo 1800 kgf/m3
 Area Total Piso 3 4106.4 m2
 Altura N3 a Techo 5.95 m

Muros de albañilería									
	Longitud muro		Espesor muro			Longitud muro		Espesor muro	
Eje A	1587	cm	70	cm	Eje 1	1142	cm	70	cm
Eje B	2029	cm	70	cm	Eje 2	1246	cm	70	cm
Eje C	1776.5	cm	70	cm	Eje 3	0	cm	70	cm
Eje D	0	cm	70	cm	Eje 4	1066	cm	70	cm
Eje E	0	cm	70	cm	Eje 7	0	cm	70	cm
Eje F	1776.5	cm	70	cm	Eje 9	1951	cm	70	cm
Eje G	1064.5	cm	70	cm	Eje 11	1070	cm	70	cm
Eje I	1060	cm	70	cm	Eje 13	1070	cm	70	cm
					Eje 16	1951	cm	70	cm
					Eje 20	0	cm	40	cm
					Eje 24	2164	cm	50	cm
					Eje 25	0	cm	50	cm
					Eje 26	1563	cm	70	cm

Volumen total 912.06 m3
 Peso Total 1641.71 ton
 PP albañilería 0.40 ton/m2

Diafragma
 Plataforma de madera, 75 mm, A1 7.5 cm
 PP diafragma 0.038 ton/m2

	espesor (cm)	Densidad (kgf/m3)	(kgf/m2)	
Recubrimiento cielo	2	1750	35	
Sobrelosa	2	2000	40	
Piso	Baldosa de cemento		40	
Slosa			0.115	ton/m2





GERENCIA DESARROLLO DE PROYECTOS
SUBGERENCIA DE OOCY Y ARQUITECTURA

INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3
METRO DE SANTIAGO

CONTRATO N° PL3 - 0703 - 03 - 13

**ESTUDIO SISMICO
DEL EDIFICIO DEL CLUB DE LA UNION**

0								
B	23-03-18	APROBACIÓN CLIENTE	C.J.C.	P.H.O.	J.P.R.	C.M.C.		
A	22-03-18	COORDINACIÓN INTERNA	C.J.C.	P.H.O.	J.P.R.	C.M.C.		
REV.	FECHA	EMITIDO PARA	PREP	REV	J.P	D.P	D. PROY.	METRO
							APROBÓ	
PROYECTO N° 13335			N° DOCUMENTO	PL3-ID-0332-INF-210-CE-00004			REV. B	
							Página 1 de 31	



ÍNDICE

1.0	INTRODUCCIÓN	3
2.0	OBJETIVOS Y ALCANCE	4
3.0	REFERENCIAS	5
4.0	ANTECEDENTES	6
4.1	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	6
4.2	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DEL CLUB DE LA UNIÓN	7
4.2.1	ESTRUCTURACION	7
4.2.2	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	11
4.3	COMPORTAMIENTO OBSERVADO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 3	11
5.0	METODOLOGIA DE ESTE ESTUDIO	13
6.0	EVALUACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE SISMICA DE LA ESTRUCTURA	14
6.1	DIRECCION DE ANALISIS SISMICO Y EJES RESISTENTES CONSIDERADOS.....	14
6.2	TENSIÓN NOMINAL ULTIMA POR ESFUERZO DE CORTE	16
6.3	FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO SEGÚN NCH 433 ACTUAL	17
6.4	DETERMINACION DE TENSIONES ÚLTIMAS POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO	20
6.5	CONCLUSIONES RESPECTO A LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA	24
7.0	EFFECTO DEL ASENTAMIENTO DEL SUELO	24
7.1	PERFIL DE ASENTAMIENTOS VERTICALES, EJES SUR Y PONIENTE.....	24
7.2	DETERMINACION DE TENSIONES POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO	27
8.0	VERIFICACIÓN DE DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO CONSIDERANDO EFECTOS DE ASENTAMIENTO	29
9.0	CONCLUSIONES	31

1.0 INTRODUCCIÓN

Metro S.A. ha solicitado al Consorcio Arcadis-WorleyParsons (AWPA) un estudio sísmico del edificio del Club de La Unión, ubicado en la vereda norte de la Alameda B. O'Higgins, entre las calles Bandera y New York, considerando los asentamientos de suelo experimentados por las fundaciones de dicho edificio al construir la Línea 3 de la red de Metro y sus conexiones subterráneas con la estación Universidad de Chile de la Línea 1 actualmente en operación.

En la Figura 1.1, se ilustra la ubicación del inmueble respecto a las obras proyectadas de la Línea 3 de Metro.



Figura 1.1: Planta Ubicación Edificio Club de La Unión y Túneles Proyecto L3.

2.0 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo de este informe es evaluar la respuesta sísmica de la estructura del edificio del Club de La Unión, considerando el efecto de los asentamientos originados por la construcción de la Línea 3 en las tensiones por esfuerzo de corte en los muros de los ejes sismo resistentes analizados.

Dado que la superposición de deformaciones más crítica se encuentra en la intersección sur - poniente, el análisis se ha limitado a estos dos ejes principales: el eje poniente que corresponde a la fachada de calle Bandera y el eje Sur de la fachada Alameda (ver Figura 2.1). Para efectos de este estudio, estos ejes se han denominado Eje Poniente (EP) y Eje Sur (ES), respectivamente.

El análisis para determinar las tensiones por esfuerzo de corte sísmico en los elementos de hormigón armado se realizó de acuerdo a la norma NCh 433.

Se sabe que la estructura resistente de este edificio fue sometida a ampliaciones como la construcción del cuarto piso y la terraza, y con posterioridad fue sometido a modificaciones internas, la mayoría de ellas no estructurales. Dado que no se cuenta con mayor información, en el análisis se considera la estructura luego de la construcción de la terraza sin contemplar refuerzos estructurales.

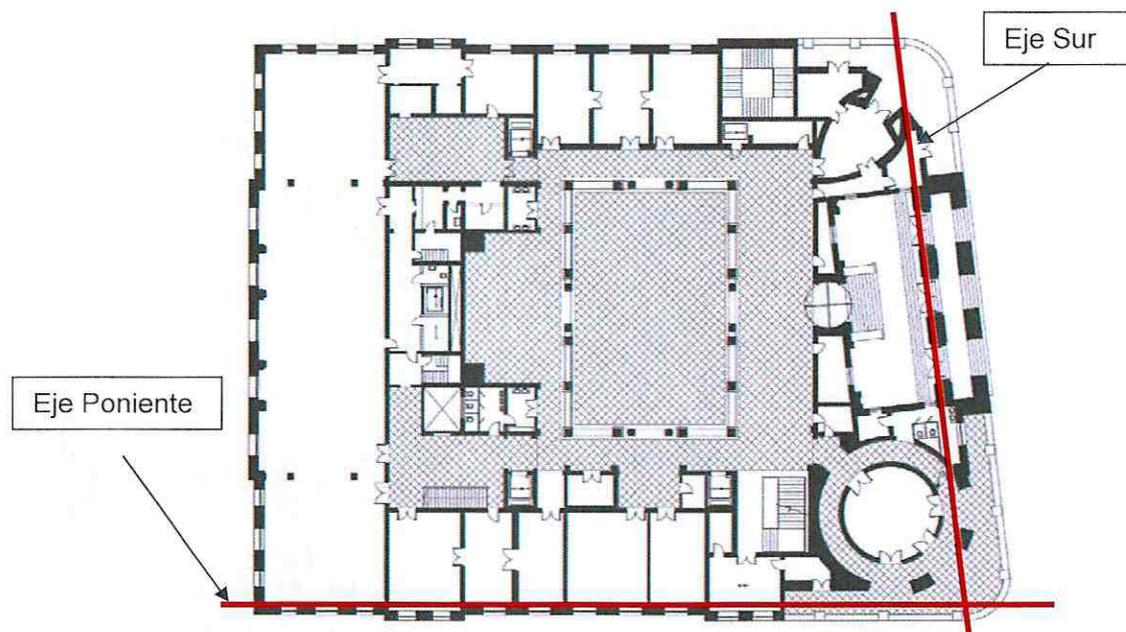


Figura 2.1: Ejes estructurales estudiados indicados en planta edificio Club de La Unión

3.0 REFERENCIAS

Las referencias consideradas en este estudio son las siguientes:

[1] L3-ID-02-INF-210-CE-007-R0 (2016). Informe Edificio Club de La Unión ante Excavaciones Subterráneas

[2] L3-ID-02-INF-000-SU-001. Informe Revisión Antecedentes y Validación Mecánica de Suelos Línea 3 Metro de Santiago

[3] Planos de Arquitectura Club de La Unión. Láminas N°: A01 a A7

[4] Planos de Topografía. Estación Universidad de Chile - Club de La Unión – Levantamiento – Planta/Secciones - Formas. Láminas N° L3-ID-02-PLA-210-TO-501@505

[5] P.A. Hidalgo, R.M. Jordan, M.P. Martínez, An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures. Engineering Structures 24, (2002), 85-98.

[6] Curvas de deformación del suelo debido a excavaciones subterráneas para la Estación Universidad de Chile Línea 3 generado por Consorcio Arcadis-Worley Parsons

[7] D.S. 60-2011, Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado, (ACI-318S-08 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. American Concrete Institute)

[8] NCh433.Of1996 Modificada en 2009. Diseño Sísmico de Edificios

[9] PL3-ID-0332-INF-210-CE-00001-R1 (2017). Informe Descriptivo de Acciones y Monitoreo (IDA) Estación Universidad de Chile, Piques Acceso Prat y Nueva York

[10] PL3-ID-0332-INF-210-CE-0018-R0B (2018). Informe Comparación Catastro Fotográfico de Club de La Unión entre Años 2013-2018.

4.0 ANTECEDENTES

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

De acuerdo con lo indicado en el Informe de Revisión y Validación de la Mecánica de Suelos (Ref. 2), la zona en estudio se caracteriza con suelos compuestos por las Gravas del Río Mapocho. La calicata más cercana a la Estación Universidad de Chile es la calicata C12, su estratigrafía se muestra en las Figura 4.1 y Figura 4.2.

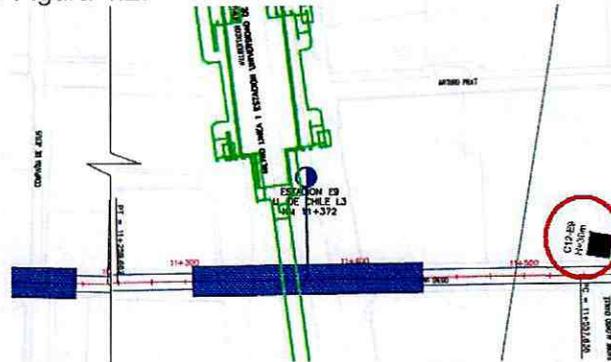


Figura 4.1: Planta Ubicación Calicata.

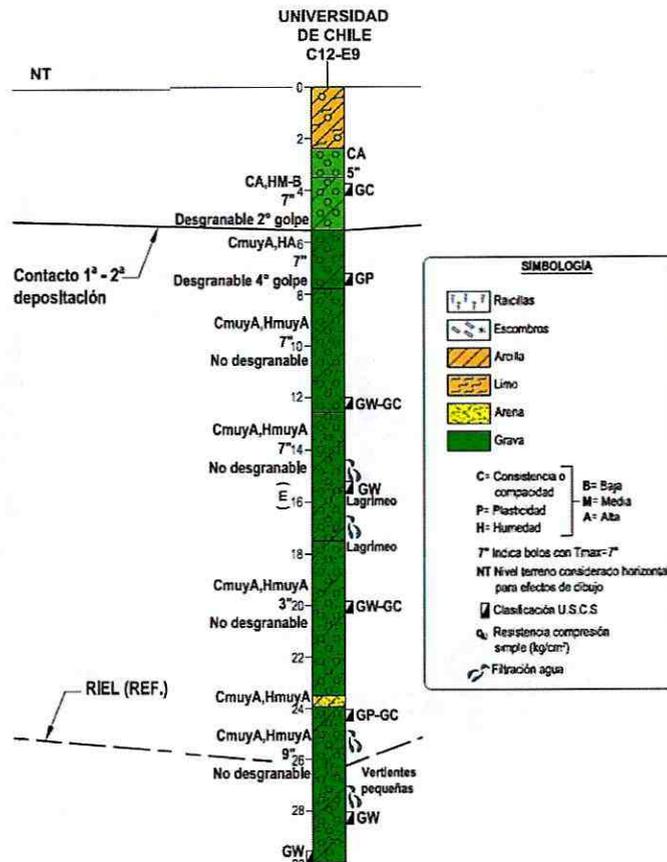


Figura 4.2: Estratigrafía considerada en estimación de asentamientos

4.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DEL CLUB DE LA UNIÓN

4.2.1 ESTRUCTURACION

El edificio del Club de La Unión es una estructura que ocupa una micro manzana completa enfrentando por el sur la Avenida Libertador Bernardo O'Higgins. En el entorno se ubican la Bolsa de Comercio y otros edificios emblemáticos, formando parte de un conjunto de inmuebles de gran valor arquitectónico que fue declarado Zona Típica en 1989.

La arquitectura exterior del edificio revela una armoniosa fusión de elementos renacentistas y del Neoclásico francés, siendo un claro exponente del eclecticismo de comienzos del siglo XX.

Su construcción comenzó en el año 1917 terminando en 1925. Está constituido por un subterráneo, un zócalo y cuatro pisos principales más la terraza en el nivel superior.

El edificio está estructurado principalmente en base a muros de hormigón armado y losas, también de hormigón armado, como entrepisos.

Su extensión en planta considera una superficie aproximada de 60 m x 47 m. Alcanza una altura de 26,8 m sobre el nivel de superficie y 31,5 m desde el subterráneo.

Es importante destacar que, luego de su construcción, el edificio fue sometido a una ampliación en la cual se construyó el cuarto nivel y la terraza, con posterioridad ha tenido modificaciones interiores siendo la mayoría no estructurales. En el análisis no se consideran posibles refuerzos del edificio.

Desde las Figura 4.3 a Figura 4.6 se muestran las plantas desde el subterráneo hasta el nivel de la terraza. En las figuras Figura 4.7 a Figura 4.9 se muestran las fachadas del edificio.

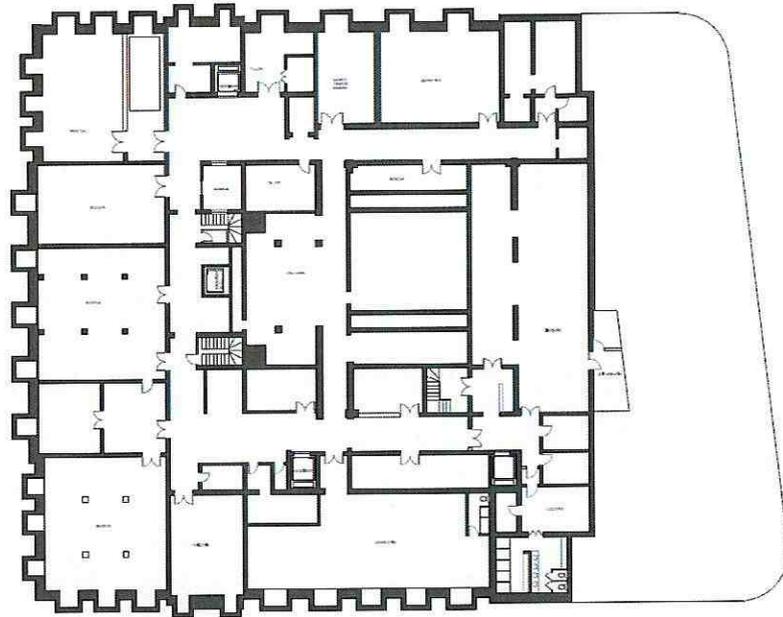


Figura 4.3: Edificio Club de La Unión – Planta Subterráneo.

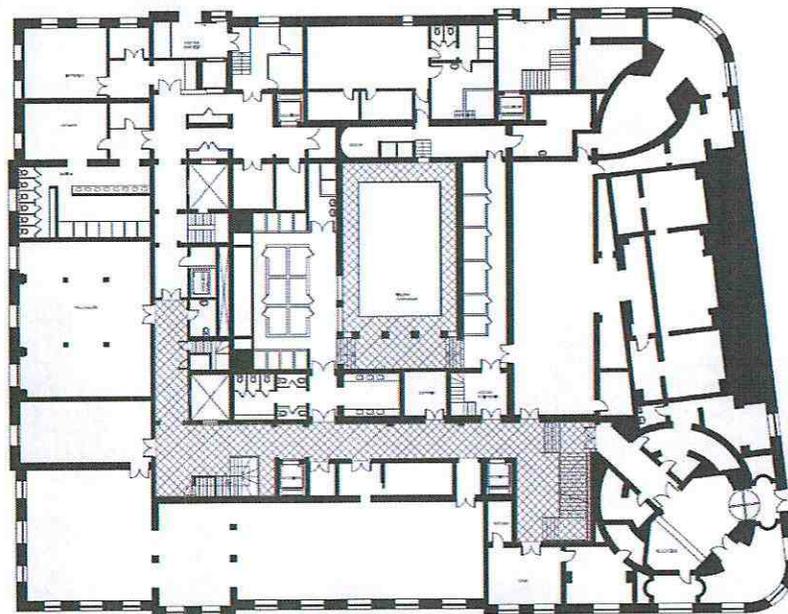


Figura 4.4: Edificio Club de La Unión – Planta Zócalo.

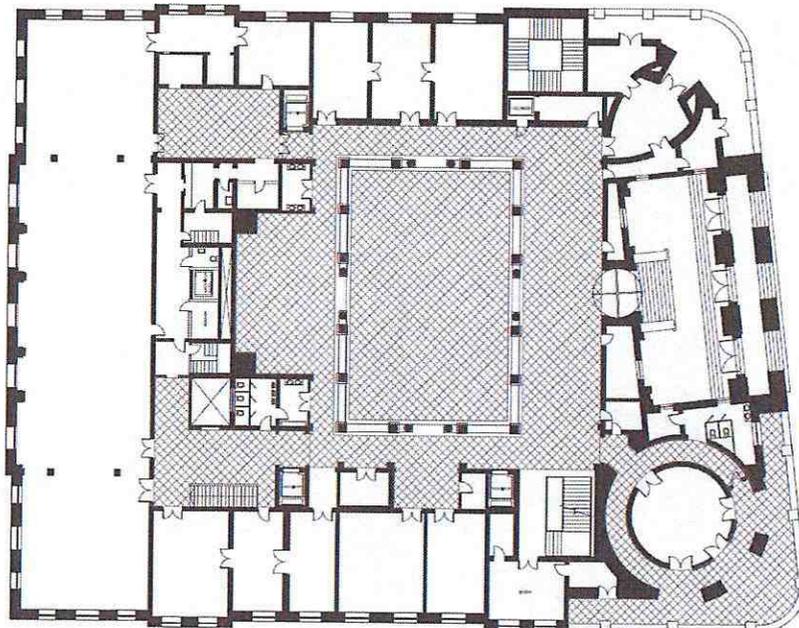


Figura 4.5: Edificio Club de La Unión – Planta tipo 1er al 4to piso.

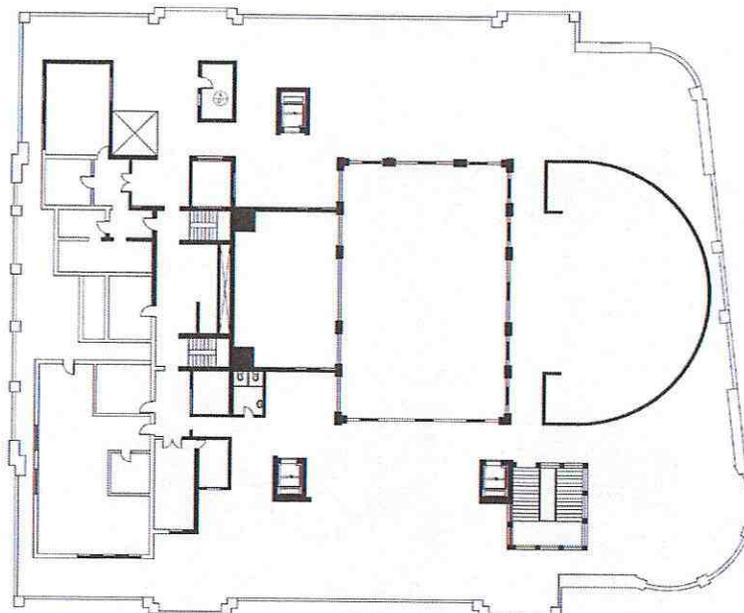


Figura 4.6: Edificio Club de La Unión – Planta Terraza.

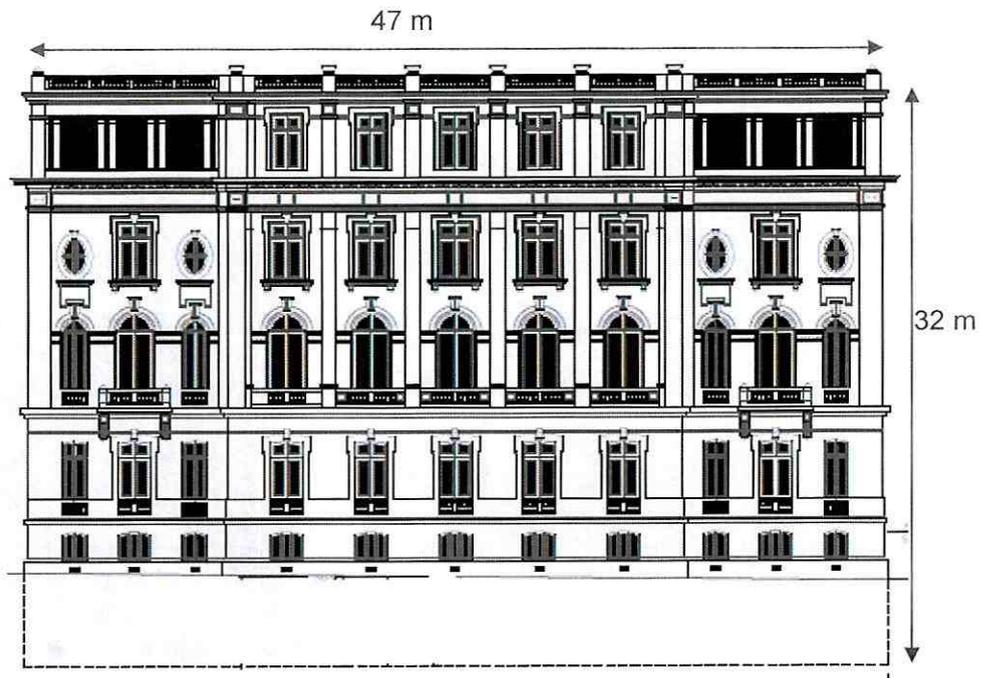


Figura 4.7: Edificio Club de La Unión – Elevación Fachada Norte.



Figura 4.8: Edificio Club de La Unión – Elevación Fachada Sur.

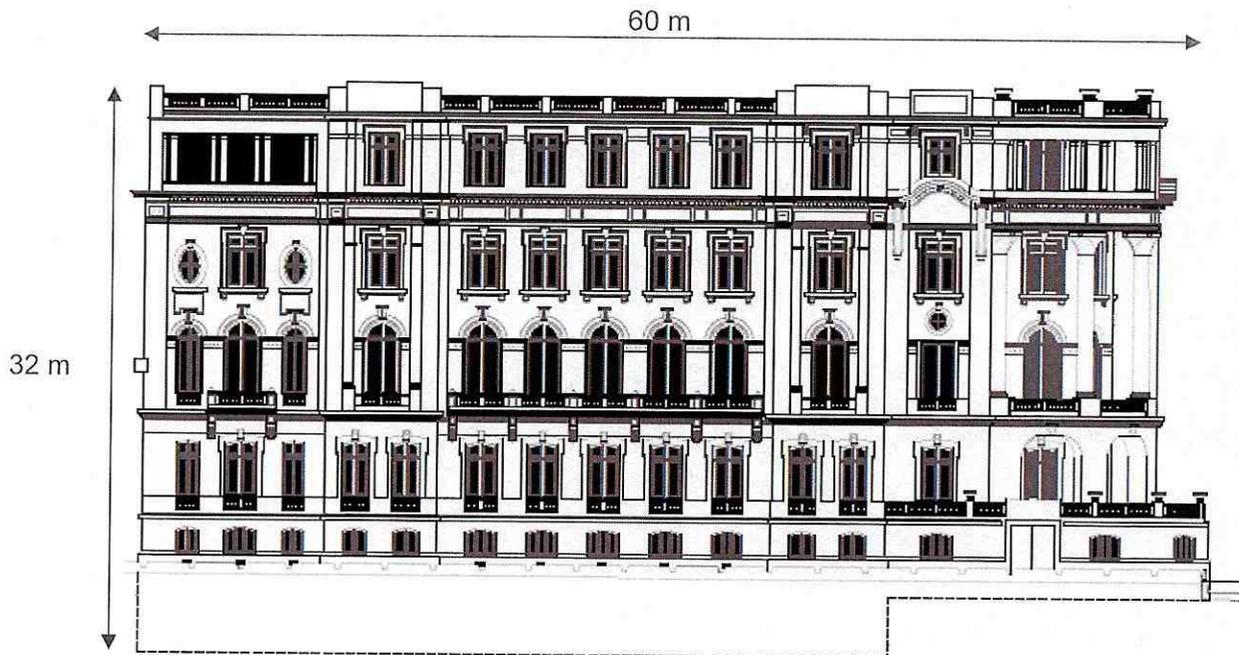


Figura 4.9: Edificio Club de La Unión – Elevación Fachada Poniente (Fachada Oriente - Similar y opuesta).

4.2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Tomando como base la información indicada en los estudios de las referencias se considera que el edificio está construido en hormigón armado H-25, así las propiedades a considerar son:

- Resistencia cilíndrica a la compresión $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 210000 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de corte $G = 80770 \text{ kgf/cm}^2$
- Tensión de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

4.3 **COMPORTAMIENTO OBSERVADO DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA LÍNEA 3**

En esta sección se incluye un resumen de observaciones obtenidas a partir de estudios realizados anterior y posteriormente a la construcción de la Línea 3. En estos estudios fundamentalmente se analizan las tensiones en los muros del edificio como consecuencia de las deformaciones verticales del suelo medidas como consecuencia de la construcción del túnel de la Línea 3 del Metro bajo el eje San Diego - Bandera

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

En el Informe "Edificio Club de La Unión ante Excavaciones Subterráneas" (Ref.1) se analiza la respuesta de tres ejes estructurales principales del edificio debido a las deformaciones reales registradas en terreno, como consecuencia de la construcción no sólo del túnel principal de la Línea 3 sino también de la totalidad de las excavaciones subterráneas que incluyen el túnel-estación, galerías secundarias y galerías peatonales de acceso y combinación de la Estación Universidad de Chile de Línea 3. El valor máximo final medido para el asentamiento vertical fue alrededor de 10 mm, en la esquina sur-poniente del edificio, como se puede observar en el mapa de asentamientos superficiales mostrado en la Figura 4-10. Se usaron modelos planos de los ejes resistentes Fachadas norte, sur y poniente.

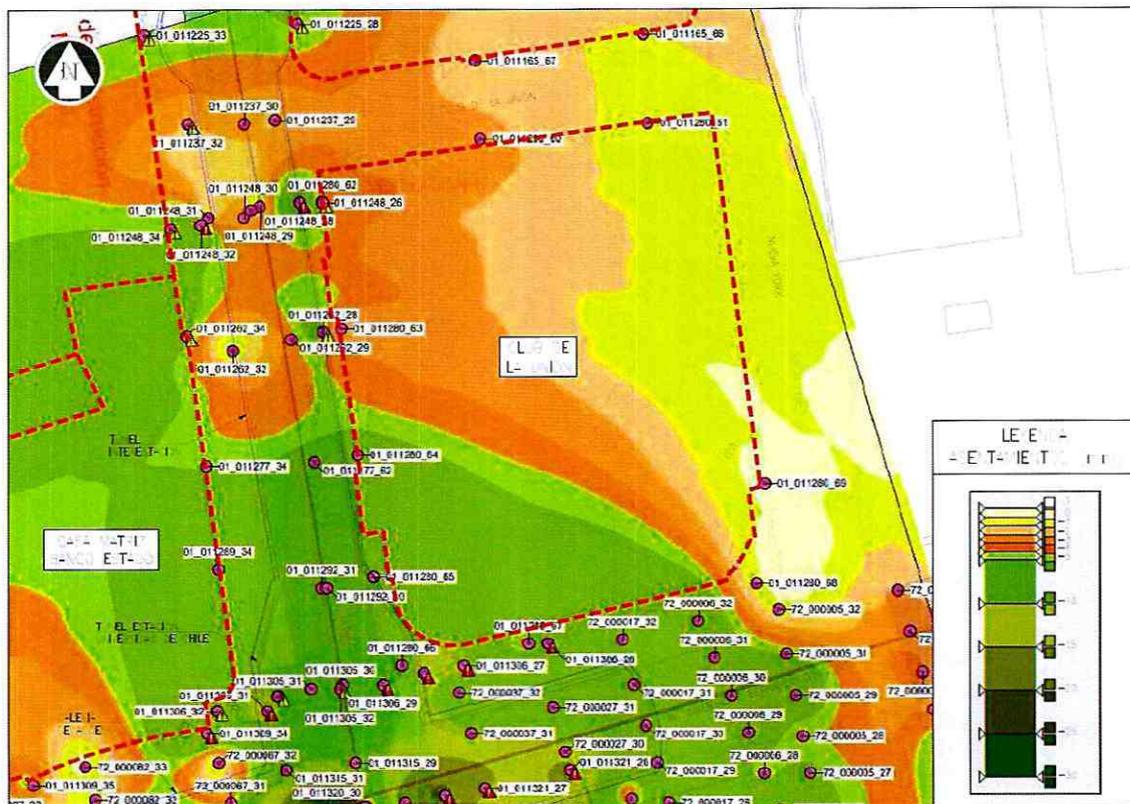


Figura 4.10: Mapa de contorno obtenido de monitoreo de terreno (Ref 7)

En el "Informe Descriptivo de Acciones y Monitoreo (IDA) Estación Universidad de Chile, Piques Acceso Prat y Nueva York" (Ref.9) se analiza la respuesta de los ejes estructurales principales de las fachadas sur y oriente del edificio del Club de La Unión debido a los asentamientos vertical y distorsión angular predichos por FLAC 3D 5.01 como consecuencia de la construcción de los Piques Nueva York y Ahumada. El valor máximo del asentamiento vertical se estimó en 0,4 mm en la esquina sur-oriente del edificio del Club de La Unión. Se usaron modelos planos de los ejes resistentes Fachada sur y Fachada oriente. Finalmente es importante recalcar que los estudios anteriormente nombrados concuerdan con lo indicado en el "Informe Comparación Catastro Fotográfico de

Club de La Unión entre años 2013 - 2018" (Ref.10) que muestra el registro fotográfico antes y después de la construcción, y donde se concluye que no se generaron nuevos agrietamientos ni tampoco se observa mayor abertura en las grietas existentes.

5.0 METODOLOGIA DE ESTE ESTUDIO

La metodología usada en este estudio para evaluar el comportamiento sísmico del edificio del Club de La Unión se indica a continuación.

- a) Construcción de modelos planos de elementos finitos de dos ejes resistentes, Ejes Sur y Poniente.
- b) Determinación de la tensión nominal última, (capacidad), por esfuerzo de corte, reducida por el factor ϕ , de acuerdo al ACI 318S-08 (Ref. 8) para los muros de los ejes resistentes antes mencionados.
- c) Obtención de las tensiones últimas (demanda), por esfuerzo de corte en muros para las solicitaciones sísmicas de diseño establecidas en la NCh 433 Of.1996, Modif. 2009 (Ref.8). Los parámetros sísmicos para determinar el valor del coeficiente sísmico máximo del análisis estático son: factor de modificación de la respuesta $R = 7$ (hormigón armado), coeficiente de importancia $I = 1,2$ y suelo tipo II ó B. Estos parámetros implican un coeficiente sísmico máximo $C_{max} = 0,105$.
- d) Análisis para determinar las tensiones por esfuerzo de corte en los muros principales de los ejes antes mencionados, para el efecto de asentamiento vertical del suelo en los Ejes Sur y Poniente.
- e) Superposición simple de las tensiones por esfuerzo de corte debidas tanto a la deformación del suelo como al efecto sísmico de diseño de la norma, verificando si es que las tensiones últimas generadas por esta superposición son menores a la tensión de corte nominal última reducida.

6.0 EVALUACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE SISMICA DE LA ESTRUCTURA

En esta sección se analiza el diseño que habría tenido la estructura resistente de este edificio si se hubiera efectuado con la norma sísmica actual, NCh 433 Of.1996 Modif. 2009 (Ref.8). Para ello se han obtenido las tensiones últimas por esfuerzo de corte de los muros principales para las sollicitaciones sísmicas establecidas en esta norma, sólo para los ejes de las fachadas sur y poniente incluidas en este estudio. Los parámetros sísmicos son: factor de modificación de la respuesta $R = 7$ (hormigón armado), coeficiente de importancia $I = 1,2$, suelo tipo II ó B, y coeficiente sísmico máximo $C_{max} = 0,105$.

6.1 DIRECCION DE ANALISIS SISMICO Y EJES RESISTENTES CONSIDERADOS

Tal como se ha indicado, el análisis presentado en este documento corresponde al comportamiento de los Ejes Sur (ES) y Poniente (EP) del edificio.

Dado que el edificio del Club de La Unión cuenta con losas de hormigón armado que actúan como diafragma rígido, se ha considerado la distribución de la rigidez de los muros resistentes para determinar el porcentaje del corte sísmico que toma cada eje en estudio.

El análisis de rigidez se realiza para la planta del primer piso, considerada como planta tipo para el cálculo del peso sísmico y la distribución de rigidez.

La geometría considerada para los modelos planos y la estimación del peso sísmico se obtiene a partir de los planos de la Ref. 3 y 4, y algunos supuestos en cuanto al espesor de muros (60 cm para muros de fachada) y losas (20 cm) a partir de la información contenida en ellos.

Del análisis de rigidez se obtiene que el eje Poniente aporta en un 14% a la rigidez del piso, es decir, toma un 14% del corte sísmico en la dirección norte - sur. Por su parte el eje Sur aporta en un 9% a la rigidez del piso tomando dicho porcentaje del corte sísmico en la dirección oriente – poniente.

En la Figura 6.1 se muestra el modelo de elementos finitos considerado para el análisis del Eje Sur, y en la Figura 6.2 se muestra el modelo de elementos finitos considerado para el análisis del Eje Poniente

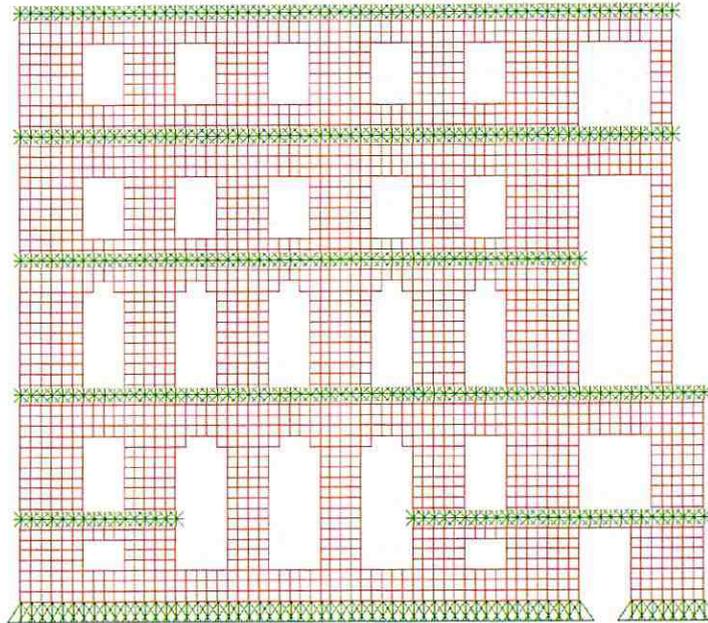


Figura 6.1: Modelo de elementos finitos considerado para Eje Sur

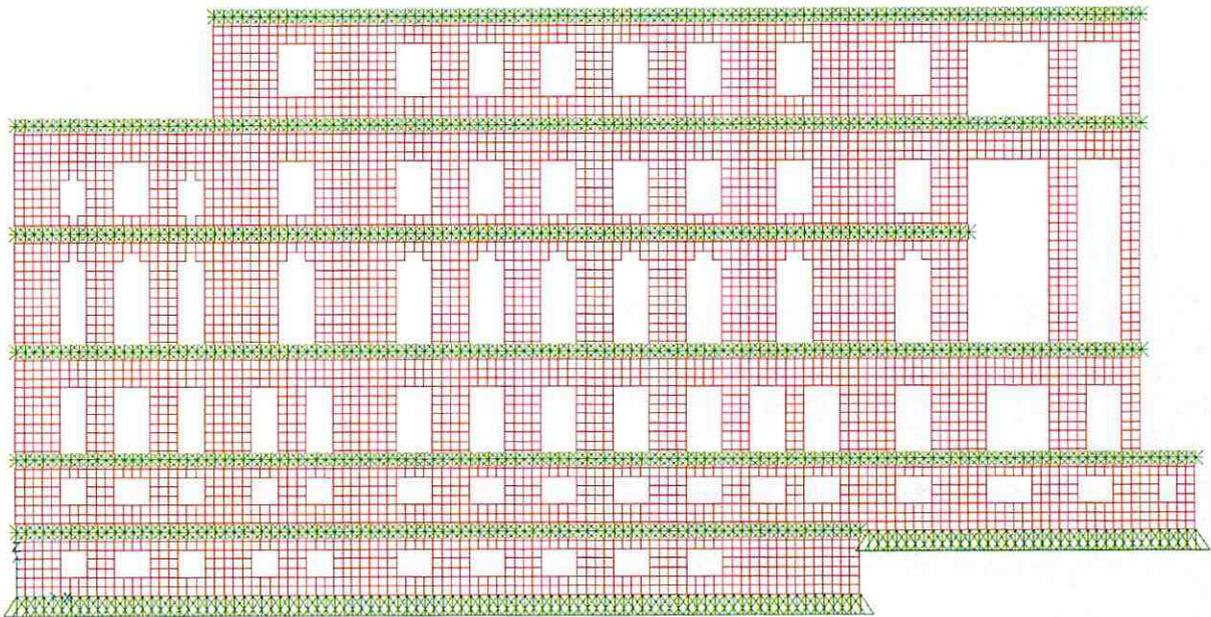


Figura 6.2: Modelo de elementos finitos considerado para Eje Poniente

6.2 Tensión Nominal Última por Esfuerzo de Corte

La tensión que limita los esfuerzos de corte últimos en las secciones de hormigón armado corresponde a la tensión de corte nominal reducida la cual se determina según lo indicado por el ACI 318S-08 (Ref. 7) Capítulo 11.

La contribución del hormigón a la tensión de corte nominal última reducida de un muro esbelto, para $f'c=200 \text{ kgf/cm}^2$ y factor de reducción $\phi=0,75$ es:

$$\phi v_c = 0,75 \times 0,53 (f'c)^{1/2} = 5,6 \text{ kgf/cm}^2$$

Considerando que el hormigón tiene armadura de refuerzo, pero que se desconoce su cuantía, se adopta un valor conservador de armadura mínima al corte correspondiente al 50% de la armadura mínima indicada en el ACI 318S-08, es decir 0.00125. Por lo tanto para muros de espesor $b=60 \text{ cm}$ esta cuantía corresponde a barras de $\phi 10 \text{ mm}$ espaciadas a $s=20 \text{ cm}$ en ambas caras, de esta forma la contribución de la armadura de refuerzo a la tensión de corte nominal última reducida de un muro esbelto es, ($f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$):

$$\phi v_s = 0,75 \times A_v \times f_y / (s \times b) = 4,2 \text{ kgf/cm}^2$$

Luego, la tensión nominal última reducida por esfuerzo de corte para muros de hormigón armado es:

$$\phi v_n = \phi v_c + \phi v_s = 9,8 \text{ kgf/cm}^2$$

Teniendo en consideración el estudio de la Ref. 6 y lo dispuesto en el punto 21.9.4.1 del ACI 318S-08, es posible considerar un aumento en la resistencia al corte para muros bajos respecto a muros esbeltos. Para muros con relación h_w/l_w (altura/longitud) menor o igual a 1,5 la tensión nominal reducida última es $0,75 \times 0,8 (f'c)^{1/2} = 8,48 \text{ kgf/cm}^2$, en cambio para muros con relación h_w/l_w mayor o igual a 2,0 (muros esbeltos), la tensión nominal reducida llega al mínimo de $0,75 \times 0,53 (f'c)^{1/2} = 5,6 \text{ kgf/cm}^2$. Este aumento de resistencia al esfuerzo de corte permitido por ACI 318 para muros bajos no fue incluido en este análisis.

6.3 FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO SEGÚN NCH 433 ACTUAL

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se utiliza inicialmente un análisis estático de acuerdo a la norma NCh 433 Of.1996 Mod.2009 (Ref.8). El peso sísmico del edificio se muestra en la Tabla 6-1.

Tabla 6-1: Peso sísmico distribuido por nivel del edificio

Nivel	Psis (tonf)
1	5171
2	5171
3	5171
4	5171
5	1809
Total	22492

El período en cada dirección de análisis, considerando la masa y rigidez del modelo reducido a un piso, se obtiene de la siguiente expresión:

$$T=2\pi (m/k)^{1/2}$$

Donde:

m : masa sísmica

k : rigidez lateral en la dirección de análisis

De esta forma se obtiene que para la dirección norte – sur el período es $T_x= 0,08$ seg y para la dirección oriente – poniente el período corresponde a $T_y= 0,07$ seg.

Los parámetros de diseño que se han tomado de la Ref. 8 son:

Tabla 6-2: Parámetros de diseño considerados en Análisis Estático

Zona Sísmica	II
Ao	0,3 g
Suelo	Tipo II
S	1
T'	0,35
n	1,33
I	1,2
R	7
C _{máximo}	0.105

Si se realiza un análisis modal espectral y se considera la influencia de los primeros modos de vibrar, el modo fundamental es el que tiene la mayor contribución al corte sísmico por presentar el mayor porcentaje de masa modal. Si se incluye este efecto, el valor del esfuerzo de corte basal sísmico del edificio en ambas direcciones corresponde a:

Tabla 6-3: Corte Sísmico del edificio según NCh433 Of.1996 Mod.2009 en ambas direcciones

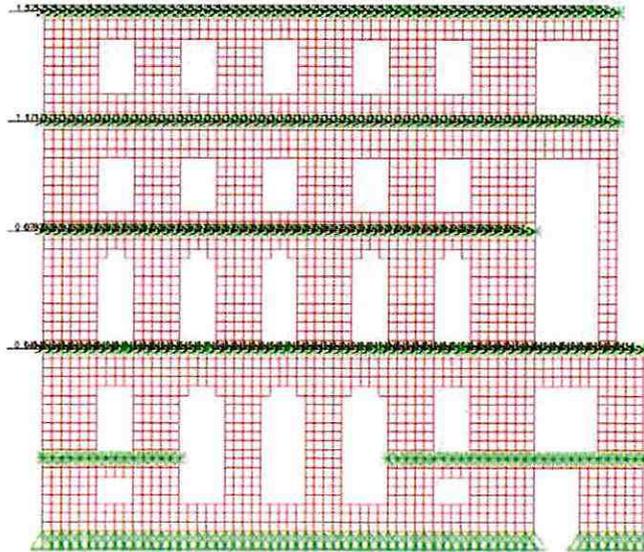
Corte mínimo, Q_{min}	1350 tonf
Corte máximo, Q_{max}	2834 tonf
Corte de diseño Eje Sur, Q_0	1984 tonf
Corte de diseño Eje Poniente, Q_0	1984 tonf

En la Tabla 6-4 y la Figura 6.3 se muestra el ingreso de las cargas sísmicas horizontales a nivel de cada diafragma en el modelo de elementos finitos para los ejes resistentes considerados, de acuerdo al porcentaje que cada eje aporta a la rigidez del primer piso. La determinación de los esfuerzos de corte sísmicos para cada muro del edificio incluye los efectos de traslación de la planta, rotación de la planta y torsión accidental. La fuerza sísmica se considera en dirección positiva (izquierda a derecha) y negativa (derecha a izquierda).

Tabla 6-4: Fuerzas laterales distribuidas por nivel del edificio

Nivel	Fachada sur	Fachada poniente
	Fh (tonf)	Fh (tonf)
0	0	0
1	9	14
2	37	54
3	75	111
4	98	144
Total	219	323

Eje Sur



Eje Poniente

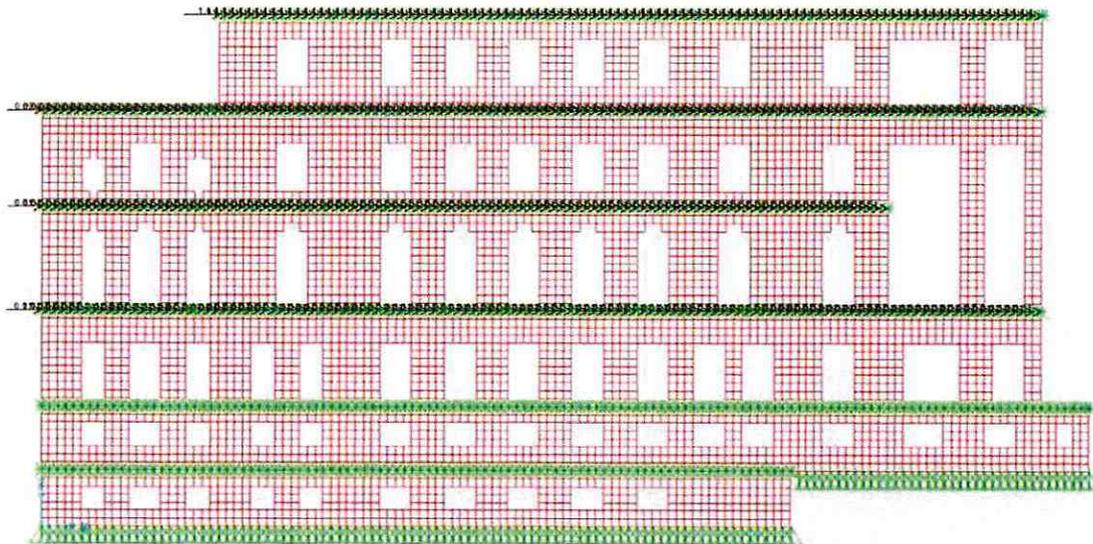


Figura 6.3: Aplicación de fuerzas sísmicas horizontales

6.4 DETERMINACION DE TENSIONES ÚLTIMAS POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

En la Figura 6.5 y Figura 6.6 se muestran las tensiones de corte en muros para el Eje Sur, mientras que la Figura 6.7 y Figura 6.8 muestra lo mismo para el Eje Poniente.

En cada figura se informa una tensión de corte asociada a cada muro del eje estudiado. La tensión de corte informada para cada elemento es la tensión última promedio obtenida en la mitad de altura del elemento calculada como: la fuerza de corte en cada elemento entregada por el "section cut" del modelo de elementos finitos dividida por el área bruta de corte. En la Figura 6.4 se muestra un esquema con el cálculo indicado anteriormente.

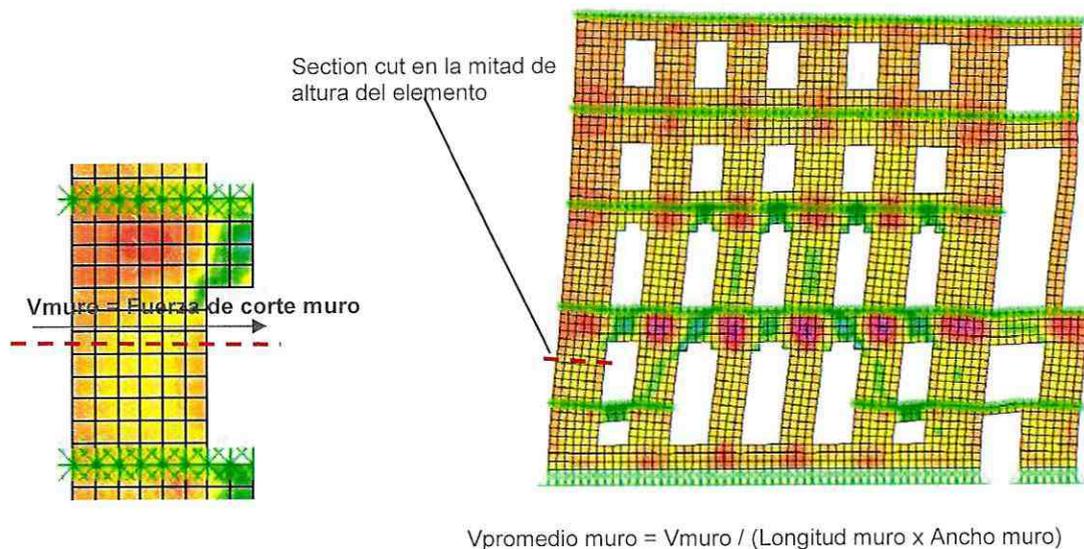
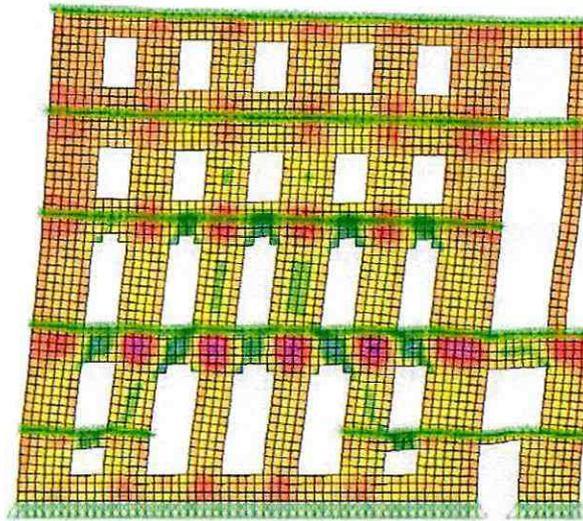


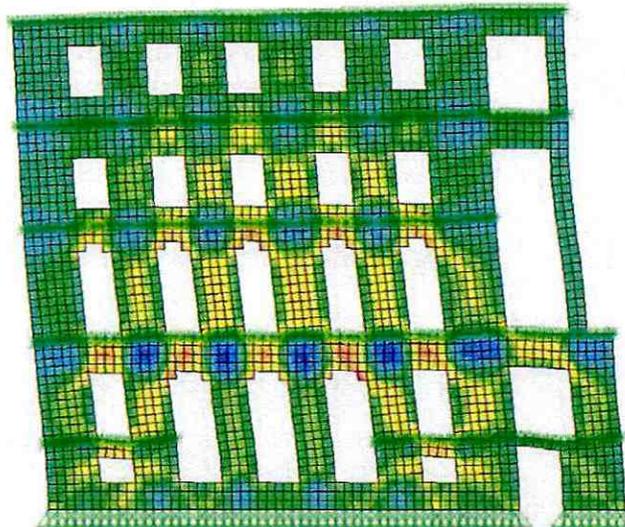
Figura 6.4 : Estimación de tensión de corte promedio a partir de modelo de elementos finitos

Se puede observar que el corte último máximo obtenido para muros del Eje Sur es $3,8 \text{ kgf/cm}^2$ en un muro del segundo piso. Para el Eje Poniente la tensión de corte última máxima corresponde a $3,0 \text{ kgf/cm}^2$ en muros del zócalo y el primer piso, estos valores son menores a la resistencia nominal última reducida de un muro de hormigón sin armar ($5,6 \text{ kgf/cm}^2$).



PISO 4	-0.3	-1.3	-1.9	-1.9	-1.5	-1.0	-0.6
PISO 3	-0.7	-2.4	-3.4	-3.4	-3.2	-1.5	-0.3
PISO 2	-1.4	-2.8	-3.5	-3.8	-3.3	-2.5	
PISO 1	-2.3	-3.6	-2.4	-2.2	-3.5	-3.1	-2.5
PISO -1	-2.7	-3.2			-3.2	-3.0	-1.9

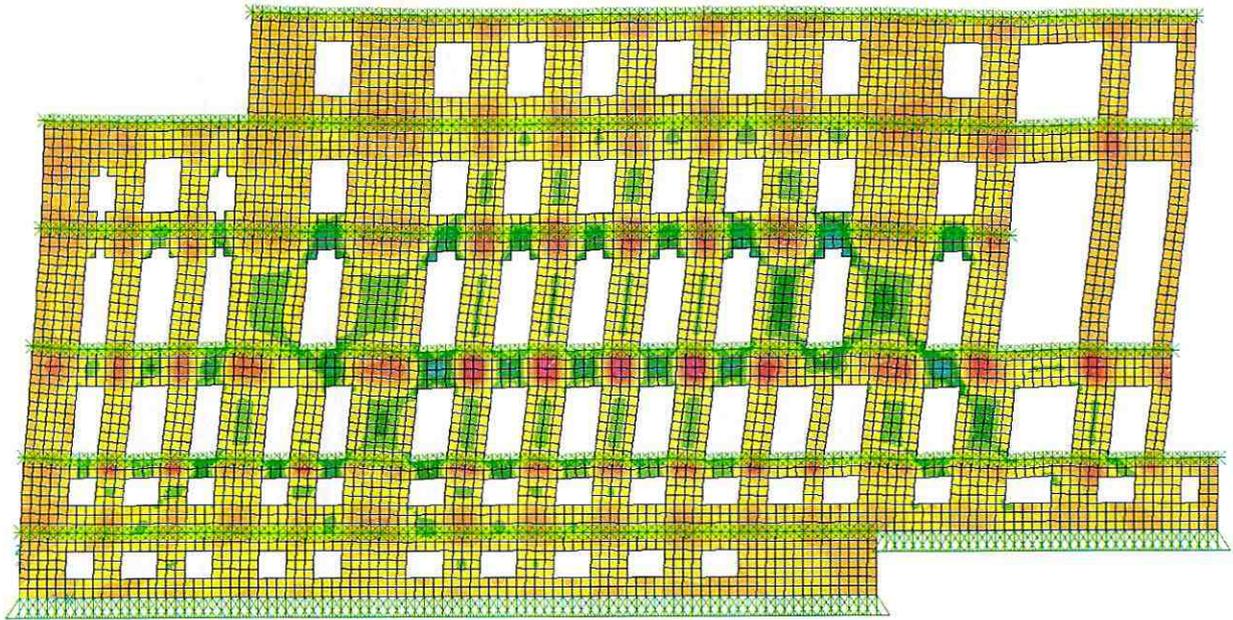
Figura 6.5: Esfuerzos de corte en muros debido a sismo positivo de diseño Eje Sur



PISO 4	0.3	1.3	1.9	1.9	1.5	1.0	0.6
PISO 3	0.7	2.4	3.4	3.4	3.2	1.5	0.3
PISO 2	1.4	2.8	3.5	3.8	3.3	2.5	
PISO 1	2.3	3.6	2.4	2.2	3.5	3.1	2.5
PISO -1	2.7	3.2			3.2	3.0	1.9

Figura 6.6: Esfuerzos de corte en muros debido a sismo negativo de diseño Eje Sur

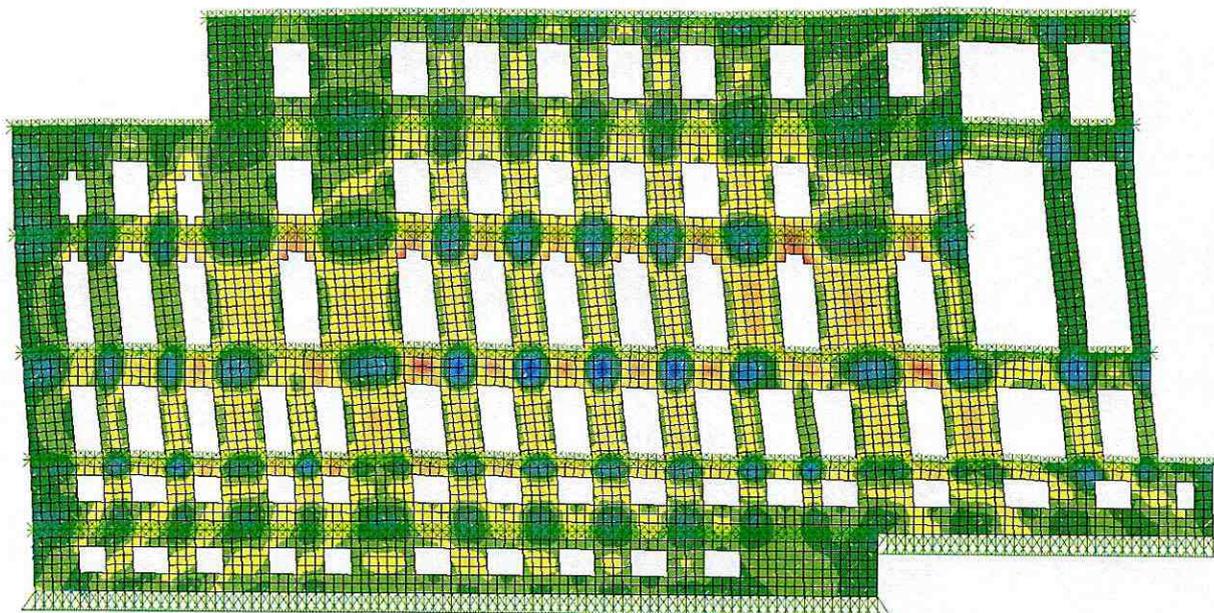
PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO



PISO 4				-0.6	-1.1	-1.7	-1.9	-1.9	-1.8	-1.5	-0.9	-1.1	-0.9	-0.2			
PISO 3	-0.1	-1.5	-2.3	-1.4	-1.6	-2.5	-2.6	-2.7	-2.8	-2.6	-1.8	-1.5	-0.4	-0.2			
PISO 2	-0.8	-1.4	-1.6	-2.4	-2.6	-2.3	-2.3	-2.3	-2.3	-2.9	-2.9	-1.6					
PISO 1	-1.2	-1.8	-2.2	-2.5	-2.4	-2.8	-2.6	-2.5	-2.6	-2.6	-1.9	-1.7	-2.4	-3.0	-2.2	-1.2	
PISO -1	-0.6	-2.6	-2.9	-2.2	-3.0	-2.2	-1.9	-2.5	-2.4	-2.2	-2.2	-2.5	-2.1	-2.2	-1.7	-1.9	-0.8
PISO -2	-1.3	-2.3	-2.6	-2.2	-2.3	-2.0	-2.5	-2.3	-2.0	-1.6	-1.0						

Figura 6.7: Esfuerzos de corte en muros debido a sismo positivo de diseño Eje Poniente

PROYECTO N° 13335
 INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO



PISO 4				0.6	1.1		1.7	1.9	1.9	1.8	1.5	0.9	1.1	0.9	0.2
PISO 3	0.1	1.5	2.3	1.4	1.6		2.5	2.6	2.7	2.8	2.6	1.8	1.5		
PISO 2	0.8	1.4	1.6	2.4	2.6		2.3	2.3	2.3	2.3	2.9	2.9	1.6	0.4	0.2
PISO 1	1.2	1.8	2.2	2.5	2.4	2.8	2.6	2.5	2.6	2.6	1.9	1.7	2.4	3.0	2.2
PISO -1	0.6	2.6	2.9	2.2	3.0	2.2	1.9	2.5	2.4	2.2	2.2	2.5	2.1	2.2	1.7
PISO -2	1.3	2.3	2.6	2.2	2.3	2.0	2.5	2.3	2.0	1.6	1.0				0.8

Figura 6.8: Esfuerzos de corte en muros debido a sismo negativo de diseño Eje Poniente

6.5 CONCLUSIONES RESPECTO A LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA

La capacidad resistente sísmica de esta estructura, a juzgar por los resultados obtenidos en el capítulo 6.4, cumple con las solicitaciones de diseño de la NCh 433 Of.96 Mod. 2009 para los ejes de las fachadas sur y poniente, ya que los esfuerzos de corte obtenidos ante las solicitaciones sísmicas últimas de la norma son inferiores a la resistencia de corte nominal reducida del hormigón armado e incluso son menores a la capacidad del hormigón por sí sólo.

7.0 EFECTO DEL ASENTAMIENTO DEL SUELO

Para observar el efecto del asentamiento del suelo en el edificio en términos de esfuerzos de corte en muros principales, se aplica en la base de los modelos de elementos finitos de los ejes resistentes el perfil de asentamientos verticales medidos por el sistema de monitoreo de la Línea 3 de Metro.

7.1 PERFIL DE ASENTAMIENTOS VERTICALES, EJES SUR Y PONIENTE

Las deformaciones a nivel de fundaciones del edificio se obtienen del monitoreo de terreno. El programa utilizado para el análisis de los datos de monitoreo se llama Kronos.

Para este estudio se determinaron dos secciones de análisis de asentamiento que se muestran a continuación en la Figura 7.1. Estas secciones coinciden con la posición de los ejes resistentes ES: Eje sur y EP: Eje poniente.

Figura 7.1

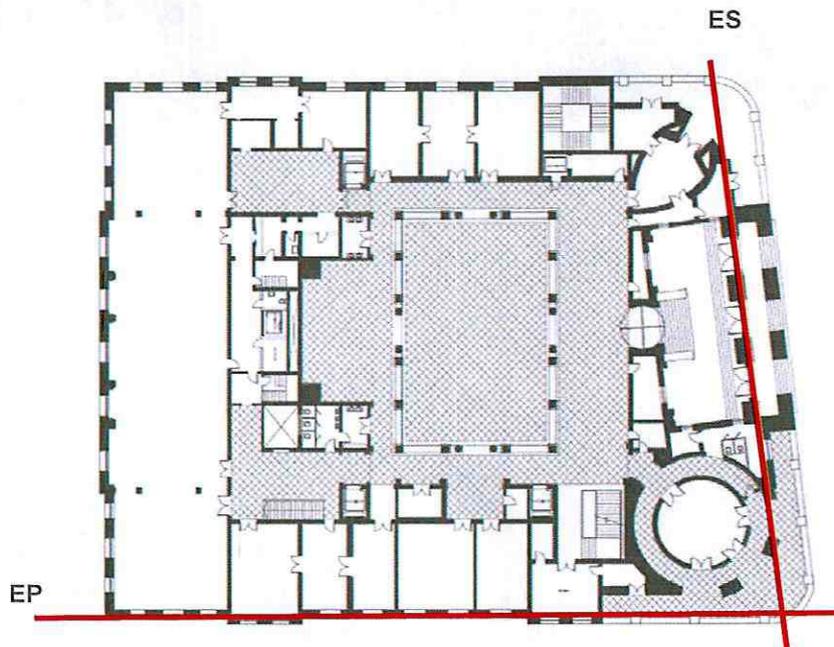


Figura 7.1: Planta Edificio Club de La Unión. Secciones de Análisis para Asentamientos

Eje Resistente Fachada Poniente

Esta sección corresponde a la fachada del edificio ubicada frente a la calle Bandera, Eje Poniente para este estudio. El ecuador del túnel interestación se ubica aproximadamente a 31 m bajo el nivel de terreno y el eje del túnel se ubica en horizontal a 8 m aproximadamente desde la esquina sur de la fachada.

Los asentamientos que se utilizan son los mismos definidos para el Informe de la Referencia 1.

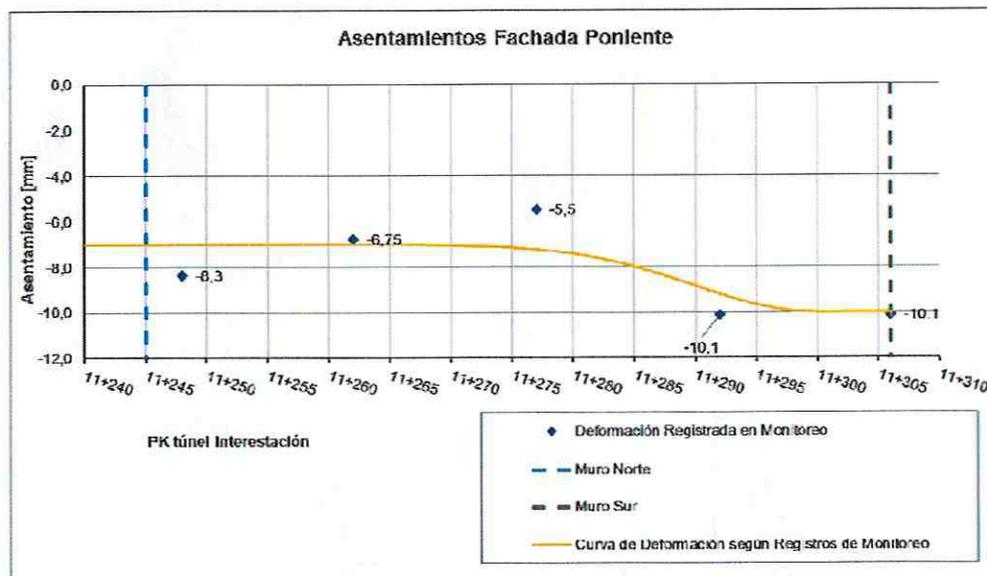
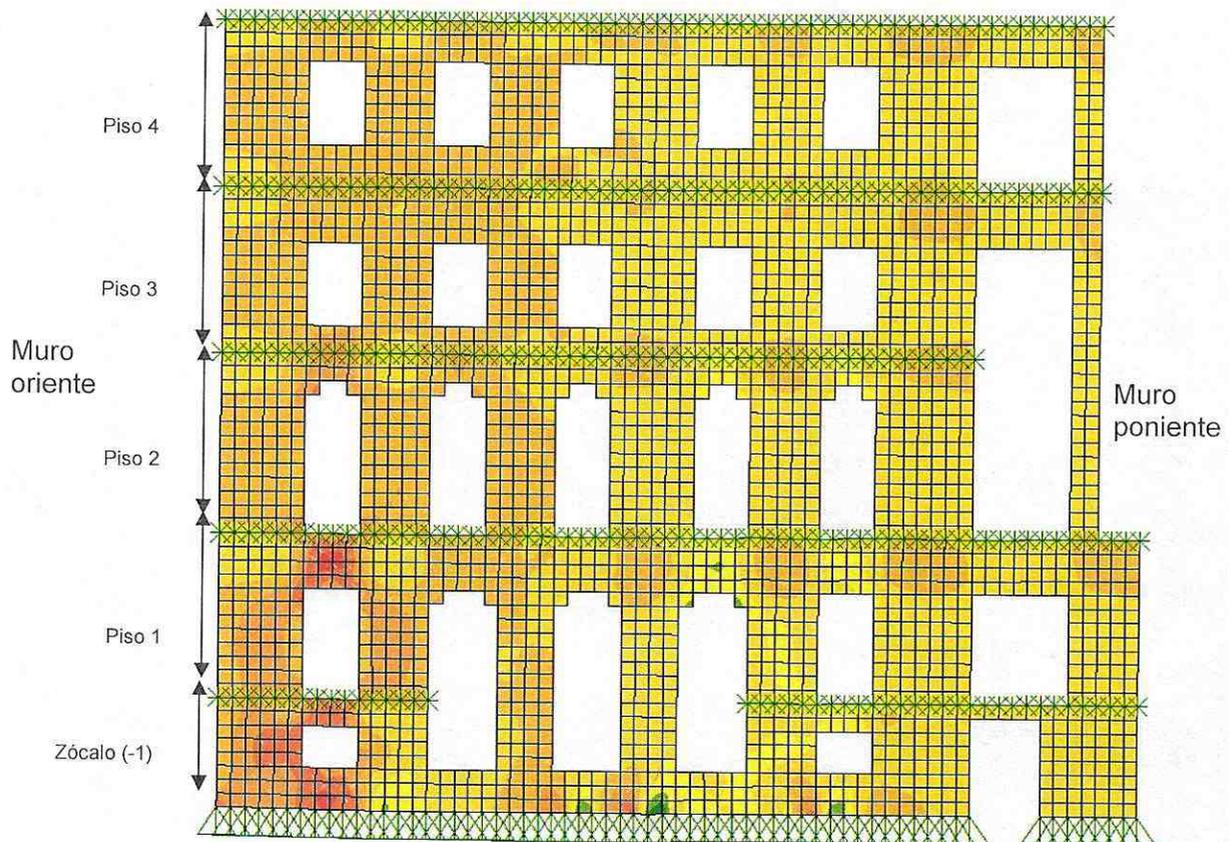


Figura 7.3: Asentamientos en Eje Poniente (Ref. [1])

7.2 DETERMINACION DE TENSIONES POR ESFUERZO DE CORTE EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Los resultados obtenidos a partir del análisis considerando los asentamientos se muestran en la Figura 7.4 para el eje resistente Sur y en la Figura 7.5 para el eje resistente de la Fachada Poniente.

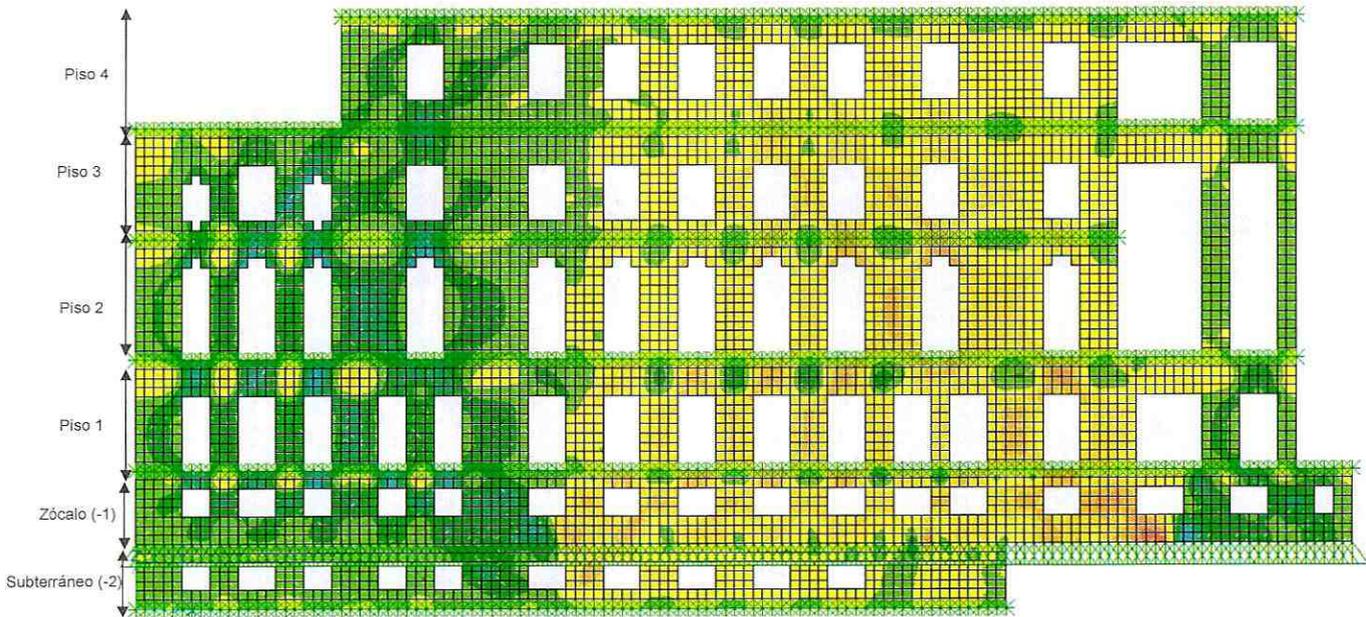
En cada figura se informa una tensión de corte asociada a cada muro del eje estudiado. La tensión de corte informada para cada elemento es la tensión promedio obtenida en la mitad del elemento calculada como la fuerza de corte en cada elemento, obtenida del modelo de elementos finitos dividida por el área bruta de corte.



PISO 4	0.1	0.3	0.1	-0.1	-0.2	-0.1	-0.1
PISO 3	0.3	0.5	0.2	-0.2	-0.4	-0.2	0.0
PISO 2	0.4	0.5	0.2	-0.3	-0.4	-0.3	0.0
PISO 1	0.8	0.8	0.0	-0.4	-0.6	0.4	-0.3
PISO -1	1.4	0.1	0.0	-0.4	-0.8	-0.3	-0.2

Figura 7.4: Esfuerzos de corte en muros debido a asentamientos inducidos por construcción L3 del Metro en eje resistente Sur

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO



PISO 4				-0.6	-0.6	-0.1	0.2	0.5	0.6	0.5	0.2	0.1	-0.1	-0.1			
PISO 3	-0.2	-1.1	-1.7	-0.8	-0.5	0.0	0.5	0.8	1.0	0.9	0.6	0.3	0.0	0.0			
PISO 2	-0.5	-0.8	-0.9	-1.1	-0.6	0.1	0.4	0.6	0.7	0.9	0.8	0.4					
PISO 1	-0.7	-1.0	-1.1	-1.1	-1.0	-0.8	0.2	0.8	1.0	1.0	0.8	0.7	1.1	0.8	-0.6	-0.5	
PISO -1	-0.6	-1.2	-1.3	-1.2	-1.5	-1.4	0.8	1.3	1.1	1.0	1.0	1.3	1.3	1.8	-0.9	-1.2	0.0
PISO -2	0.0	-0.1	-0.1	-0.3	-0.5	-1.1	1.2	0.8	0.4	0.2	0.0						

Figura 7.5: Esfuerzos de corte en muros debido a asentamientos inducidos por construcción L3 del Metro en eje resistente Poniente

La tensión de corte máxima obtenida para el análisis debido a los asentamientos producidos por la construcción de la Línea 3 de Metro corresponde a 1,4 kgf/cm² en un muro del zócalo del eje Sur, y 1,8 kgf/cm² en un muro del zócalo del eje Poniente, estos valores no superan la tensión de corte última para el hormigón sin armar de 5,6 kgf/cm².

8.0 VERIFICACIÓN DE DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO CONSIDERANDO EFECTOS DE ASENTAMIENTO

En este capítulo se verifica el diseño sísmico del edificio del Club de La Unión considerando las tensiones por esfuerzo de corte en muros para las sollicitaciones sísmicas establecidas en la norma NCh 433 Of.96 Mod. 2009, superponiendo el efecto de los asentamientos originados por la construcción de la Línea 3 en las tensiones por esfuerzo de corte en muros principales de los ejes resistentes analizados.

Se obtienen los esfuerzos de corte mostrados en Tabla 8-1 para el Eje Sur, y los esfuerzos de corte mostrados en la Tabla 8-2 para el Eje Poniente.

Tabla 8-1: Esfuerzos de corte en muros por Efecto Sísmico + Asentamientos en eje resistente Sur

Sismo positivo más asentamiento

PISO 4	-0.2	-1.1	-1.8	-2.0	-1.7	-1.1	-0.7
PISO 3	-0.4	-1.9	-3.2	-3.6	-3.6	-1.7	-0.3
PISO 2	-1.0	-2.3	-3.4	-4.1	-3.7	-2.8	
PISO 1	-1.5	-2.8	-2.4	-2.6	-4.1	-2.7	-2.7
PISO -1	-1.2	-3.1			-4.0	-3.3	-2.1

Sismo negativo más asentamiento

PISO 4	0.5	1.6	2.1	1.8	1.3	0.8	0.5
PISO 3	1.0	2.9	3.5	3.2	2.8	1.2	0.3
PISO 2	1.8	3.3	3.7	3.6	2.9	2.2	
PISO 1	3.2	4.4	2.4	1.8	2.9	3.5	2.2
PISO -1	4.1	3.3			2.5	2.7	1.8

PROYECTO N° 13335
INGENIERÍA DE DETALLE DE ESTACIONES LÍNEA 3 METRO DE SANTIAGO

Tabla 8-2: Esfuerzos de corte en muros por Efecto Sísmico + Asentamientos en eje resistente Poniente
Sismo positivo + asentamiento

PISO 4				-1.1	-1.7	-1.8	-1.7	-1.4	-1.3	-1.0	-0.6	-1.1	-1.0	-0.3			
PISO 3	-0.4	-2.6	-4.0	-2.1	-2.1	-2.6	-2.2	-1.9	-1.8	-1.6	-1.2	-1.2	-0.4	-0.2			
PISO 2	-1.3	-2.2	-2.4	-3.5	-3.2	-2.3	-1.8	-1.7	-1.6	-2.0	-2.0	-1.2					
PISO 1	-1.8	-2.8	-3.2	-3.6	-3.4	-3.6	-2.5	-1.8	-1.6	-1.6	-1.1	-1.0	-1.3	-2.1	-2.8	-1.6	
PISO -1	-1.2	-3.8	-4.2	-3.3	-4.5	-3.6	-1.2	-1.3	-1.3	-1.1	-1.2	-1.2	-0.8	-0.4	-2.6	-3.1	-0.8
PISO -2	-1.3	-2.4	-2.7	-2.5	-2.8	-3.1	-1.3	-1.5	-1.6	-1.5	-1.0						

Sismo negativo + asentamiento

PISO 4				0.0	0.5	1.5	2.1	2.4	2.4	2.0	1.1	1.2	0.8	0.1			
PISO 3	-0.1	0.4	0.7	0.6	1.1	2.5	3.1	3.5	3.7	3.5	2.4	1.8					
PISO 2	0.3	0.6	0.7	1.4	2.0	2.4	2.7	2.9	3.0	3.9	3.7	2.0	0.4	0.1			
PISO 1	0.5	0.9	1.1	1.3	1.4	2.0	2.8	3.3	3.5	3.6	2.7	2.3	3.6	3.8	1.6	0.7	
PISO -1	0.1	1.3	1.6	1.0	1.6	0.7	2.7	3.8	3.5	3.2	3.2	3.8	3.4	4.0	0.8	0.8	0.8
PISO -2	1.3	2.3	2.4	2.0	1.7	0.9	3.6	3.2	2.5	1.8	1.1						

En general, se puede observar que la suma de tensiones del efecto sísmico y del asentamiento no superan la tensión del hormigón incluso sin armar.

En el Eje Sur se obtiene una tensión máxima de 4,4 kgf/cm² en un muro del primer piso. Por su parte el Eje Poniente presenta un valor máximo de 4,5 kgf/cm² en un muro del zócalo, ambos tensiones no superan la tensión de corte última reducida del hormigón sin armar.

9.0 CONCLUSIONES

Se puede observar que la capacidad sísmica resistente de la estructura, a juzgar por los resultados obtenidos para los ejes Poniente y Sur cumple con la normativa sísmica chilena vigente, ya que todos los elementos cumplen con la tensión nominal última reducida de corte del hormigón de $5,6 \text{ kgf/cm}^2$, si se verifican las tensiones últimas producto del espectro de diseño de la norma sísmica chilena.

Por otro lado, en todos los elementos la tensión nominal última reducida de corte debido a los asentamientos inducidos por la construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago, es inferior a la resistencia nominal última por esfuerzo de corte de los muros. Esta conclusión se vio refrendada al comparar los registros de fisuramiento del edificio antes del inicio de las obras respecto de lo observado durante el desarrollo de las obras hasta la situación final registrada en febrero del año 2018, lo que se puede ver en el informe de registro fotográfico comparativo entre los años 2013 y 2018.

Finalmente se puede concluir que al superponer un eventual sismo (Norma NCh 433) a los asentamientos reales medidos en terreno, se obtiene como resultado que la estructura sigue cumpliendo las condiciones de diseño establecidos en ACI 318, ya que se observa que tanto para el Eje Sur como para el Eje Poniente todos los muros satisfacen la condición de no superar el corte nominal último reducido para muros de hormigón armado.

De este análisis se puede concluir que para la eventual situación de un sismo de norma más la situación ya deformada de la estructura producto de los asentamientos medidos del suelo, el edificio del Club de La Unión presenta una estructura estable ante sollicitaciones sísmicas, y las deformaciones inducidas por las obras de Metro no han generado un desmedro significativo en la capacidad estructural del edificio.

