



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN NUDOS COMPUESTOS EN
EDIFICIO DE OFICINAS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
CATALINA DANIELA CATTANEO PINEDA

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
IVAN HREPIC CABELLO

SANTIAGO DE CHILE
AGOSTO 2009

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: CATALINA CATTANEO P.
FECHA: 17/08/2009
PROF. GUÍA: Sr. RICARDO HERRERA M.

“ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN NUDOS COMPUESTOS EN EDIFICIO DE OFICINAS”

Producto de la innovadora arquitectura e inusual geometría del edificio estudiando en esta memoria, tanto la secuencia constructiva como la correcta materialización de los elementos que la componen resultan cruciales para que la estructura se comporte según su diseño. Motivo por el cual es interesante realizar un análisis comparativo entre los esfuerzos (axial y momento) reales existentes en los principales elementos estructurales y lo determinado a partir de un modelo teórico de la estructura realizado en Etabs. El análisis comparativo se realizó para seis estados de carga, donde cada uno de ellos representa un momento preciso de la construcción de la obra.

La estructura estudiada cuenta con un núcleo de hormigón, de 15.8 [m] por lado, y un marco perimetral formado de vigas y columnas de hormigón armado. Al nivel de la losa del cielo del primer piso, nacen 48 puntales inclinados de sección compuesta por perfiles de acero y hormigón armado, desde donde se apoya la losa del cielo piso tres, cuyas dimensiones son de 30.95 [m] por lado. Luego, las dimensiones de la plantas se incrementan piso a piso, hasta lograr que la losa del cielo piso veintiuno tenga una dimensión de 39.50 [m] por lado. La inclinación de los puntales y de las columnas se traduce en un desequilibrio de fuerzas en el nudo donde éstos se encuentran produciéndose tracciones en la losa. Este efecto se contrarresta postensando la losa ubicada al nivel del encuentro en tres etapas.

Para realizar el análisis comparativo entre los esfuerzos reales y los teóricos en la estructura se instalaron 52 sensores que permiten el registro de las deformaciones unitarias (*strain gauges*) de la losa y una selección de columnas y puntales. De ellos, sólo 29 presentaron resultados válidos para ser empleados en el análisis.

De los sensores instalados en la armadura de la losa, se concluyó que estos respondieron según el modelo teórico. Al postensar la losa, las deformaciones obtenidas fueron de compresión mientras que al aumentar el número de pisos construidos, desde finalizado el postensado, las deformaciones obtenidas disminuyeron por efecto de la tracción que generan los pisos adicionales. Además, en dos de las tres secciones analizadas de la losa, el esfuerzo resultante, para todos los estados de carga y especialmente para el último, fue de compresión. Este resultado es correcto ya que la sobrecarga aún no se encuentra presente y es necesario que exista una compresión suficiente en la losa como para contrarrestar la tracción que ésta generará. Sólo en una de las secciones el esfuerzo obtenido fue de tracción pero se debió a un efecto local producto de la disposición de los ductos de postensado y no genera mayores inconvenientes en cuanto al comportamiento global del elemento.

En las columnas, el esfuerzo axial correspondiente a la obra gruesa terminada fue un 30% menor que el determinado por el modelo Etabs. Mientras que en los puntales, para el mismo estado de carga, el esfuerzo axial obtenido fue un 4% menor que el determinado a partir del modelo teórico. En el caso de los puntales, el esfuerzo axial correspondiente a los estados de carga intermedios, asociados al avance de la obra existente antes y después de realizar cada uno de los postensados, fue desde aproximadamente un 20% menor que el determinado teóricamente a un 50% mayor que el determinado teóricamente. Tanto en columnas como en puntales, existió flexión en torno a ambos ejes, siendo mayor la flexión en torno al eje de mayor inercia. La dirección de la flexión en los elementos fue consistente con lo observado en el modelo teórico pero la magnitud de ésta fue un orden mayor. A pesar de ésta diferencia, los esfuerzos obtenidos corresponden, en el peor de los casos, a no más de un 20% de la capacidad nominal de la sección calculada de forma simplificada.

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Metodología	2
1.4 Organización de la memoria	3
2. ANTECEDENTES	4
2.1 Antecedentes históricos	4
2.2 Descripción de la estructura.....	6
2.3 Funcionamiento de los sensores	11
2.4 Validación de datos.....	14
2.4.1 Frecuencias de muestreo	15
2.4.2 Calibración de los sensores.....	15
2.4.3 Corrección por longitud de cable adicional.....	18
2.4.4 Efecto de la humedad sobre el registro.....	20
2.4.5 Efecto del ruido eléctrico sobre la señal.....	21
3. IMPLEMENTACIÓN	22
3.1 Instrumentos de medición	22
3.2 Metodología de instalación de strain gauge.....	23
3.2.1 Preparación del strain gauge.....	23
3.2.2 Preparación de la superficie	23
3.2.3 Pegado del strain gauge.....	24
3.2.4 Protección del strain gauge	24
3.2.5 Esquema de conexiones	25
3.3 Detalles de la implementación	27
4. ANÁLISIS DE DATOS	34
4.1 Avance de la obra en cada medición	34
4.2 Determinación de los esfuerzos en la estructura	39
4.3 Datos losa cielo 3er piso	40
4.3.1 Deformaciones en la losa cercana al elemento 21	40
4.3.2 Deformaciones en la losa cercana al elemento 24.....	48
4.3.3 Deformaciones en la losa cercana al elemento 36.....	54
4.4 Datos columnas	60
4.4.1 Datos columna 21.....	60

4.4.2 Datos columna 33.....	64
4.4.3 Datos columna 24.....	66
4.4.4 Datos columna 36.....	69
4.5 Datos puntales	70
4.5.1 Datos puntal 21.....	70
4.5.2 Datos puntal 33.....	79
4.5.3 Datos puntal 24.....	86
4.5.4 Datos puntal 36.....	90
4.6 Resumen.....	93
5. CONCLUSIONES GENERALES	101
5.1 Comentarios.....	101
5.2 Conclusiones.....	102
5.3 Recomendaciones	105
BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.....	106
ANEXO A: DETALLE DE CONEXIONES.....	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Secuencia de postensado para la losa instrumentada	10
Tabla 2.2: Propiedades del cable de postensado.....	10
Tabla 2.3: Tensión v/s deformación ensayo barra en voladizo	17
Tabla 2.4: Tensión v/s deformación considerando efectos del cable adicional.....	19
Tabla 3.1: Propiedades <i>strain gauge</i> , modelo PFL-20-11	22
Tabla 4.1: Avance de obra.....	34

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Alamillo en Sevilla, España	4
Figura 2.2: Puente Fray Andresito en Santiago, Chile [2]	5
Figura 2.3: Comparación de las plantas de la estructura	6
Figura 2.4: Geometría puntal y columna cuarto piso	7
Figura 2.5: Detalle sección A-A y sección C-C	7
Figura 2.6: Edificio de oficinas en estudio	8
Figura 2.7: Distribución de los puntales	8
Figura 2.8: Longitud de los puntales	9
Figura 2.9: Placa de empalme	10
Figura 2.10: Detalle de los 12 cables de postensado	11
Figura 2.11: Efecto de la temperatura sobre el Gage Factor [3]	12
Figura 2.12: Esquema puente de Wheatstone [3]	13
Figura 2.13: Esquema circuito a cuarto de puente [3]	13
Figura 2.14: Esquema circuito considerando efecto del cable [3]	14
Figura 2.15: Efecto de la frecuencia de muestreo sobre la señal	15
Figura 2.16: Ensayo a flexión barra $\Phi 12$	16
Figura 2.17: Registro de deformaciones, barra ensayada en flexión pura	17
Figura 2.18: Módulo de elasticidad, barra ensayo en flexión pura	18
Figura 2.19: Efecto del cable sobre el módulo de elasticidad del acero	19
Figura 2.20: Comportamiento del <i>strain gauge</i> en un medio acuoso	20
Figura 2.21: Efecto del ruido eléctrico sobre la señal	21
Figura 3.1: Strain gauge, modelo PFL-20-11	22
Figura 3.2: <i>Strain gauge</i> instalado en el perfil de acero	24
Figura 3.3: Protección del <i>strain gauge</i> contra la humedad	24
Figura 3.4: Protección de PVC para el cableado	25
Figura 3.5: Caja eléctrica instalada al nivel de losa cielo piso tres	26
Figura 3.6: Conector DB-25 macho	26
Figura 3.7: Numeración de los elementos estructurales	27
Figura 3.8: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 21	28
Figura 3.9: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 33	28
Figura 3.10: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 24	29
Figura 3.11: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 36	29
Figura 3.12: Nombre de los <i>strain gauges</i> correspondientes al elemento 21	30
Figura 3.13: Nombre de los <i>strain gauges</i> correspondientes al elemento 33	30
Figura 3.14: Nombre de los <i>strain gauges</i> correspondientes al elemento 24	30
Figura 3.15: Nombre de los <i>strain gauges</i> correspondientes al elemento 36	31
Figura 3.16: <i>Strain gauges</i> instalados en la malla superior de la losa	31
Figura 3.17: Posición cables de postensado en la losa cielo piso tres	32
Figura 3.18: <i>Strain gauges</i> instalados en la armadura de la malla inferior de la losa	32
Figura 3.19: <i>Strain gauges</i> instalados en armadura de la malla superior de la losa	33
Figura 4.1: Avance de la obra para la 1era medición (20/08/08)	35
Figura 4.2: Avance de la obra para la 2da medición (11/09/08)	35
Figura 4.3: Avance de la obra para la 3era medición (30/09/08)	36
Figura 4.4: Avance de la obra para la 4ta medición (24/10/08)	36
Figura 4.5: Avance de la obra para la 5ta medición (19/11/08)	37
Figura 4.6: Avance de la obra para la 6ta medición (16/12/08)	37
Figura 4.7: Avance de la obra para la 7ma medición (06/05/09)	38
Figura 4.8: Deformación en los <i>strain gauges</i> 21-SUP y 21-INF	40
Figura 4.9: Perfil de deformaciones en la dirección del elemento 21	41

Figura 4.10: Equilibrio del esfuerzo axial en el nudo.....	43
Figura 4.11: Deformación en los <i>strain gauges</i> 21-SUP (25) y el 21-INF (25).....	43
Figura 4.12: Registro sexta medición <i>strain gauge</i> 21-INF (25).....	44
Figura 4.13: Registro séptima medición <i>strain gauge</i> 21-SUP (25).....	44
Figura 4.14: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 21 (cont.).....	45
Figura 4.15: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 21.....	46
Figura 4.16: Modelo en Sap del postensado de la losa.....	47
Figura 4.17: Detalle del efecto del postensado al considerar inclinación de los ductos.....	48
Figura 4.18: Deformación en los <i>strain gauges</i> 24-SUP y 24-INF.....	48
Figura 4.19: Deformación en los <i>strain gauges</i> 25-SUP y 25-INF referenciado a la primera medición.....	49
Figura 4.20: Registro primera medición <i>strain gauge</i> 25-INF.....	50
Figura 4.21: Deformación en los <i>strain gauges</i> 25-SUP y 25-INF referenciado a la segunda medición.....	51
Figura 4.22: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 24 (cont.).....	51
Figura 4.23: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 24.....	52
Figura 4.24: Deformación en los <i>strain gauges</i> 36-SUP y 36-INF.....	54
Figura 4.25: Deformación en los <i>strain gauges</i> 37-SUP y 37-INF referenciado a la primera medición.....	55
Figura 4.26: Primer y segundo registro del <i>strain gauge</i> 37-INF.....	56
Figura 4.27: Deformación en los <i>strain gauges</i> 37-SUP y 37-INF referenciado a la segunda medición.....	56
Figura 4.28: Registro séptima medición <i>strain gauge</i> 37-SUP.....	57
Figura 4.29: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 36.....	58
Figura 4.30: Deformación de los <i>strain gauge</i> instalados en la columna 21 referenciados a la primera medición.....	60
Figura 4.31: Comparación entre la primera medición y la segunda medición en el <i>strain gauge</i> 21-K.....	61
Figura 4.32: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la columna 21 referenciados a la segunda medición.....	61
Figura 4.33: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la columna 21.....	62
Figura 4.34: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la columna 33 referenciados a la primera medición.....	64
Figura 4.35: Perfil de deformaciones en la columna 33, sexto estado de carga.....	65
Figura 4.36: Registro primera medición <i>strain gauge</i> 24-D.....	66
Figura 4.37: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la columna 24 referenciados a la primera medición.....	66
Figura 4.38: Perfil de deformaciones en la columna 24, primer estado de carga.....	67
Figura 4.39: Esquema de elevación columnas 20 a la 24.....	68
Figura 4.40: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la columna 24.....	68
Figura 4.41: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la columna 36.....	69
Figura 4.42: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección A-A del puntal 21.....	70
Figura 4.43: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección A-A del puntal 21 referenciados a la segunda medición.....	71
Figura 4.44: Modelo teórico en Etabs para el primer estado de carga.....	72
Figura 4.45: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección A-A del puntal 21 utilizando datos del modelo Etabs.....	72
Figura 4.46: Perfil de deformaciones en el puntal 21, primer estado de carga.....	73
Figura 4.47: Perfil de deformaciones en el puntal 21, segundo estado de carga.....	73
Figura 4.48: Perfil de deformaciones en el puntal 21, tercer estado de carga.....	74
Figura 4.49: Perfil de deformaciones en el puntal 21, cuarto estado de carga.....	74
Figura 4.50: Perfil de deformaciones en el puntal 21, quinto estado de carga.....	75
Figura 4.51: Registro completo de la sexta medición <i>strain gauge</i> 21-G.....	75

Figura 4.52: Registro utilizado para el <i>strain gauge</i> 21-G	76
Figura 4.53: Registro <i>strain gauge</i> 21-C y 21-D	77
Figura 4.54: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección B-B del puntal 21	78
Figura 4.55: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección B-B del puntal 21 utilizando datos del modelo Etabs	78
Figura 4.56: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección A-A del puntal 33	79
Figura 4.57: Incidente en caja de conexión elemento 33	80
Figura 4.58: Perfil de deformaciones en el puntal 33, primer estado de carga	80
Figura 4.59: Perfil de deformaciones en el puntal 33, segundo estado de carga.....	81
Figura 4.60: Perfil de deformaciones en el puntal 33, tercer estado de carga	81
Figura 4.61: Perfil de deformaciones en el puntal 33, cuarto estado de carga	82
Figura 4.62: Perfil de deformaciones en el puntal 33, quinto estado de carga.....	82
Figura 4.63: Perfil de deformaciones en el puntal 33, sexto estado de carga.....	84
Figura 4.64: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección B-B del puntal 33	85
Figura 4.65: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección A-A del puntal 24	86
Figura 4.66: Registro cuarta medición en los <i>strain gauges</i> 24-J, 24-K y 24-L	87
Figura 4.67: Diagrama de momento del puntal 24 para el quinto estado de carga.....	88
Figura 4.68: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección B-B del puntal 24	89
Figura 4.69: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección B-B del puntal 24 utilizando datos del modelo Etabs	89
Figura 4.70: Deformación de los <i>strain gauges</i> instalados en la sección A-A del puntal 36	90
Figura 4.71: Registro tercera medición en los <i>strain gauges</i> 36-E, 36-F y 36-G.....	91
Figura 4.72: Deformación de los <i>strain gauge</i> instalados en la sección B-B del puntal 36	92
Figura 4.73: Esfuerzo axial sobre la losa cielo piso tres.....	93
Figura 4.74: Esfuerzo axial sobre columna 21 - 33	95
Figura 4.75: Momento en torno al eje de mayor inercia sobre la columna 21 - 33.....	96
Figura 4.76: Momento en torno al eje de menor inercia sobre la columna 21 - 33	96
Figura 4.77: Esfuerzo axial sobre puntal 21 y 33	98
Figura 4.78: Momento en torno al eje de mayor inercia sobre el puntal 21 y 33.....	99
Figura 4.79: Momento en torno al eje de menor inercia sobre el puntal 21 y 33.....	99

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En el último tiempo en Chile, el número de proyectos de ingeniería que rompen con los esquemas tradicionales ha ido en aumento, trayendo consigo nuevos desafíos en cuanto a su diseño y materialización.

En la práctica, al momento de determinar los esfuerzos para el diseño de los elementos estructurales de un edificio de oficinas, no se realiza un análisis de la secuencia constructiva. Se considera que el estado más desfavorable, en cuanto al nivel de los esfuerzos sobre los elementos, se obtiene al considerar la estructura completa sometida a sus cargas permanentes y sobrecargas de uso.

En el caso del edificio de oficinas sobre el cual trata esta memoria, el diseño de los elementos estructurales se realizó considerando los esfuerzos obtenidos del modelo teórico de la estructura completa. Pero producto de la innovadora arquitectura e inusual geometría del edificio, tanto la secuencia constructiva como la correcta materialización de los elementos que la componen resultan cruciales para que la estructura se comporte según lo determinado teóricamente. Por lo tanto, resulta interesante monitorear los elementos estructurales a lo largo de su construcción e ir realizando un análisis comparativo entre los esfuerzos teóricos, obtenidos del modelo computacional empleado para el diseño de los elementos, y los esfuerzos reales determinados a partir de los datos adquiridos en terreno. Además de dejar implementado el sistema de adquisición de datos con el fin de realizar un seguimiento de los esfuerzos de la estructura a lo largo de los años.

1.2 Objetivos

El objetivo general de esta memoria es realizar un análisis comparativo entre las deformaciones y tensiones resultantes sobre los elementos estructurales monitoreados y los valores teóricos obtenidos a partir del modelo teórico realizado en Etabs para su diseño.

A continuación los objetivos específicos de esta memoria:

- Instalación de sensores de registro de deformaciones (*strain gauge*) en ocho elementos de sección compuesta (hormigón armado – perfil de acero) de la estructura y en tres zonas de la armadura de refuerzo de la losa postensada del cielo piso tres.
- Implementación del sistema de adquisición de datos.
- Adquisición de datos en 6 etapas de la obra.
- Determinación del esfuerzo axial y momento en los elementos instrumentados.
- Comparación entre las deformaciones y tensiones obtenidas a partir de los datos adquiridos en terreno y las determinadas a partir del modelo teórico de la estructura.

1.3 Metodología

La metodología empleada en este trabajo consta de las siguientes etapas:

- Recopilación de información sobre manejo e instalación de *strain gauge*.
- Instalación de 52 *strain gauges*, distribuidos en cuatro columnas y cuatro puntales de la estructura y en tres zonas de la losa postensada ubicada al nivel de encuentro entre ambos elementos.
- Implementación del sistema de adquisición de datos.
- Registro de las deformaciones sufridas por los elementos a monitorear en seis etapas de la obra.
- Modelación teórica de la estructura para sus seis estados de carga, utilizando el programa Etabs, basándose en el modelo utilizado para el diseño de la estructura.
- Determinación de las deformaciones y del esfuerzo axial y de momento en los elementos instrumentados y comparación con los resultados teóricos entregados por el modelo computacional.

1.4 Organización de la memoria

En el capítulo 1 de este trabajo se encuentra una introducción del tema desarrollado. Además se indican los objetivos generales y específicos, junto con la metodología general empleada para llevarlos a cabo.

En el capítulo 2 se encuentran los antecedentes teóricos del tema tratado en esta memoria. Antecedentes tales como otros proyectos donde se ha realizado un monitoreo de las deformaciones durante las etapas constructivas, una descripción de la estructura monitoreada, el aspecto teórico de los sensores utilizados y los ensayos realizados con el fin de validar los resultados obtenidos desde los sensores.

En el capítulo 3 se encuentra una descripción detallada de la implementación realizada. Incluye los equipos utilizados, la metodología empleada para su instalación y la distribución de los equipos en los distintos puntos de la estructura.

En el capítulo 4 se encuentra el análisis de los datos adquiridos en terreno. Incluye la determinación de las deformaciones, de los perfiles de deformación de las secciones y de los esfuerzos en los elementos monitoreados. Además, se realizó una comparación cualitativa y cuantitativa de los resultados obtenidos con los resultados teóricos.

Finalmente, en el capítulo 5 se encuentran las conclusiones generales del estudio realizado, además de una serie de comentarios y recomendaciones.

2. ANTECEDENTES

2.1 Antecedentes históricos

Existen numerosos proyectos en el mundo donde el monitoreo de los elementos estructurales durante la construcción ha sido fundamental para garantizar el resultado final del proyecto. Tanto los parámetros monitoreados como los equipos utilizados para ello están sujetos a las singularidades de cada proyecto. Una correcta elección de los parámetros a monitorear permite comprobar que la respuesta de la estructura ante las solicitaciones externas sea la esperada.

Un caso documentado, donde la ejecución del proyecto no hubiera sido posible sin el monitoreo de sus elementos estructurales durante la construcción, fue el del Puente Alamillo en Sevilla, España (ver Figura 2.1).



Figura 2.1: Alamillo en Sevilla, España

El puente Alamillo construido el 1992 se ubica en Sevilla, España. Se trata de un puente atirantado, asimétrico, con una luz máxima de 200 [m], 13 pares de cables tensados y una torre inclinado de 134 [m] de altura. La estabilidad del puente depende del perfecto equilibrio entre el momento originado por el peso del tablero y el momento producto del peso de la torre. Si se considera que la inclinación de ésta es de 32° desde la vertical, una variación del 10% en el peso final del tablero o de la torre se traduciría en un incremento del 70% en los momentos volcantes. Por lo tanto, el proyecto debió ser ejecutado bajo un estricto control.

Durante la construcción del puente, se monitoreó la evolución de los esfuerzos internos del tablero del puente, las fuerzas de los cables, el peso de la estructura, la rotación de las fundaciones, la inclinación y geometría de la torre, las variaciones de temperatura y, una vez finalizado el proyecto, la respuesta dinámica de la estructura. Se utilizaron *strain gauges*, extensómetros, celdas de carga, inclinómetros, termocuplas y acelerómetros entre otros sensores para el monitoreo de todas las variables mencionadas.

El registro de las variables, que afectaban la estructura en las distintas etapas del proyecto, permitió a los ingenieros actualizar el modelo teórico y corregir estos aspectos en las etapas siguientes, lográndose un proyecto final con los más altos niveles de confiabilidad.^[1]

En Chile, uno de los proyectos donde se utilizó el monitoreo continuo de los elementos estructurales fue en la construcción de la extensión de la Línea 2 del Metro, en la etapa del túnel bajo el Puente Fray Andresito (Figura 2.2).



Figura 2.2: Puente Fray Andresito en Santiago, Chile [2]

El trazado del túnel atravesaba uno de los estribos del puente y debido a las excavaciones era necesario garantizar que los estribos del Puente Fray Andresito no sufriesen asentamientos mayores a los 5 [mm], para evitar daños en la estructura del puente. Se construyeron pilas de socalzado que actuarían como soporte del estribo durante la excavación del túnel, las cuales fueron monitoreadas de forma continua. Además se monitorearon los asentamientos y deformaciones al interior del túnel junto con las deformaciones sufridas en el revestimiento de hormigón proyectado utilizando para ello *strain gauge* y celdas de presión radial. Los máximos asentamientos registrados en el estribo del puente fueron del orden 3.5 a 4 [mm].

2.2 Descripción de la estructura

La estructura estudiada en esta memoria corresponde a un edificio de oficinas que cuenta con 6 subterráneos y 24 pisos de altura. El nivel del sello de la losa de fundación se encuentra a 17.40 [m] bajo el nivel de terreno, mientras que la altura final de la estructura es de 80.70 [m] sobre este mismo nivel.

La estructura está compuesta por un núcleo de hormigón y un marco perimetral formado de vigas y columnas de hormigón armado. En el nivel de la losa del cielo del primer piso, nacen 48 puntales de secciones compuestas por perfiles de acero y hormigón armado. La inclinación de los puntales permite tener, en el nivel de la losa del cielo del primer piso, una planta cuadrada de 15.8 [m] y en la losa del cielo del tercer piso una planta cuadrada de 30.95 [m]. La planta correspondiente a la losa del cielo del segundo piso mantiene las mismas dimensiones que la losa del cielo del primer piso y no interactúa con los puntales.

En la Figura 2.3, se distingue el aumento en las dimensiones de las plantas mencionadas.

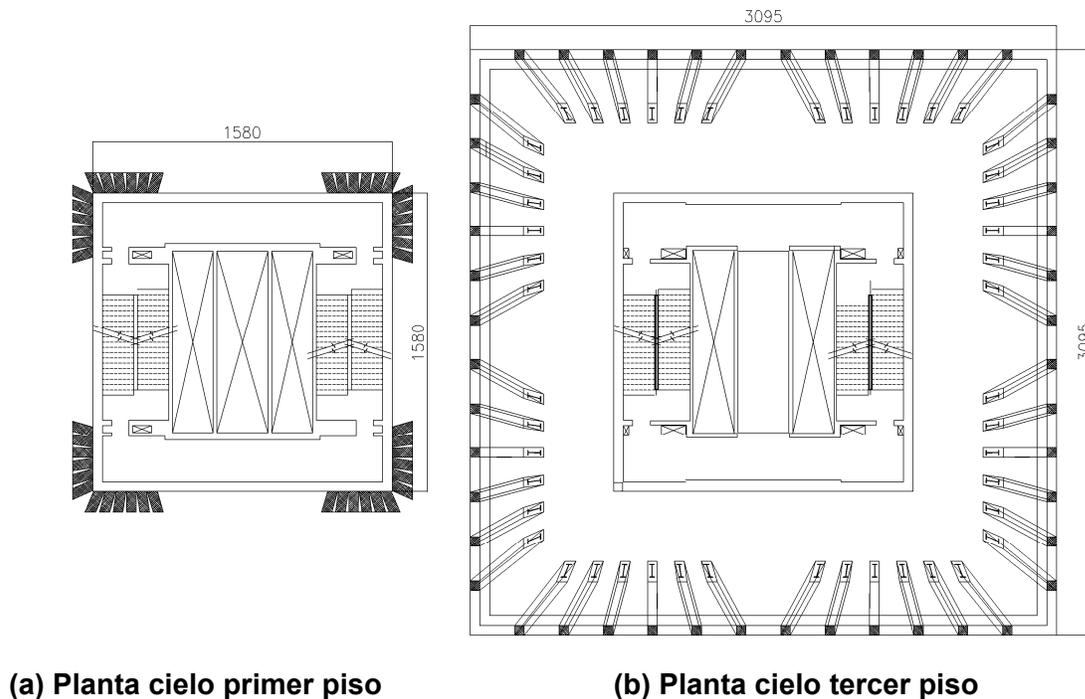


Figura 2.3: Comparación de las plantas de la estructura

A partir de la losa del cielo del tercer piso, las columnas adquieren una nueva inclinación que permite el aumento, piso a piso, de las dimensiones de la planta. La inclinación de las columnas es tal que en el nivel de la losa del cielo del tercer piso se tiene una planta cuadrada de 30.95 [m] por lado, mientras que la losa del cielo del vigésimo primer piso corresponde a una losa cuadrada de 39.50 [m] por lado. Las columnas del cuarto nivel, al igual que los puntales, corresponden a secciones compuestas. Las columnas de los niveles superiores corresponden a columnas tradicionales de hormigón de armado. En la Figura 2.4 se aprecia la geometría del puntal y de la columna del cuarto piso. Las dimensiones se encuentran en milímetros. En la Figura 2.5 se ven los detalles de ambas secciones y en la Figura 2.6 se aprecia una imagen del edificio en cuestión.

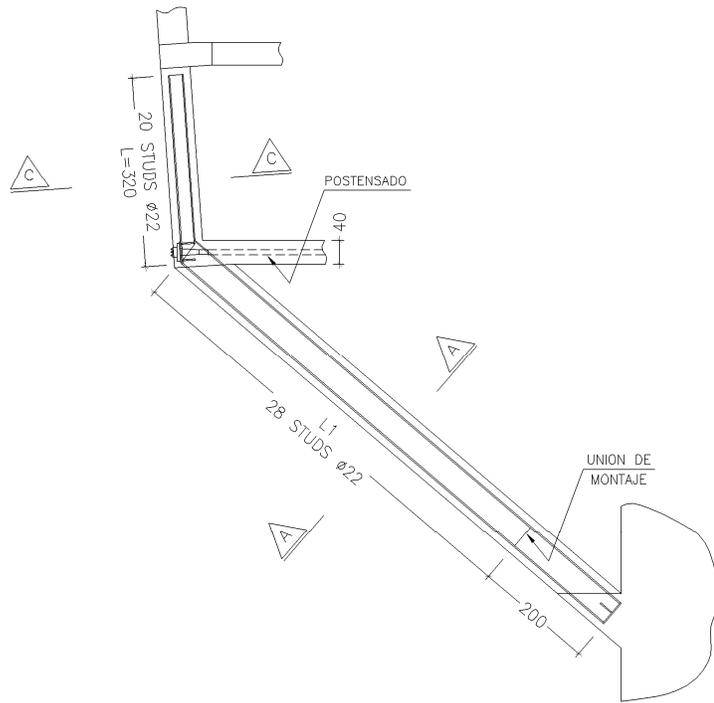


Figura 2.4: Geometría puntal y columna cuarto piso

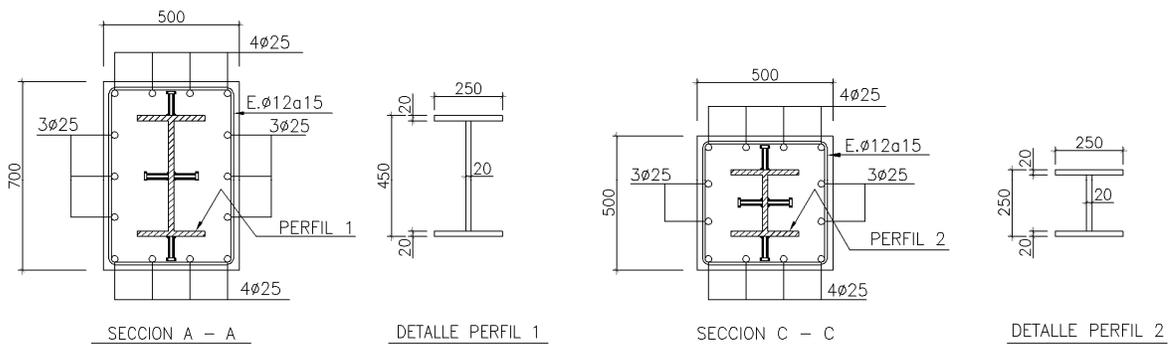


Figura 2.5: Detalle sección A-A y sección C-C



Figura 2.6: Edificio de oficinas en estudio

De la Figura 2.3, se aprecia que la distribución de los puntales es simétrica en ambas direcciones de la planta. La geometría empleada fue tal que en cada esquina de la estructura se repite la misma estructuración de los puntales (ver Figura 2.7). En la Figura 2.8, se indica el largo de cada puntal con respecto a la unión de montaje.

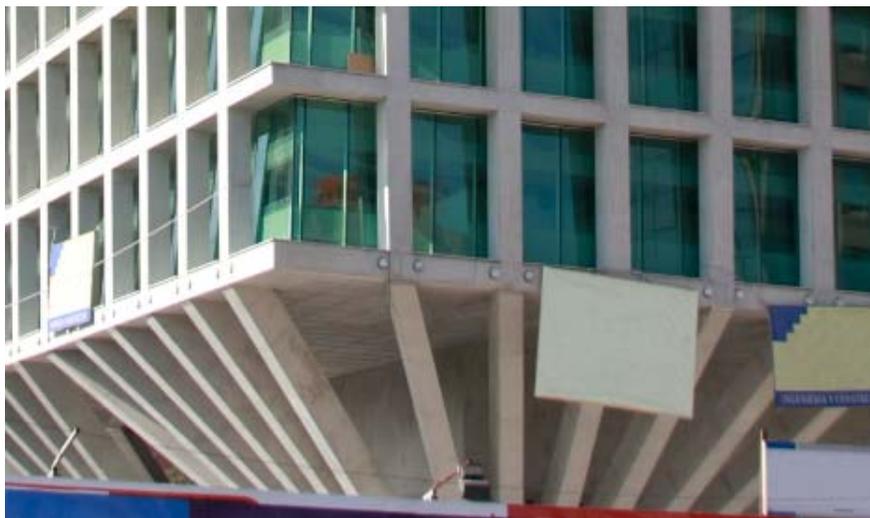


Figura 2.7: Distribución de los puntales

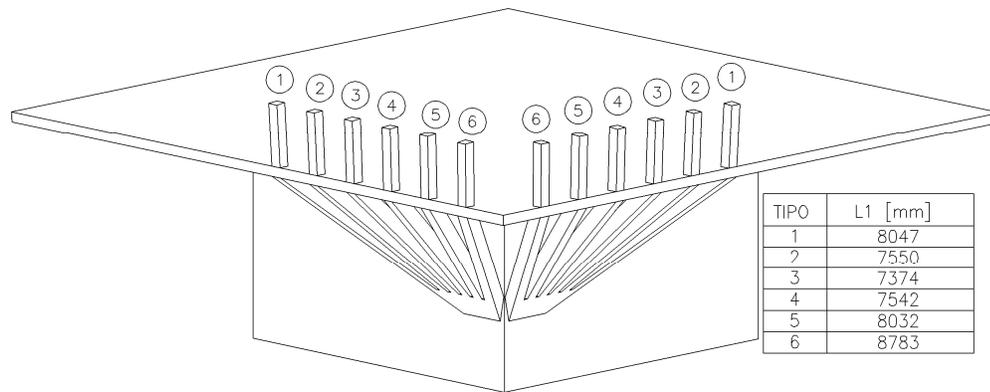


Figura 2.8: Longitud de los puntales

Los perfiles metálicos empleados en las secciones compuestas son de acero A42-27ES, cuyas propiedades nominales son:

- Tensión de fluencia: $F_y = 270$ [MPa]
- Tensión última: $F_u = 420$ [MPa]
- Módulo de Elasticidad: $E_s = 200\ 000$ [MPa]

Las barras de acero empleadas para las armaduras son de calidad A630-420H, cuyas propiedades nominales son:

- Tensión de fluencia: $F_y = 420$ [MPa]
- Tensión última: $F_u = 630$ [MPa]

El hormigón utilizado en todos los elementos estructurales es de clasificación H-40, cuyas propiedades nominales son:

- Tensión de rotura: $f'_c = 35$ [MPa]
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 27\ 810$ [MPa]

Debido a la inclinación de los puntales y de las columnas superiores, existe un desequilibrio de fuerzas en el nudo de encuentro de ambos elementos (ver Figura 2.7). A medida que la estructura gana altura el desequilibrio de fuerzas se hace mayor, siendo necesario compensar esta situación utilizando el postensado de la losa del cielo piso tres. El aumento de las cargas es gradual, por lo tanto el tensado de la losa se realizó de la misma forma. La secuencia del postensado de la losa instrumentada se indica en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Secuencia de postensado para la losa instrumentada

Hito previo al postensado	Postensado requerido
Finalizado el hormigonado de la losa cielo piso tres (CP3)	70 [Tonf/ducto]
Finalizado el hormigonado CP9	140 [Tonf/ducto]
Finalizado el hormigonado CP15	190 [Tonf/ducto]

Los perfiles de acero que forman parte de la sección compuesta del puntal y de la columna superior se unen a través de una placa de empalme en el nivel de la losa del cielo piso tres (CP3). La placa de empalme se utiliza también como anclaje de los ductos de postensado y determina el espesor de la losa, que en este caso es de 40 [cm]. En cada columna se tienen dos ductos de cables de postensado, como se ve en la Figura 2.9.



Figura 2.9: Placa de empalme

Cada ducto multitorón está compuesto por 12 unidades de cable de postensado, como el de la Figura 2.10. Cada cable de postensado está compuesto por 7 hebras de acero de baja relajación grado 1860 (270) cuyas características, basadas en el área nominal de la sección transversal, se indican en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Propiedades del cable de postensado

Díámetro nominal	$d_n = 15.2$ [mm]
Área nominal	$A_n = 140$ [mm ²]
Tensión de fluencia	$F_y = 90\% F_{pu}$
Tensión última	$F_{pu} = 1\ 860$ [MPa]
Módulo de elasticidad	$E_p = 197\ 000$ [MPa]



Figura 2.10: Detalle de los 12 cables de postensado

2.3 Funcionamiento de los sensores

El sensor utilizado para el registro de las deformaciones recibe el nombre de *strain gauge*. Está compuesto principalmente por un filamento de un material conductor, que permite conocer la deformación sufrida por el elemento al cual se encuentra adherido. El principio bajo el cual funciona este tipo de sensor es que ante un esfuerzo de tracción o de compresión, el área transversal del filamento se verá minorada o mayorada produciéndose una variación en su resistencia eléctrica. Así resulta posible relacionar el cambio en la resistencia con la variación en su longitud.

La relación entre la variación en la resistencia eléctrica y la variación de longitud del *strain gauge* se conoce como factor de sensibilidad o gage factor (GF) y su ecuación se muestra a continuación, donde R corresponde a la resistencia original del *strain gauge* y L a la longitud de éste sin deformar en la dirección del esfuerzo aplicado.

$$GF = \frac{\Delta R}{R} / \frac{\Delta L}{L} \quad \text{Ec. 2.1}$$

El gage factor se relaciona en forma directa con el o los materiales que componen el filamento del *strain gauge*. En el caso de filamentos compuestos por aleaciones metálicas, este valor es del orden de 2. Pero al trabajar con elementos metálicos, se está expuesto a sufrir variaciones en la longitud del elemento no sólo debido a un esfuerzo externo, como sería el caso ideal, sino que también producto de la temperatura, fenómeno conocido como expansión térmica. Esta situación queda clara al ver la Figura 2.11, donde el GF varía dependiendo tanto del rango de temperaturas ante el cual se encuentra expuesto como también del material que lo compone.

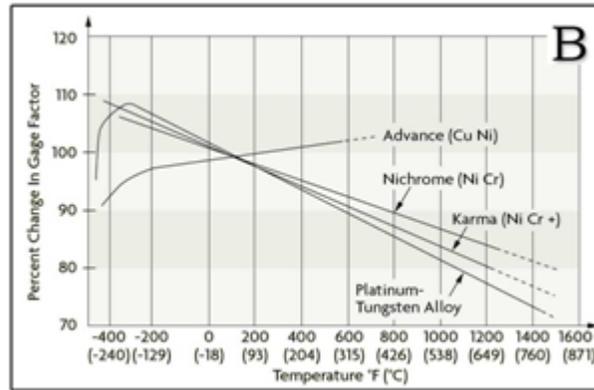


Figura 2.11: Efecto de la temperatura sobre el Gage Factor [3]

A pesar de que las aleaciones utilizadas para fabricar los filamentos de los *strain gauges*, buscan compensar los efectos de la expansión térmica resulta imposible eliminar este fenómeno por completo. Por lo tanto, para la selección del *strain gauge* se debe prestar especial atención a las condiciones a las cuales éste se expandirá.

El uso de *strain gauge* permite obtener deformaciones del orden del microstrain ($\mu\epsilon = \epsilon \cdot 10^{-6}$). Este nivel de deformaciones, que corresponde a una variación mínima en la resistencia del sensor, resulta imposible de medir en forma directa. Si se considera un *strain gauge* de resistencia 120 $[\Omega]$, GF igual a 2 y una deformación equivalente a la deformación de fluencia del acero (2100 $[\mu\epsilon]$), la variación en la resistencia del *strain gauge* resulta inferior a un 0.5%. La precisión de un óhmetro digital es de un 1%, por lo tanto se requiere de un sistema más preciso que garantice la correcta adquisición de los datos.

Para conocer con exactitud cuánto varía la resistencia del *strain gauge* es necesario conectarlo a una fuente de excitación externa formando un circuito eléctrico. La configuración más utilizada corresponde a un puente de Wheatstone; el cual consta de 4 resistencias conectadas según el esquema de la Figura 2.12.

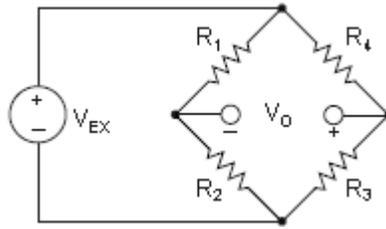


Figura 2.12: Esquema puente de Wheatstone [3]

Las resistencias se encuentran conectadas a una fuente de excitación que entrega un voltaje de entrada, V_{ex} . El voltaje de salida, V_{out} , se determina a partir de la Ec. 2.2.

$$V_{out} = \left[\frac{1}{1 + R_4/R_3} - \frac{1}{1 + R_2/R_1} \right] \times V_{ex} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Si se cumple $R_1 / R_2 = R_3 / R_4$, el voltaje de salida se hace cero. Al ocurrir esta situación, el sistema se encuentra balanceado. Si R_4 corresponde a la resistencia nominal del *strain gauge* (R_G), cualquier variación de este valor desbalanceará el sistema produciendo un voltaje de salida no nulo. Este voltaje no nulo se asocia a la deformación que afectó al *strain gauge*.

Si una de las ramas del puente de Wheatstone corresponde a un *strain gauge* activo, se tiene un circuito a cuarto de puente, como el de la Figura 2.13.

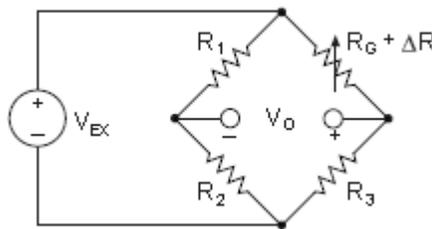


Figura 2.13: Esquema circuito a cuarto de puente [3]

De la Ec. 2.1 es posible expresar la variación en la resistencia del strain gauge en función del GF.

$$\Delta R = R_G \cdot \varepsilon \cdot GF \quad \text{Ec. 2.3}$$

Al considerar $R_1 = R_2$ y $R_3 = R_G$, es posible calcular la deformación del elemento en función del voltaje de excitación externo, el voltaje de salida y el GF.

$$strain(\varepsilon) = \frac{-4 \cdot [V_{out}/V_{ext}]}{GF \cdot (1 + 2 \cdot [V_{out}/V_{ext}])} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Al calcular la deformación sufrida por el *strain gauge* se debe considerar que el cable aporta una resistencia adicional al circuito. La Figura 2.14 corresponde al esquema del circuito eléctrico considerando el efecto adicional aportado por el cable.

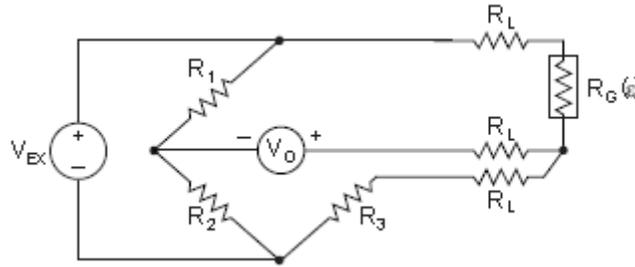


Figura 2.14: Esquema circuito considerando efecto del cable [3]

La Ec. 2.5 permite obtener la deformación del *strain gauge* considerando la resistencia adicional que aporta el cable (R_L). De no corregir este efecto, la deformación obtenida será menor que la deformación real del *strain gauge*.

$$strain(\varepsilon) = \frac{-4 \cdot [V_{out}/V_{ext}]}{GF \cdot (1 + 2 \cdot [V_{out}/V_{ext}])} \cdot \left(1 + \frac{R_L}{R_G}\right) \quad \text{Ec. 2.5}$$

2.4 Validación de datos

Las condiciones de instalación de los sensores difieren a las condiciones ideales de laboratorio. Existen factores externos que pueden alterar los resultados obtenidos. Por lo tanto, es necesario realizar una serie de ensayos para descartar fuentes de error, validar los registros obtenidos y la metodología empleada para la determinación de las deformaciones.

La metodología empleada en la instalación del *strain gauge* utilizado en los ensayos se detalla en los puntos 3.2.1, 3.2.2 y 3.2.3.

2.4.1 Frecuencias de muestreo

La frecuencia empleada para la adquisición de datos está sujeta al tipo de sensor utilizado y al tipo de análisis que se desea realizar. Para determinar la correcta frecuencia de muestreo para un análisis estático de las deformaciones, se realizaron 3 mediciones a 5[Hz], 20[Hz] y 40 [Hz] y voltaje de excitación 2.5 [V].

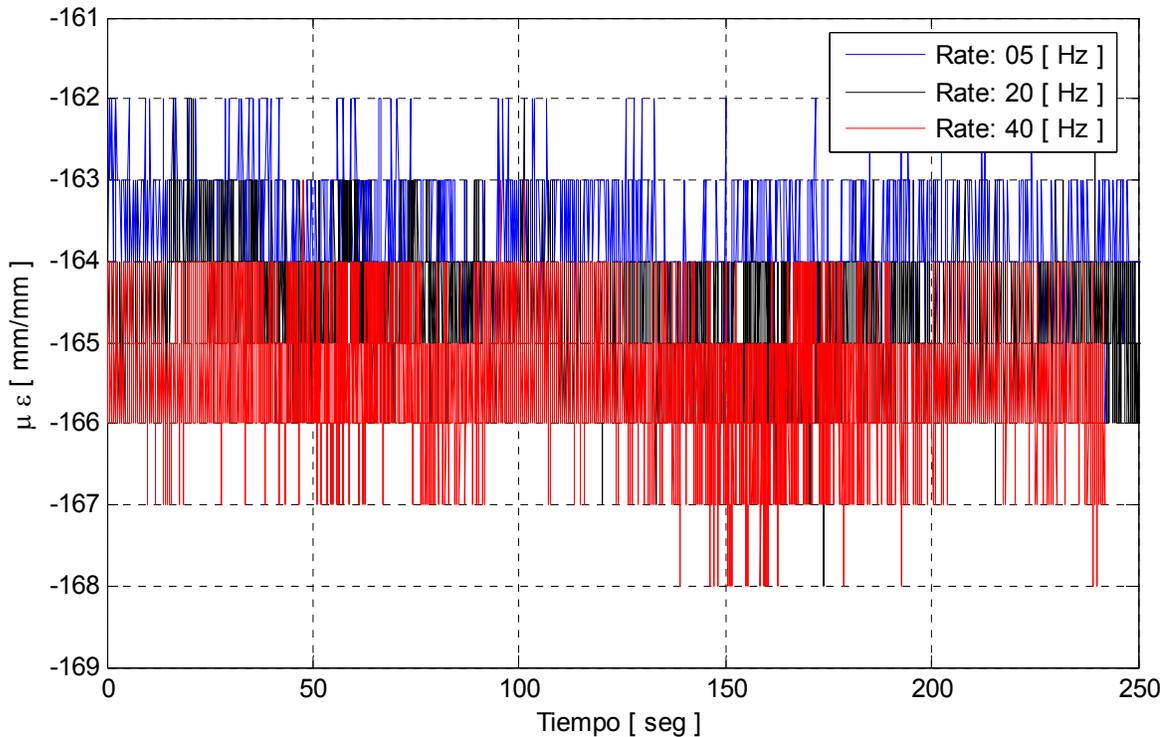


Figura 2.15: Efecto de la frecuencia de muestreo sobre la señal

Del ensayo realizado, se concluyó que al utilizar una frecuencia de muestreo de 5 [Hz], 10 [Hz] o 40 [Hz] no altera el valor promedio del registro. La frecuencia de muestreo utilizada para la adquisición de datos fue de 5 [Hz].

2.4.2 Calibración de los sensores

El sistema de adquisición de datos conecta los *strain gauges* bajo una configuración de cuarto de puente; además de permitir trabajar con el puente balanceado. Una vez que el puente se encuentra balanceado, sólo es posible conocer las variaciones en la longitud del *strain gauge* desde ese momento en adelante. Al desconectar el equipo, la referencia se pierde.

Al efectuar las mediciones en varias etapas de la construcción, fue imposible trabajar con el puente balanceado. Dejar el sistema de adquisición de datos conectado a los *strain gauges* durante la construcción no era factible pues éste podía sufrir daños irreparables. Las mediciones se realizaron sin balancear el puente y se utilizó como referencia uno de los registros obtenidos. La diferencia entre el promedio de los registros corresponde a la deformación del *strain gauge*.

Para validar este procedimiento, se ensayó una barra de acero de diámetro 12 [mm] a flexión pura. Tanto la geometría de la configuración empleada para el ensayo como una imagen de éste se pueden apreciar en la Figura 2.16.

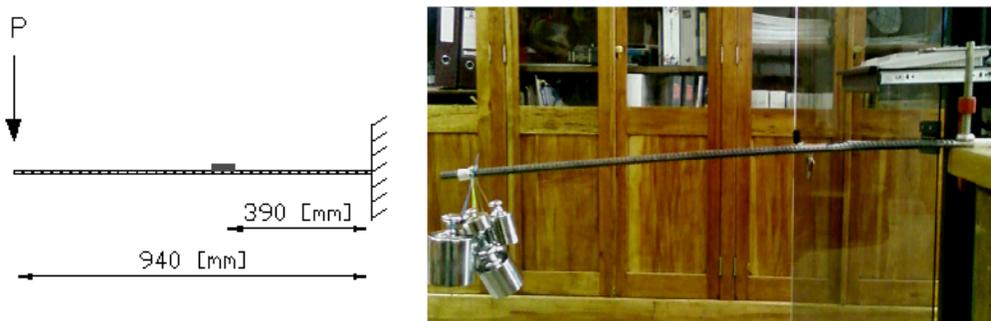


Figura 2.16: Ensayo a flexión barra $\Phi 12$

La frecuencia de muestreo empleada fue de 5 [Hz], la duración del registro fue de 3 [min] y el voltaje de excitación utilizado fue de 2.5 [V]. El primer registro obtenido, que se utilizó como la referencia para el cálculo de las deformaciones, corresponde a la barra sometida sólo a su peso propio (PP). Por cada carga P aplicada, se obtuvo un nuevo registro.

La Figura 2.17 corresponde al registro obtenido para cada una de las sollicitaciones.

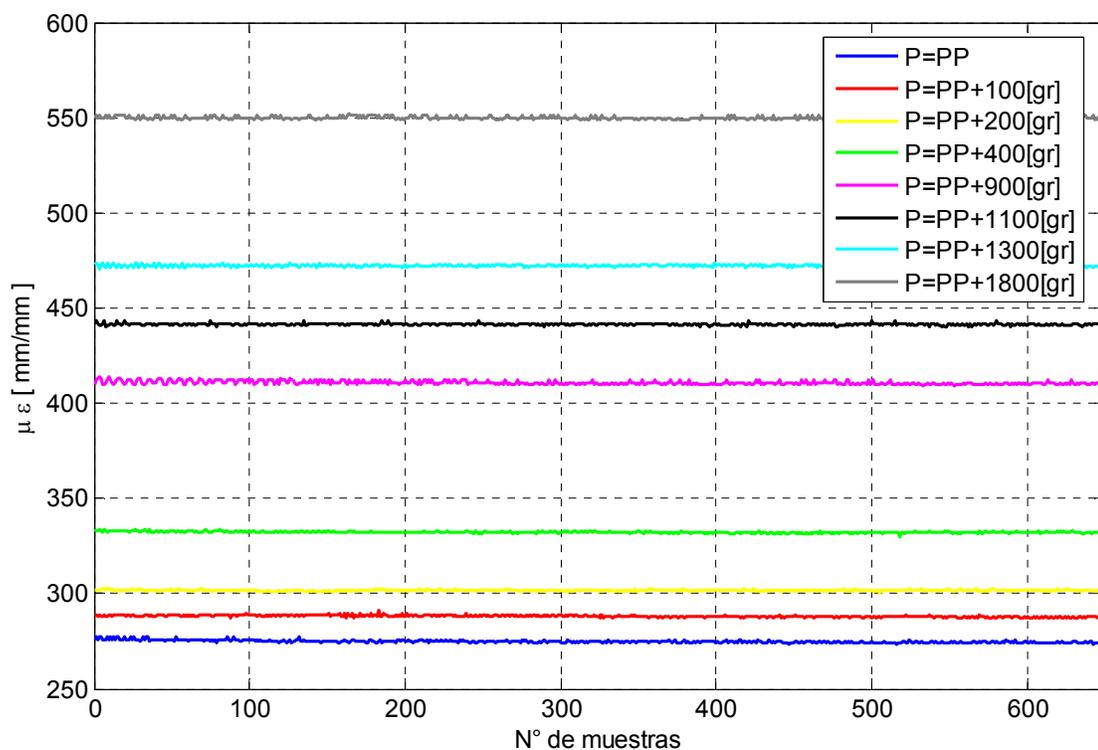


Figura 2.17: Registro de deformaciones, barra ensayada en flexión pura

La deformación asociada a cada carga P corresponde a la diferencia entre el promedio del registro correspondiente y el promedio del registro utilizado como referencia (PP). A partir de la geometría de la sección y de las sollicitaciones a las cuales se encuentra sometida, se determinó la curva tensión versus deformación del acero. En la Tabla 2.3 se indican las tensiones y deformaciones utilizadas para determinar el módulo de elasticidad del acero.

Tabla 2.3: Tensión v/s deformación ensayo barra en voladizo

P [gr]	$\epsilon_{original}$ []	σ [MPa]
0	0.000000	0.00
100	0.000013	3.24
200	0.000027	6.48
400	0.000057	12.97
900	0.000136	29.18
1100	0.000167	35.66
1300	0.000198	42.15
1800	0.000275	58.36

A partir de una regresión lineal de los datos, se determinó el módulo de elasticidad del acero. Este valor coincide con el módulo de elasticidad teórico ($E_s = 200\,000$ [MPa]), tal como se aprecia en la Figura 2.18. Además, se concluyó que una variación positiva en la deformación se asocia a una tracción en el elemento al cual el *strain gauge* se encuentra adherido.

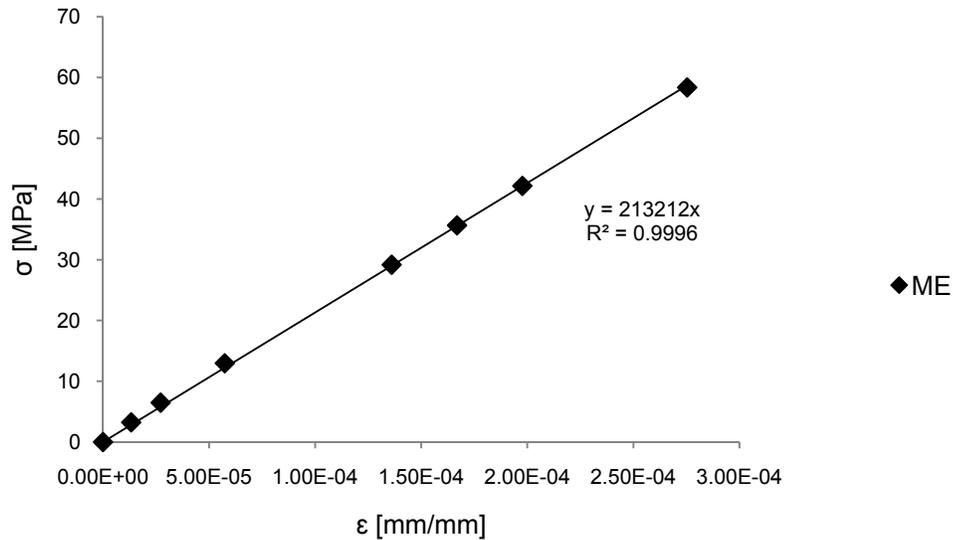


Figura 2.18: Módulo de elasticidad, barra ensayo en flexión pura

2.4.3 Corrección por longitud de cable adicional

Considerando que los *strain gauges* se encuentran a varios metros de la sala donde se realizaron las mediciones, se estudió el efecto de la resistencia adicional aportada por el cable.

Se agregó 300 [cm] de cable en el extremo del *strain gauge* y utilizando el mismo procedimiento que en el caso anterior se ensayó la barra en flexión pura. Se obtuvieron las deformaciones absolutas asociadas a cada estado de carga. El efecto de la resistencia adicional aportada por los 300 [cm] de cable se corrigió aplicando la Ec. 2.5. Los resultados obtenidos se indican en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Tensión v/s deformación considerando efectos del cable adicional

P [gr]	ϵ cable adicional []	ϵ corregido []
0	0.000000	0.000000
100	0.000012	0.000013
200	0.000026	0.000028
400	0.000054	0.000058
900	0.000126	0.000136
1100	0.000155	0.000167
1300	0.000184	0.000198
1800	0.000256	0.000275

Realizando una regresión lineal de los datos, se determinó el módulo de elasticidad del acero. Al considerar el efecto del cable adicional, el módulo de elasticidad obtenido ($E_{s \text{ cable adicional}} = 229\,515$ [MPa]) fue un 7% mayor que al corregir los datos por la longitud adicional de cable ($E_{s \text{ corregido}} = 213\,130$ [MPa]), tal como se puede ver en la Figura 2.19.

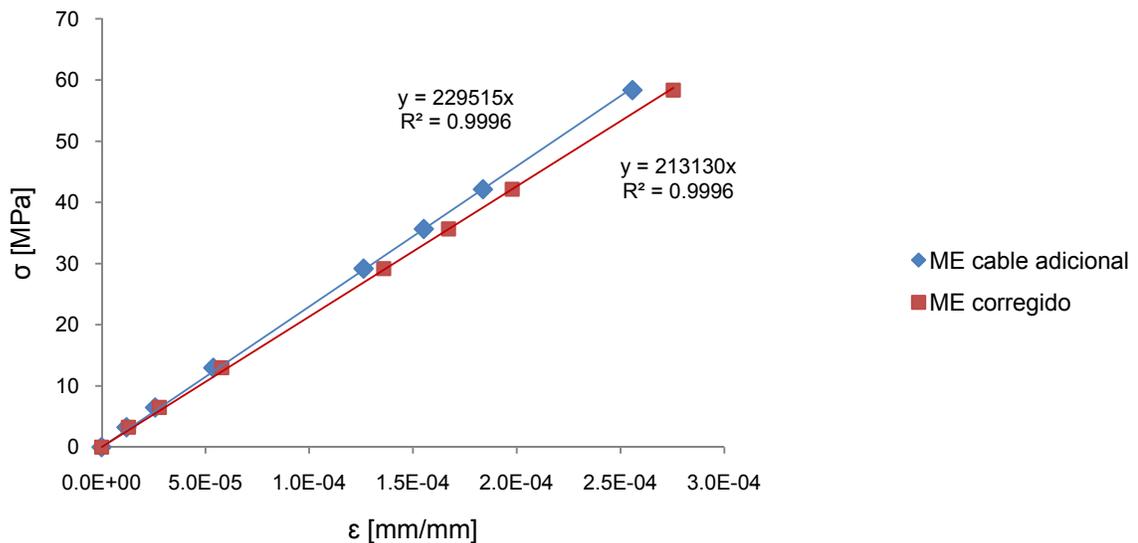


Figura 2.19: Efecto del cable sobre el módulo de elasticidad del acero

2.4.4 Efecto de la humedad sobre el registro

Al estar sujetos al ritmo de avance de la obra, la instalación de los *strain gauges*, en los elementos a monitorear, se materializó en los meses de invierno. Una vez instalados los sensores, los elementos quedaron expuestos a la intemperie hasta su hormigonado. Factores como el fraguado del hormigón (evaporación de agua), la niebla (agua en suspensión) o la lluvia pudieron alterar el comportamiento de los sensores ya que a pesar de que se les aplicó una protección contra la humedad, las irregularidades en la superficie de los elementos monitoreados impiden garantizar una aislación perfecta. Cabe mencionar además que las vainas de PVC utilizadas para la protección de los cables van desde el *strain gauge* hasta la losa del cielo piso tres, por lo que cualquier acumulación de agua al nivel de la losa afectará directamente al sensor.

Resulta necesario conocer el efecto real del agua sobre el comportamiento del *strain gauge*. Bajo la misma metodología utilizada en terreno, se instaló un *strain gauge* modelo PFL-20-11 en una barra de acero idéntica a las empleadas en la estructura, se verificó su funcionamiento y se sumergió en agua durante 60 días. Al cabo de 60 días y estando la barra sumergida, se registró su deformación durante 25 [min] a una frecuencia de 5 [Hz] y voltaje de excitación de 2.5 [V]. El resultado de esa experiencia se aprecia en la Figura 2.20.

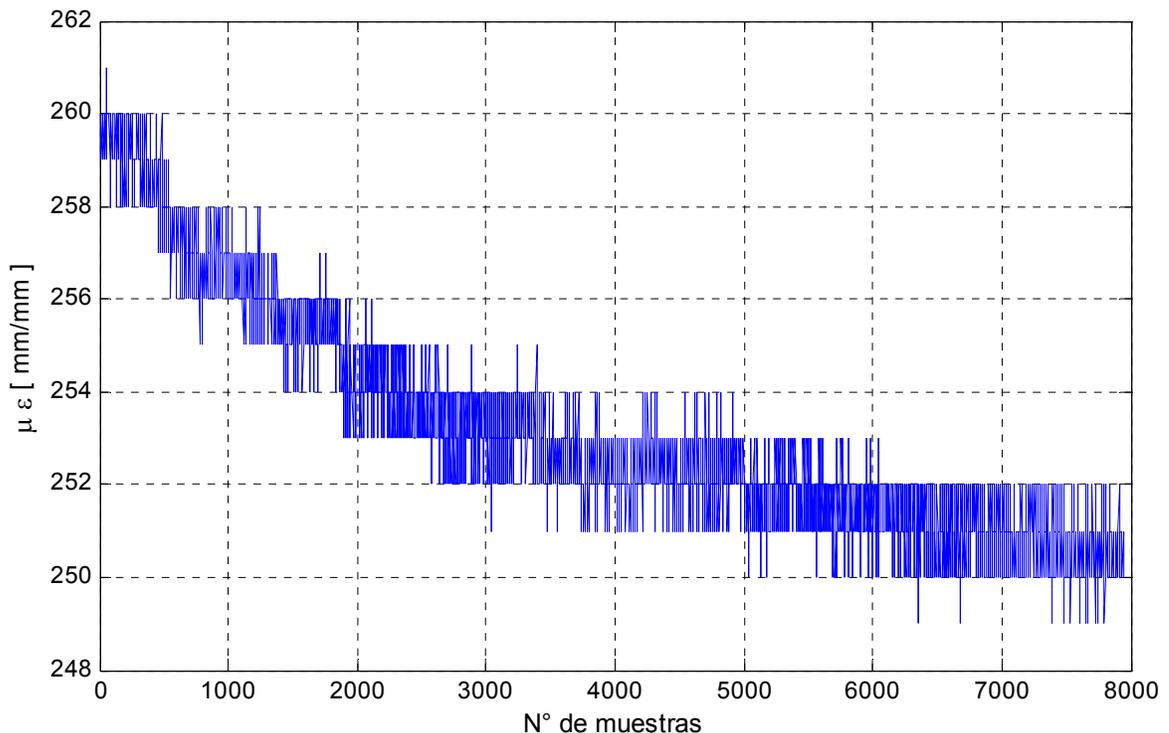


Figura 2.20: Comportamiento del *strain gauge* en un medio acuoso

De la Figura 2.20 queda en evidencia que ante condiciones de extrema humedad, la protección aplicada al *strain gauge* no es suficiente. A pesar de que el óptimo es que el registro se mantenga estable, la variación que presenta el registro producto de la humedad es del orden de 10^{-5} , estabilizándose en el tiempo. Al obtener este comportamiento en alguno de los registros adquiridos en terreno, se analizó caso a caso la validez del registro.

2.4.5 Efecto del ruido eléctrico sobre la señal

El ruido eléctrico corresponde a una mezcla de señales aleatorias de diferente frecuencia que se superponen a la señal de interés.

Para disminuir el efecto del ruido sobre la señal, la configuración empleada en la conexión de los sensores incluye una conexión a tierra. El efecto del ruido eléctrico sobre la señal se puede ver en la Figura 2.21.

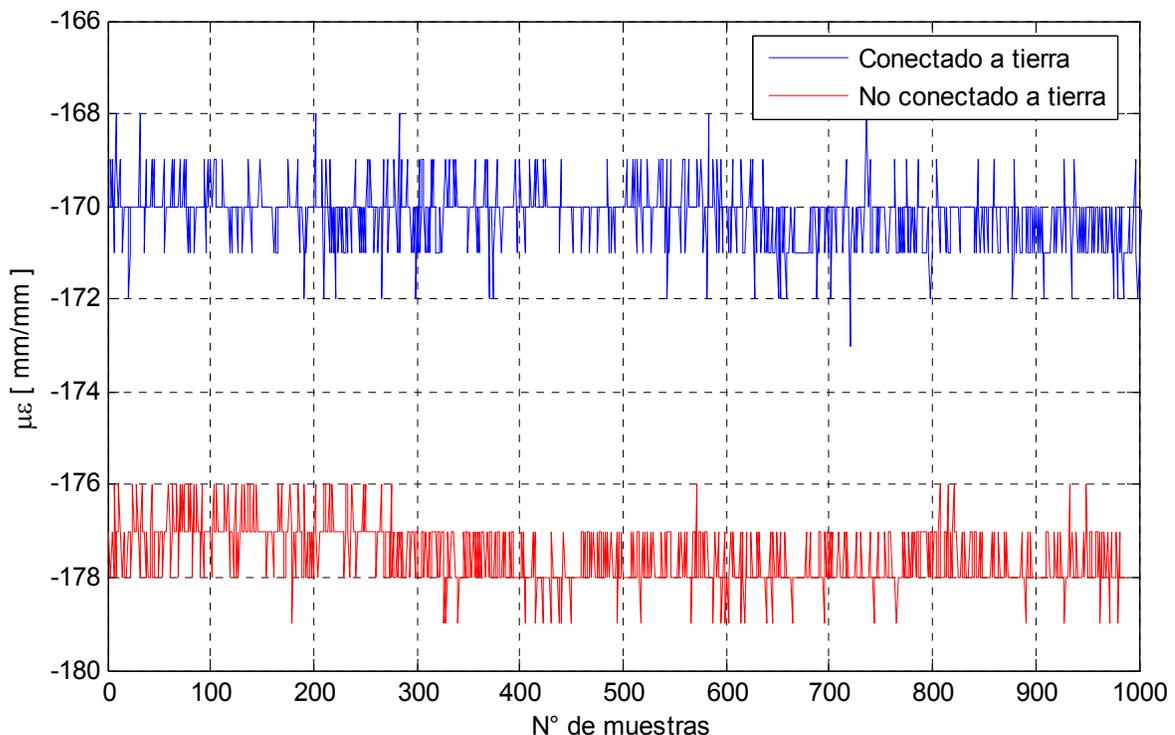


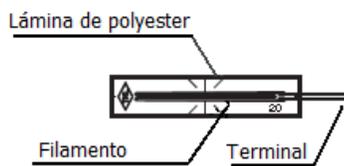
Figura 2.21: Efecto del ruido eléctrico sobre la señal

De la Figura 2.21, se concluye que el no utilizar la conexión a tierra no altera mayormente el registro obtenido. A pesar de que la magnitud del ruido obtenido en el registro fue del orden de 10^{-6} , se recomienda utilizar la conexión a tierra al momento de efectuar las mediciones en terreno.

3. IMPLEMENTACIÓN

3.1 Instrumentos de medición

Los sensores utilizados para registrar las deformaciones de los elementos a estudiar corresponden a *strain gauge* marca Tokyo Sokki Kenkyujp, modelo PFL-20-11. Un esquema de éste se muestra en la Figura 3.1 (a), mientras que en la Figura 3.1 (b) se muestra uno de los *strain gauges* ya instalado en una barra de acero de diámetro 12 [mm].



(a) Esquema strain gauge

(b) *Strain gauge* adherido a barra $\Phi 12$

Figura 3.1: *Strain gauge*, modelo PFL-20-11

Las propiedades del *strain gauge*, modelo PFL-20-11, se indican en la Tabla 3.1,

Tabla 3.1: Propiedades *strain gauge*, modelo PFL-20-11

Material de ensayo	Metal, mortero	
Material del filamento	Aleación Cu-Ni	
Material de la lámina	Polyester	
Temperatura de operación	-20 a +80 °C	
Deformación límite	2% (20000×10^{-6})	
Dimensiones del filamento	Largo [mm]	20
	Ancho [mm]	1.2
Dimensiones de la lámina	Largo [mm]	28
	Ancho [mm]	6
Resistencia [Ω]	120	

3.2 Metodología de instalación de strain gauge

La totalidad de los *strain gauges* utilizados para el monitoreo de los elementos de la estructura se instalaron en terreno. Con el fin de optimizar el tiempo de instalación y disminuir las labores a realizar en terreno, se adaptó la metodología propuesta por el fabricante. La metodología utilizada para la instalación de los *strain gauges*, tanto en perfiles de acero como en barras de refuerzo, se detalla a continuación.

3.2.1 Preparación del strain gauge

La preparación de los *strain gauges* se realizó en el laboratorio; luego se trasladaron a terreno para su instalación.

Toda manipulación del *strain gauge* se realizó sobre una superficie de trabajo (placa de acrílico) previamente limpiada con alcohol. Por cada *strain gauge* se cortó 30 [cm] de cable de 3 hilos y se retrajo la aislación protectora de cada hilo 3 [cm]. Con una pinza previamente limpiada con alcohol, se separó levemente sus terminales para proceder a soldar uno de los terminales a uno de los hilos del cable. Se unieron los dos hilos restantes del cable y se soldaron al segundo terminal. Se aislaron por separado los terminales evitando que entren en contacto. Se verificó la conexión realizada midiendo la resistencia del *strain gauge* desde el extremo libre del cable. Ésta debe corresponder a la resistencia indicada por el fabricante según el modelo de *strain gauge* utilizado. En el caso de no detectarse ninguna resistencia, se realizó nuevamente la conexión.

3.2.2 Preparación de la superficie

En el caso del perfil de acero, se pulió la superficie a la cual se adhirió el *strain gauge* hasta remover todo residuo de pintura y óxido. Las barras de refuerzo se pulieron hasta remover el resalte de la barra y obtener una superficie lisa. Se limpió la superficie pulida con alcohol hasta remover todas las impurezas (grasa, polvo, etc.) y se marcó la posición del sensor utilizando un marcador punta fina, alineando el eje del elemento a monitorear con el eje del *strain gauge*. Se limpió nuevamente la superficie con alcohol.

3.2.3 Pegado del strain gauge

Se agregaron unas gotas de adhesivo instantáneo sobre el *strain gauge*, asegurando que toda la superficie quede cubierta por éste. El *strain gauge* se alineó con la marca realizada en el elemento a monitorear y se presionó contra la superficie, siempre en la misma dirección, para eliminar los excesos de adhesivo y las burbujas de aire que pudiesen existir entre ambos elementos (ver Figura 3.2).



Figura 3.2: Strain gauge instalado en el perfil de acero

3.2.4 Protección del strain gauge

Se aplicó una capa de mínimo 0.5 [cm] de espesor de silicona neutra sobre toda la superficie del *strain gauge* como protección contra la humedad (ver Figura 3.3 (a)). Además, se cubrió el *strain gauge* instalado con cinta aislante (ver Figura 3.3 (b) y (c)), manteniendo un registro de la posición y del rotulo de éste.



(a) Silicona



(b) Cinta y rotulado perfil



(c) Cinta y rotulado barra

Figura 3.3: Protección del strain gauge contra la humedad

3.2.5 Esquema de conexiones

La instalación de los *strain gauge* se efectuó en cuatro elementos, cada uno con un mínimo de ocho y un máximo de doce *strain gauges* (ver punto 3.3). Según el número de *strain gauges* instalados, un elemento tiene como máximo seis cables de seis hilos cada uno, los cuales llegan hasta la losa del cielo piso tres. Con el fin de disminuir el volumen del cableado, por cada elemento, se instaló una caja eléctrica a la altura de la losa del cielo piso tres, desde donde se llega directamente a la sala de control con sólo uno o dos cables AWG 25. La sala de control se encuentra ubicada en el piso tres.

Con la finalidad de proteger el cable de incidentes, por cada *strain gauge* (o par de *strain gauges*), se instalaron dos ductos de PVC; uno desde el sensor hasta la caja eléctrica ubicada en la losa (ver Figura 3.4) y otro desde la caja eléctrica a la sala de control ubicada en el núcleo de la planta en el piso 3. Se cortó el cable de la longitud necesaria para llegar a la caja eléctrica ubicada al nivel de la losa cielo piso tres, se soldó el extremo del cable proveniente del *strain gauge* con el extremo del cable que llegará a la caja eléctrica, se aisló la conexión y pasó el cable a través del ducto.



Figura 3.4: Protección de PVC para el cableado

Finalizada la implementación, se selló herméticamente la caja eléctrica y ambos extremos del ducto para evitar el ingreso de agua y hormigón, tal como se muestra en la Figura 3.5.



Figura 3.5: Caja eléctrica instalada al nivel de losa cielo piso tres

Hormigonada la losa, se instaló en el extremo de los cables AWG25 un conector DB-25 hembra y se traspasó el cable a través del ducto desde la caja eléctrica hasta la sala de control, ubicada en el piso inferior. Al nivel de la caja eléctrica ubicada en la losa, se conectaron los *strain gauges* de la columna y el puntal a un conector DB-25 macho (ver Figura 3.6).



Figura 3.6: Conector DB-25 macho

En la sala de control, al extremo del cable AWG se soldó un nuevo conector DB-25 macho con el fin de conectarse de forma más expedita al sistema de adquisición de datos.

El esquema general de las conexiones realizadas para la implementación se encuentra en el Anexo A: Detalle de conexiones.

3.3 Detalles de la implementación

La simetría del edificio, tanto en su estructuración como en la distribución de sus estados de carga, permitió que con la instalación de sensores en 4 de las columnas y puntales que forman la estructura perimetral del edificio y en 3 puntos de la losa se obtuviese un grado de redundancia en los datos. De esta forma, si los sensores de una de las columnas fallan existen otros instalados en la misma posición pero en otro extremo de la planta que permitirían obtener un registro de las deformaciones. En total, se instalaron 52 *strain gauges*; 40 de ellos en los puntales y columnas y los 12 restantes en la armadura de la losa.

Se instalaron *strain gauges* en 4 de los 48 elementos que componen la estructura perimetral del edificio. La posición de los elementos instrumentados corresponde a los números 21, 24, 33 y 36 según la Figura 3.7.

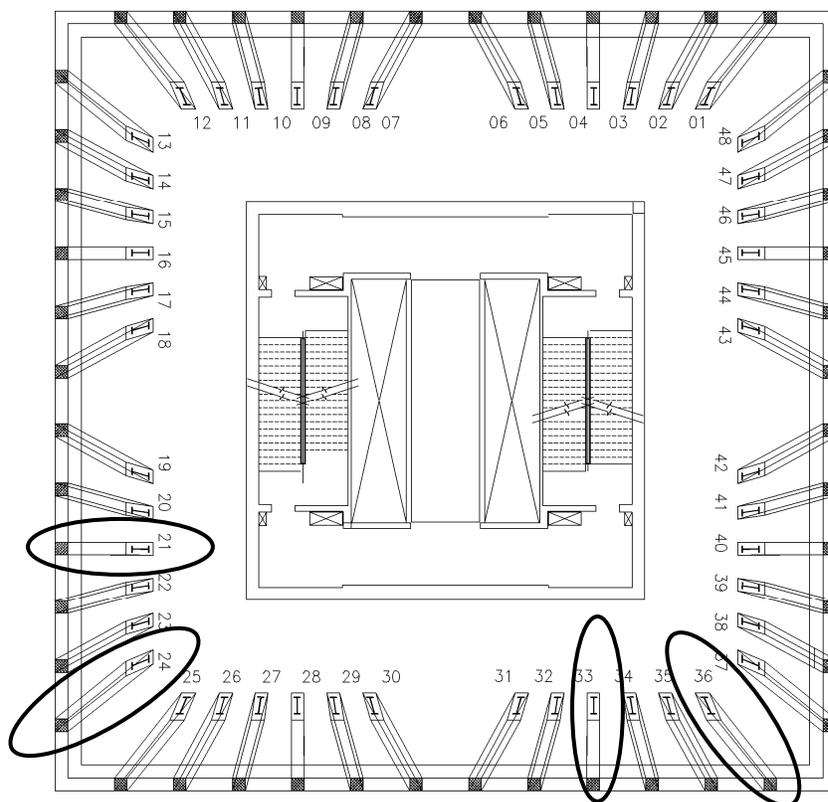


Figura 3.7: Numeración de los elementos estructurales

La Figura 3.8 corresponde al detalle de las secciones implementadas en el elemento 21.

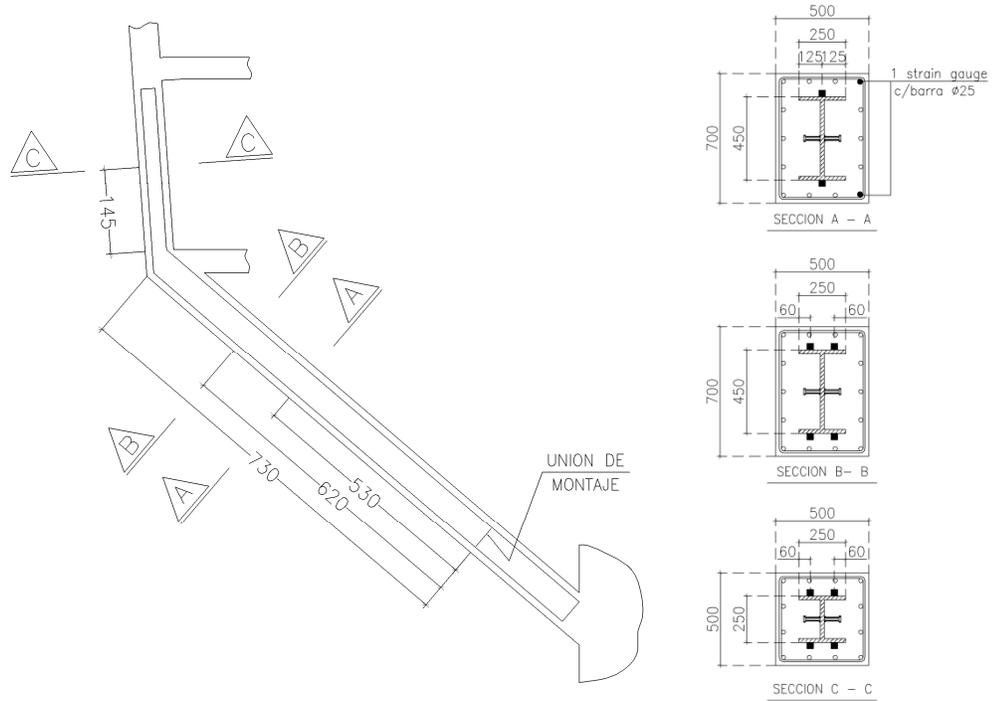


Figura 3.8: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 21

La Figura 3.9 corresponde al detalle de las secciones implementadas en el elemento 33.

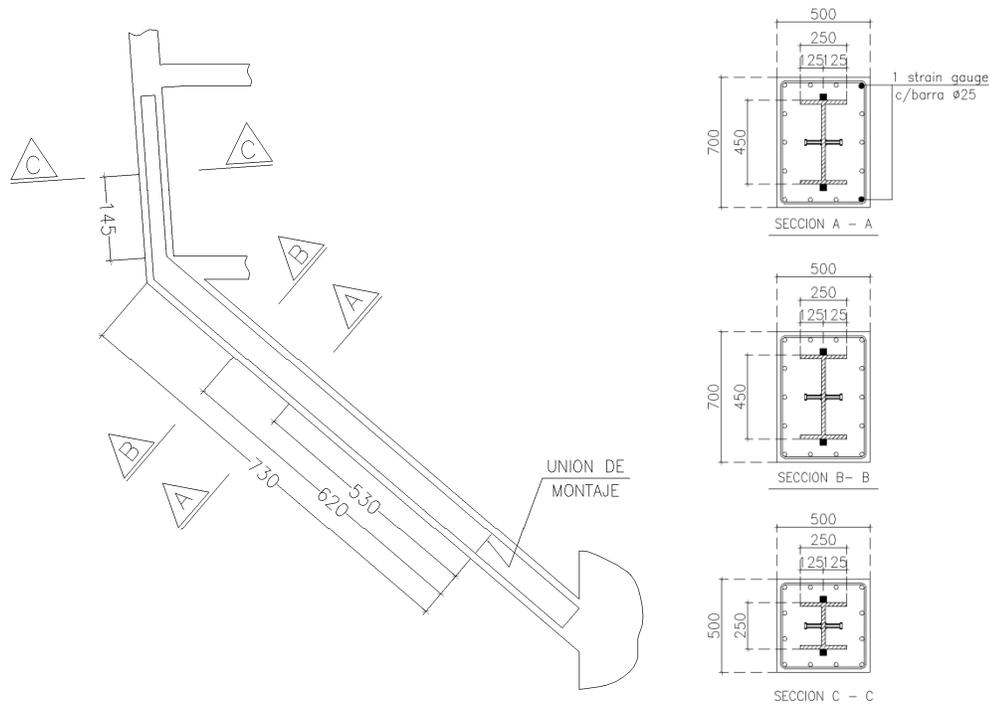


Figura 3.9: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 33

La Figura 3.10 corresponde al detalle de las secciones implementadas en el elemento 24.

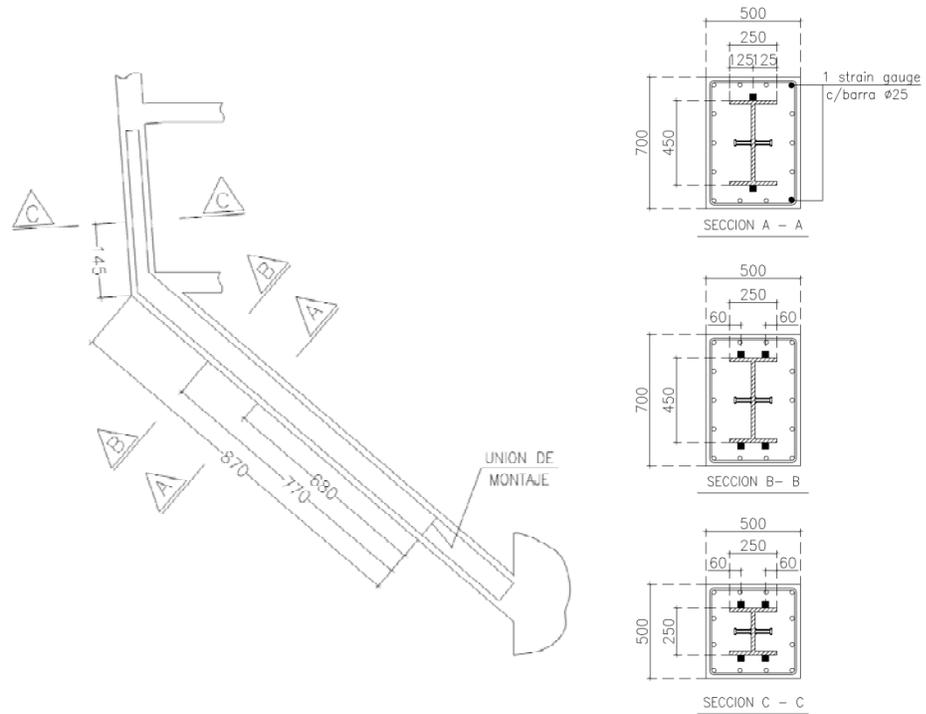


Figura 3.10: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 24

La Figura 3.11 corresponde al detalle de las secciones implementadas en el elemento 36.

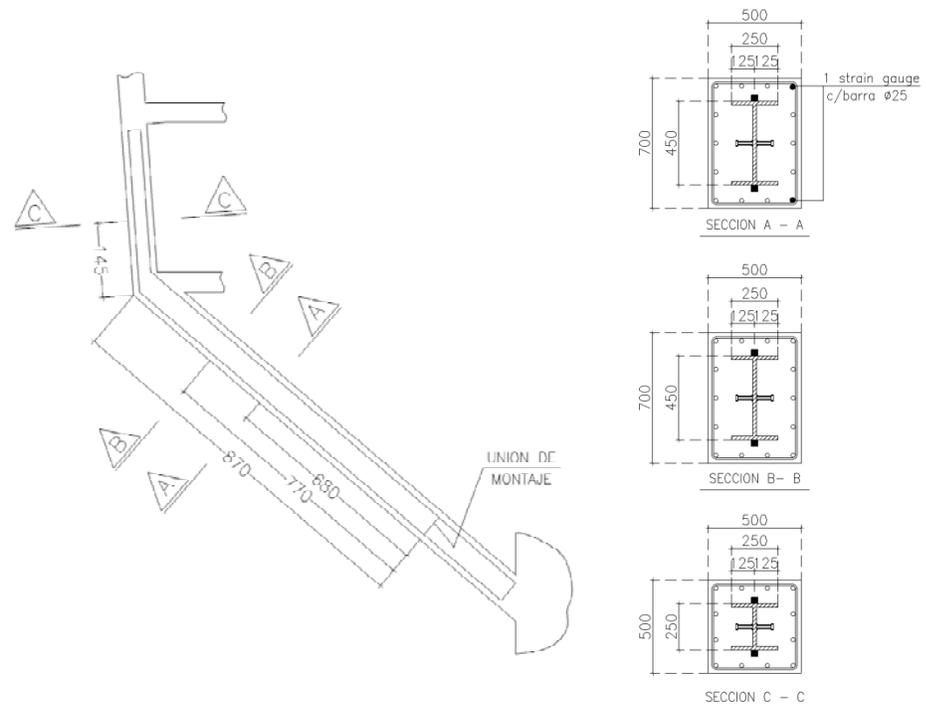


Figura 3.11: Detalle de las secciones instrumentadas para el elemento 36

En la Figura 3.12 se indica el rótulo asignado a cada *strain gauge* instalado en el elemento 21.

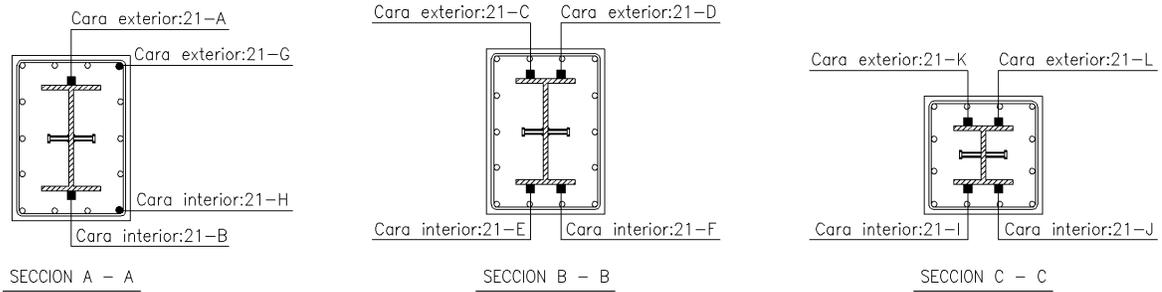


Figura 3.12: Nombre de los *strain gauges* correspondientes al elemento 21

En la Figura 3.13 se indica el rótulo asignado a cada *strain gauge* instalado en el elemento 33.

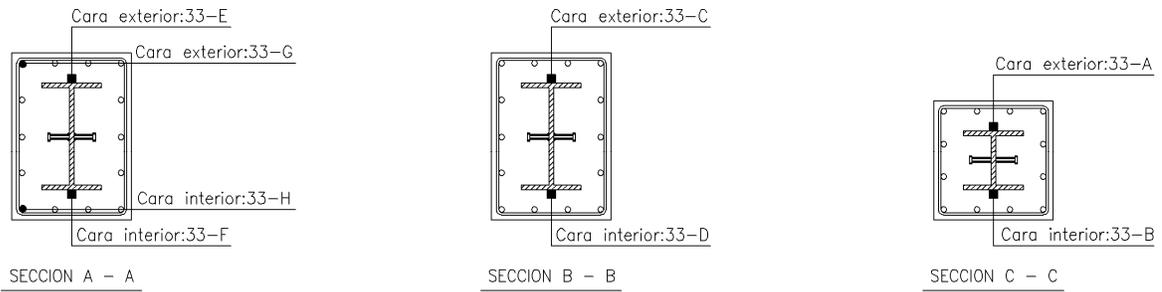


Figura 3.13: Nombre de los *strain gauges* correspondientes al elemento 33

En la Figura 3.14 se indica el rótulo asignado a cada *strain gauge* instalado en el elemento 24.

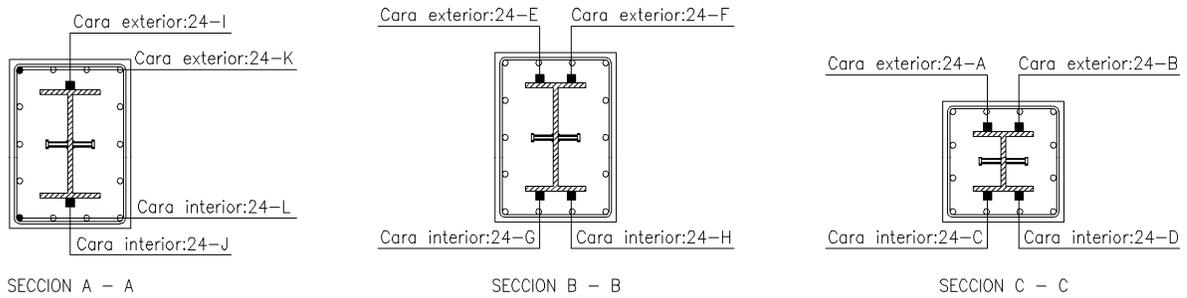


Figura 3.14: Nombre de los *strain gauges* correspondientes al elemento 24

En la Figura 3.15 se indica el rótulo asignado a cada *strain gauge* instalado en el elemento 36.

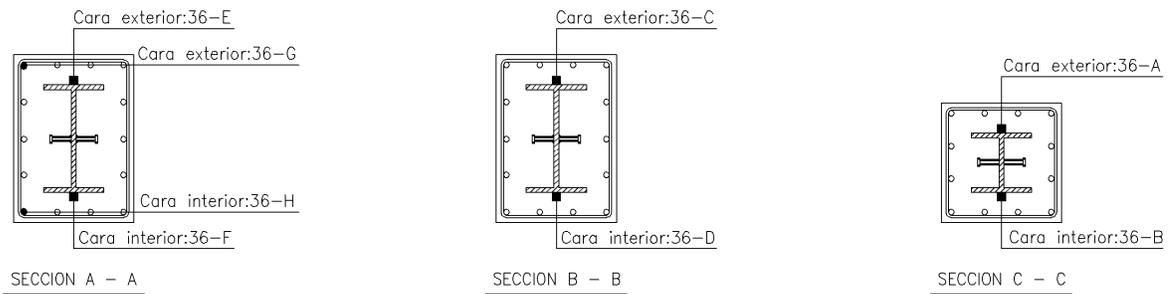


Figura 3.15: Nombre de los *strain gauges* correspondientes al elemento 36

Adicionalmente, se instalaron *strain gauges* en 3 puntos de la losa del cielo piso tres. Los sensores se instalaron en las barras de acero que constituyen la armadura de refuerzo de la losa, tanto en la malla superior como en la inferior. La distribución utilizada fue tal que la orientación dada a los *strain gauges* es coincidente con la línea de los cables de postensado de la losa, tal como se puede ver en la Figura 3.16.



Figura 3.16: *Strain gauges* instalados en la malla superior de la losa

Las barras de refuerzo instrumentadas corresponden a barras de diámetro 25 [mm], espaciadas entre sí 20 [cm]. El rótulo, orientación y posición en la cual se instalaron los *strain gauges* correspondientes a la armadura de la malla inferior se indican en la Figura 3.18. Los sensores correspondientes a la armadura de la malla superior se detallan en la Figura 3.19.

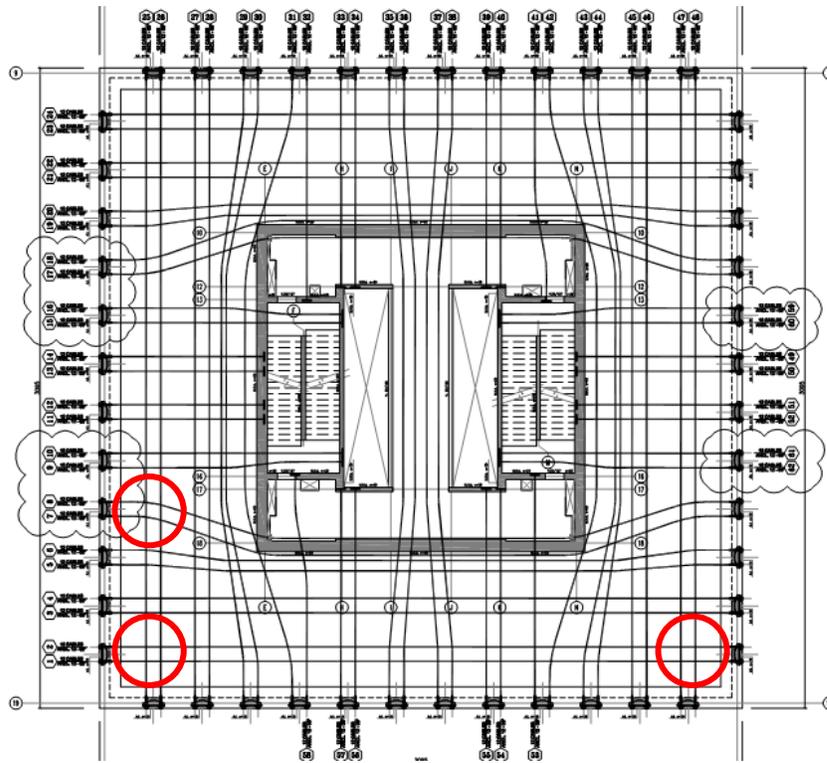


Figura 3.17: Posición cables de postensado en la losa cielo piso tres

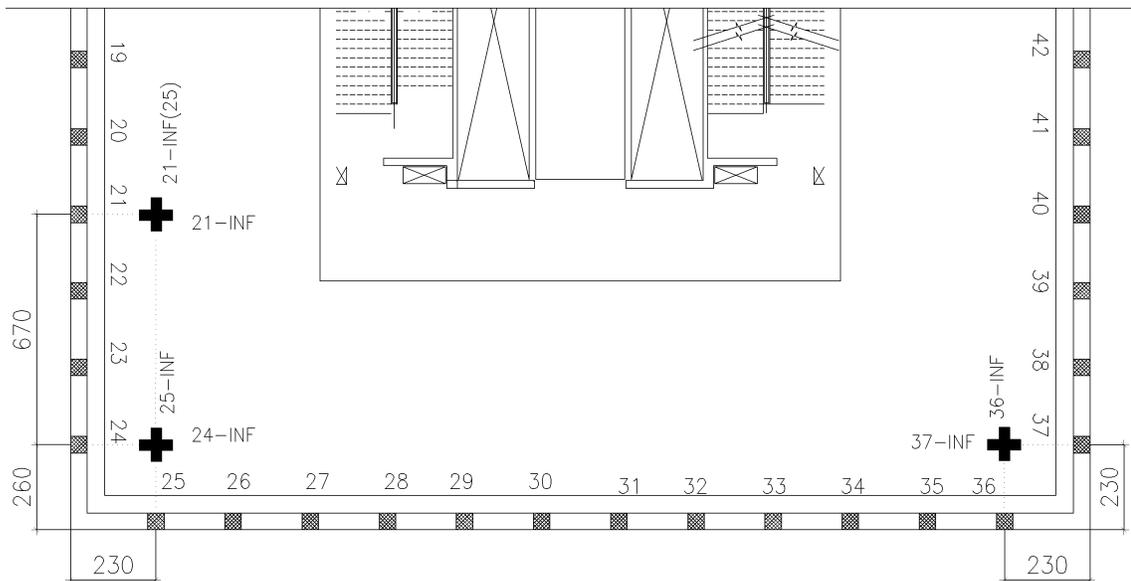


Figura 3.18: Strain gauges instalados en la armadura de la malla inferior de la losa

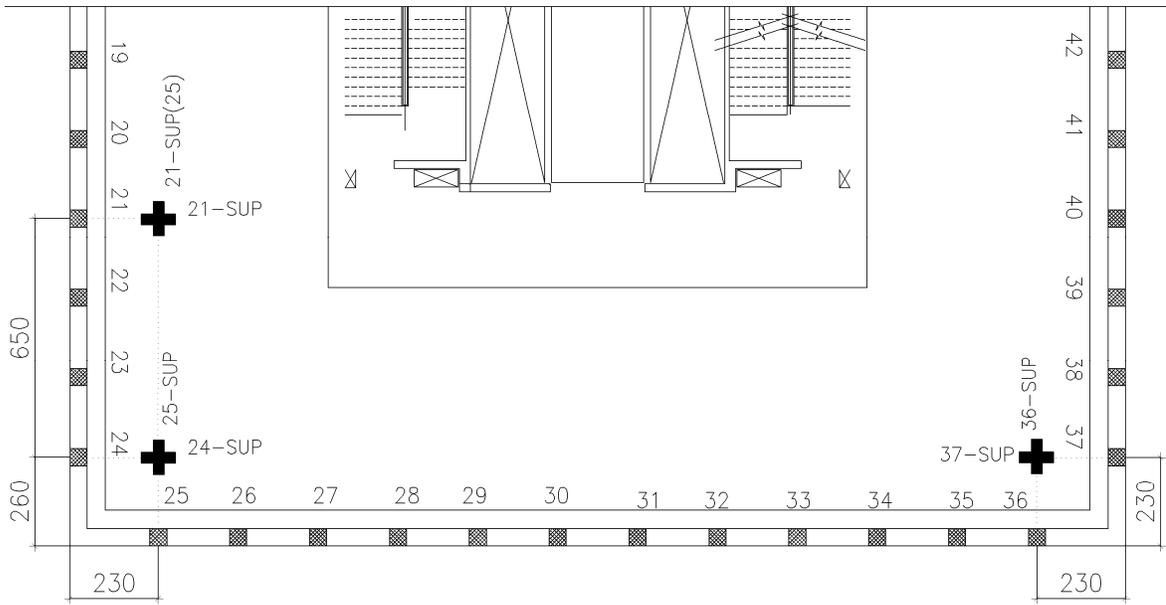


Figura 3.19: Strain gauges instalados en armadura de la malla superior de la losa

4. ANÁLISIS DE DATOS

4.1 Avance de la obra en cada medición

Se efectuaron siete mediciones a lo largo de la construcción de la obra. El detalle del avance de la obra al momento de realizar las mediciones se aprecia en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Avance de obra

Medición	Fecha	Avance de obra	Figura
1era	20/08/08	Situación previa al primer postensado de la losa: <ul style="list-style-type: none">- Losa del cielo piso tres (CP3) hormigonada.- Trabajos en el moldaje de la losa CP4.	Figura 4.1
2da	11/09/08	Situación finalizado el primer postensado de la losa: <ul style="list-style-type: none">- Losa CP5 hormigonada.- Trabajos en el moldaje de la losa CP6.	Figura 4.2
3era	30/09/08	Situación previa al segundo postensado de la losa: <ul style="list-style-type: none">- Losa CP6 hormigonada.- Trabajos en el moldaje de la losa CP7.	Figura 4.3
4ta	24/10/08	Situación finalizado el segundo postensado de la losa: <ul style="list-style-type: none">- Losa CP8 hormigonada.- Trabajos en el moldaje de la losa CP9.	Figura 4.4
5ta	19/11/08	Situación previa al tercer postensado de la losa: <ul style="list-style-type: none">- Losa del CP10 hormigonada.- Trabajos en el moldaje de la losa CP11.	Figura 4.5
6ta	16/12/08	Situación finalizado el tercer postensado de la losa: <ul style="list-style-type: none">- Losa CP14 hormigonada.- Trabajos en el moldaje de la losa CP15.	Figura 4.6
7ma	06/05/09	Finalizada la totalidad de la obra gruesa de la estructura: <ul style="list-style-type: none">- Losa CP24 hormigonada.- Instalada la totalidad del muro cortina.	Figura 4.7

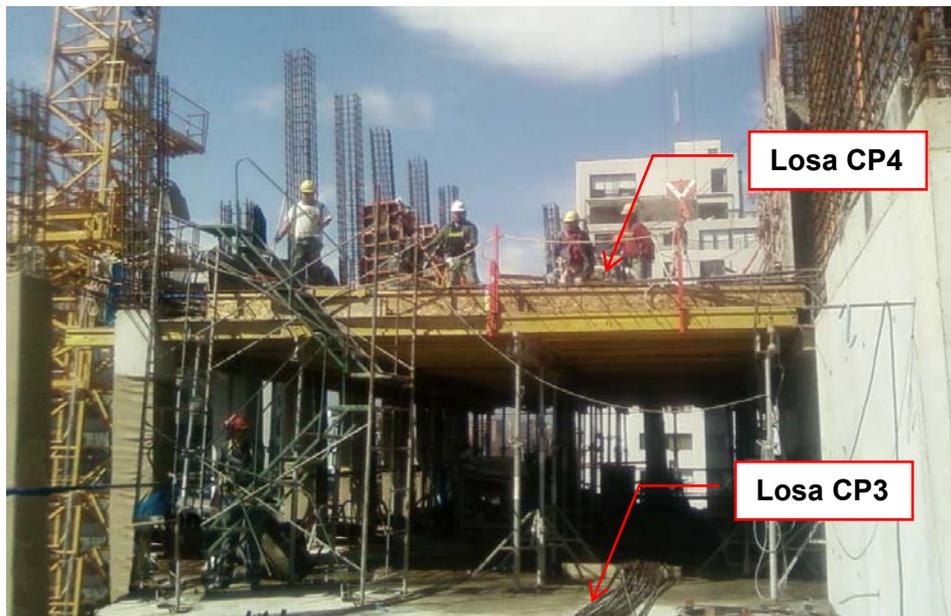


Figura 4.1: Avance de la obra para la 1era medición (20/08/08)

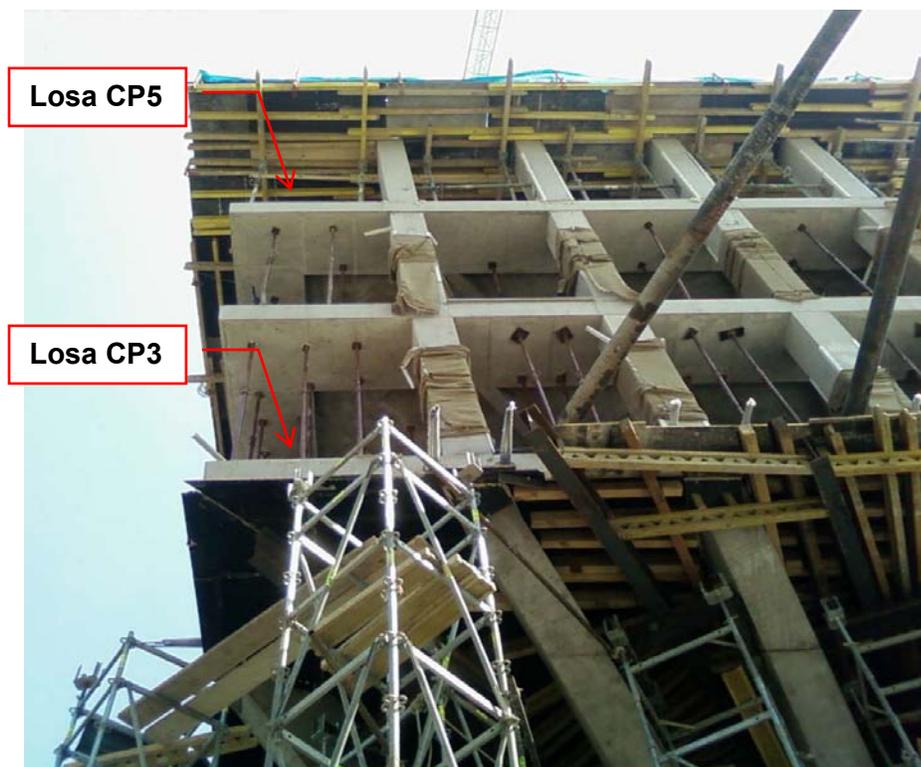


Figura 4.2: Avance de la obra para la 2da medición (11/09/08)



Figura 4.3: Avance de la obra para la 3era medición (30/09/08)



Figura 4.4: Avance de la obra para la 4ta medición (24/10/08)



Figura 4.5: Avance de la obra para la 5ta medición (19/11/08)



Figura 4.6: Avance de la obra para la 6ta medición (16/12/08)

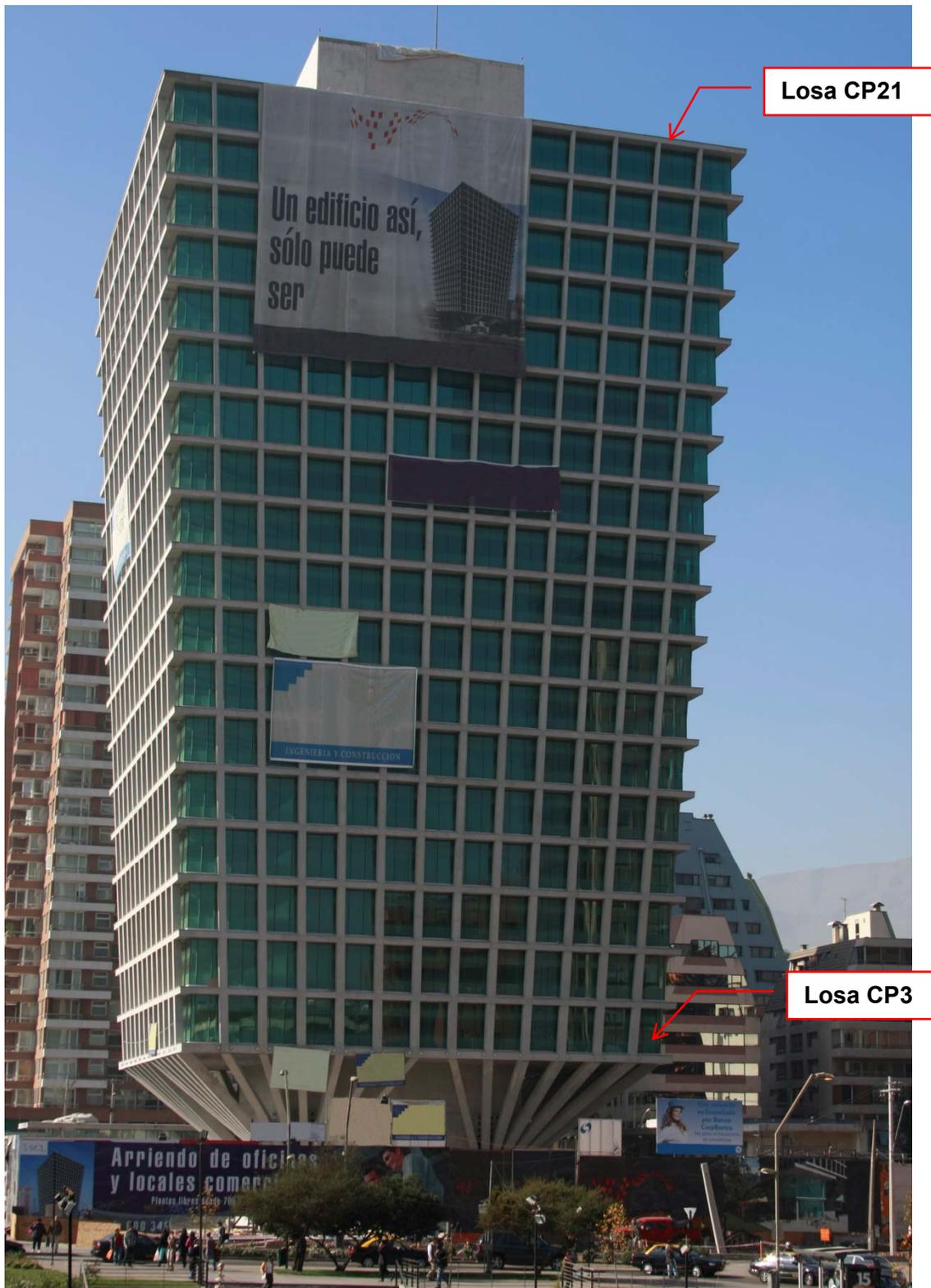


Figura 4.7: Avance de la obra para la 7ma medición (06/05/09)

4.2 Determinación de los esfuerzos en la estructura

Los supuestos utilizados en la determinación de los esfuerzos sobre las secciones implementadas fueron:

- Secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Bernoulli).
- La tensión en cualquier punto de la sección depende sólo de la curva tensión deformación del material.
- Para el hormigón (no confinado) se utilizó la curva propuesta por Saenz (1964):

$$f_c = f'_c \cdot \left(2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right), \text{ donde } \varepsilon_0 = 0.0025 \quad \text{Ec. 4.1}$$

- La capacidad del hormigón a tracción se consideró nula.
- Para el acero se utilizó la curva propuesta por Mander (1984):

$$f_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \sim 0.004 - 0.03 \end{cases} \quad \text{Ec. 4.2}$$

- Se consideró igual capacidad para el acero en tracción como en compresión.

Tal como se indicó en el punto 2.4.2, es necesario referenciar las deformaciones a uno de los registros obtenidos. Al utilizar el primer registro como referencia, el primer estado de carga corresponde al efecto del primer postensado sobre la losa. El segundo corresponde al efecto del primer postensado sumado al efecto proveniente de los pisos adicionales construidos desde que éste se realizó. El tercer estado de carga corresponde al efecto del segundo postensado; el cuarto al efecto del segundo postensado junto al aporte de los pisos adicionales construidos desde la medición anterior; el quinto estado de carga corresponde al efecto del tercer postensado de la losa y el sexto estado de carga corresponde al efecto del tercer postensado sumado a la totalidad de los pisos construidos desde que se realizó la sexta medición.

En situaciones en que se dudaba justificadamente de la primera medición, se utilizó como referencia la primera de las mediciones posteriores confiable; procedimiento válido al suponer que secciones planas se mantienen planas.

Aplicando una regresión lineal a las deformaciones obtenidas se determinó el plano que mejor se ajusta a los datos. El plano obtenido corresponde al perfil de deformaciones de la sección. A partir del perfil de deformaciones, de los supuestos mencionados anteriormente y de las propiedades geométricas de la sección se determinó la tensión asociada al perfil de deformaciones y los esfuerzos resultantes (axial y momento).

4.3 Datos losa cielo 3er piso

4.3.1 Deformaciones en la losa cercana al elemento 21

Con el fin de estudiar el efecto del postensado sobre la losa cercana al elemento 21, se instalaron 4 *strain gauge* en la armadura de refuerzo de la losa (ver Figura 3.18 y Figura 3.19). Los *strain gauges* 21-SUP y 21-INF permiten determinar el efecto del postensado, sobre la losa, en la dirección en la cual éste se aplicó; mientras que los *strain gauges* 21-SUP (25) y 21-INF (25) permiten determinar el efecto del postensado en la dirección perpendicular a éste.

La Figura 4.8 corresponde a las deformaciones de los *strain gauges* 21-SUP y 21-INF referenciados a la primera medición. La línea punteada corresponde a los datos adquiridos que presentaron irregularidades y que fueron descartados del análisis. Las deformaciones negativas corresponden a compresiones mientras que las positivas a tracciones.

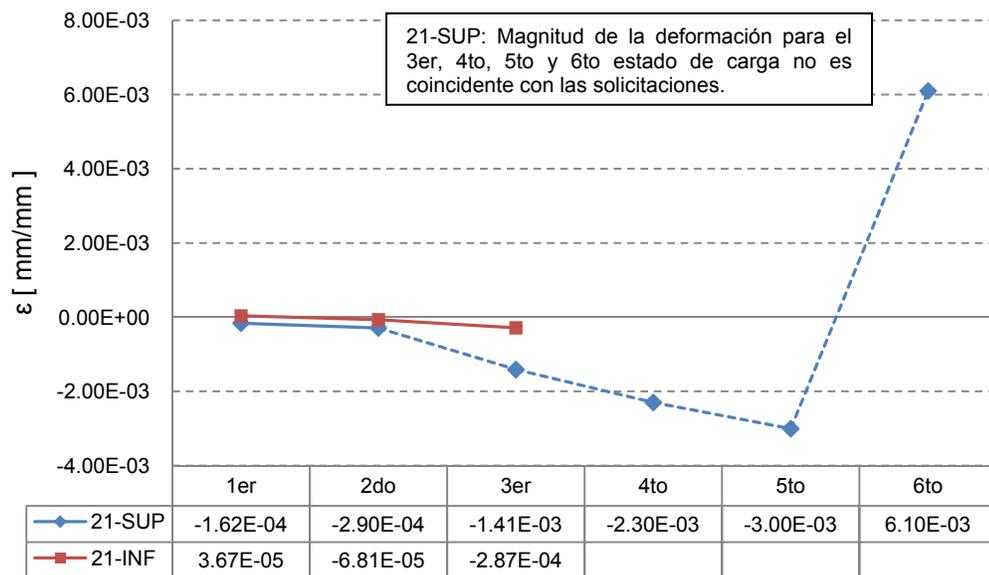


Figura 4.8: Deformación en los *strain gauges* 21-SUP y 21-INF

Producto del corte en el cable que permite realizar la adquisición de datos, para el *strain gauge* 21-INF sólo se determinó la deformación para el primer y segundo estado de carga.

En la Figura 4.8, se aprecia que la deformación del sensor 21-SUP se quintuplicó del segundo al tercer estado de carga. Deformaciones de esta magnitud corresponden a un tercio de la capacidad del hormigón a compresión, lo cual no es posible si se consideran las

solicitaciones a las cuales se encontraba sometida la losa al momento de realizadas las mediciones. Del quinto al sexto estado de carga se produjo una nueva alteración en la deformación registrada por el sensor 21-SUP. En esta oportunidad su valor no sólo se vio triplicado sino que además existió un cambio en su polaridad, pasando de compresión a tracción. Estas irregularidades invalidan los datos del *strain gauge* 21-SUP para el tercer, cuarto, quinto y sexto estado de carga por lo que las deformaciones obtenidas se muestran con línea punteada.

Se determinó el perfil de deformaciones en una sección de la losa para el primer y segundo estado de carga, correspondientes a la Figura 4.9 (a) y (b) respectivamente.

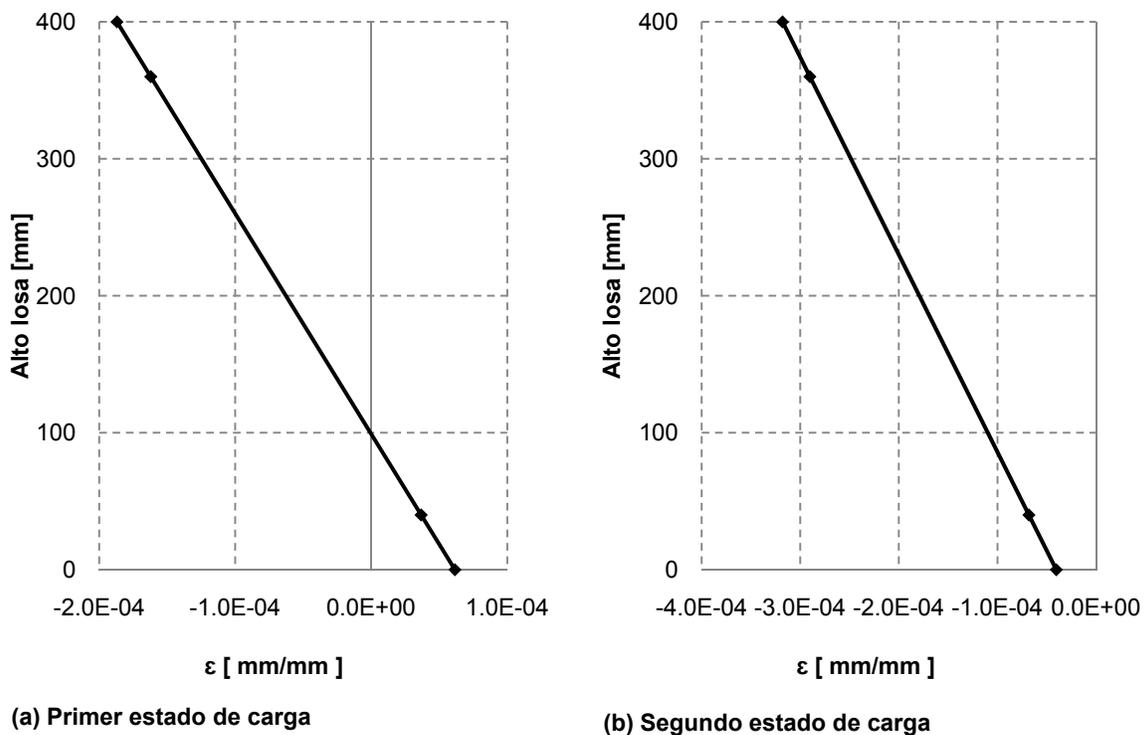


Figura 4.9: Perfil de deformaciones en la dirección del elemento 21

El valor teórico propuesto para la primera etapa del postensado fue, en promedio, de 70 [Tonf] por ducto (ver Figura 3.17). Bajo condiciones ideales, alejados del punto de aplicación de la carga, el efecto del postensado, en la dirección en la que es aplicado, es aproximadamente uniforme a lo largo de toda la sección transversal de la losa. Para una sección arbitraria de 400 [mm] x 500 [mm] corresponde obtener un esfuerzo de compresión de 30 [Tonf].

El postensado se realizó utilizando un gato hidráulico que permitió tensar 12 cables de forma simultánea correspondientes a los cables que se encuentran en un ducto. Finalizado el tensado de los cables de un ducto, se pasó al siguiente. A pesar de que la presión ejercida por el gato hidráulico debió ser la misma para todos los ductos, existen características propias del proceso que impiden garantizar que la tensión aplicada haya sido idéntica entre todos los cables y equivalente al valor determinado por el diseño. Por ejemplo pudiesen existir irregularidades en el apoyo del gato hidráulico contra la losa; la precisión de la calibración del gato hidráulico es desconocida; la distribución de los cables en ambas direcciones pudiese afectar la tensión final en los cables debido al efecto de Poisson. Por lo tanto, el esfuerzo axial determinado anteriormente corresponde sólo a un valor aproximado del esfuerzo sobre la losa.

A partir del perfil de deformaciones de la sección, se determinó que para el primer estado de carga la fuerza resultante de compresión en la losa fue de 42,5 [Tonf]; mientras que para el segundo estado de carga la fuerza resultante de compresión fue de 107,5 [Tonf]. El análisis se realizó considerando una sección arbitraria de hormigón armado de 400 [mm] x 500 [mm].

La magnitud del esfuerzo obtenido sobre la losa, para el primer estado de carga, fue un 30% mayor que el valor teórico esperado. El postensado se utilizó exclusivamente para equilibrar las fuerzas en el nudo, por lo tanto obtener un esfuerzo de compresión mayor que el requerido por diseño no genera mayores inconvenientes en cuanto al comportamiento global del elemento.

Entre el primer y segundo estado de carga, el esfuerzo axial obtenido sobre la losa prácticamente se triplicó.

Producto de la inclinación de las columnas, la componente horizontal de la sollicitación axial proveniente del puntal contrarresta el efecto del postensado sobre la losa (ver Figura 4.10); no es factible que la compresión sobre ésta se triplique. Por lo tanto, se concluyó que el resultado obtenido para el segundo estado de carga no fue válido.

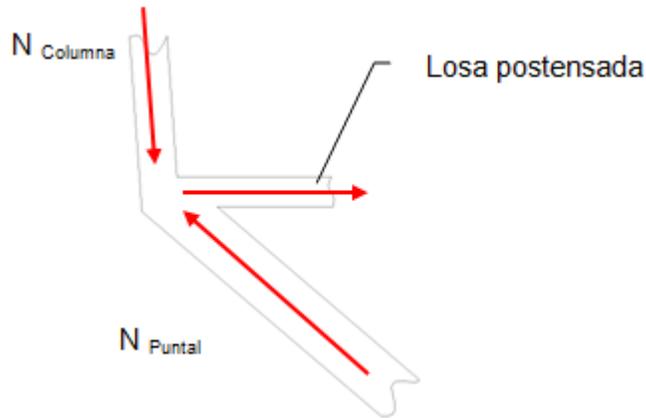


Figura 4.10: Equilibrio del esfuerzo axial en el nudo

El *strain gauge* 21-SUP (25) y el *strain gauge* 21-INF (25) permiten analizar el efecto del postensado en la losa en la dirección perpendicular a la columna 21. La Figura 4.11 corresponde a las deformaciones de los *strain gauges* referenciadas a la primera medición.

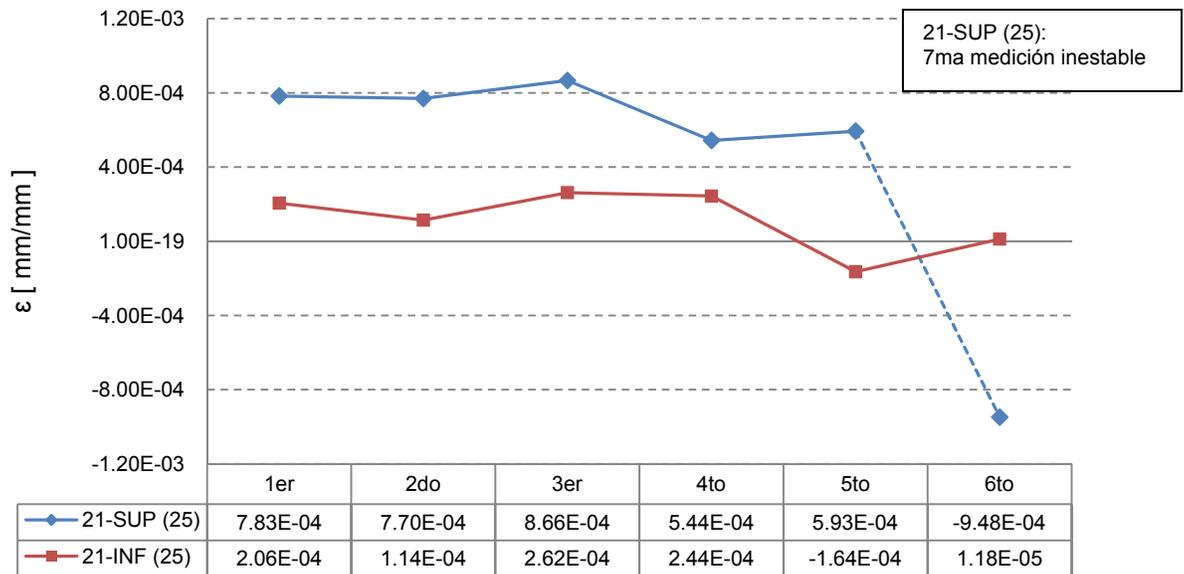


Figura 4.11: Deformación en los *strain gauges* 21-SUP (25) y el 21-INF (25)

En la Figura 4.11 se aprecia que las deformaciones correspondientes a los *strain gauges* 21-SUP (25) y 21-INF (25), se mantuvieron dentro de un mismo orden de magnitud. Entre el cuarto y quinto estado de carga, la deformación del *strain gauge* 21-INF (25) cambió de polaridad (pasando de tracción a compresión) pero el registro obtenido no presentó ninguna inestabilidad que justifique el no utilizarlo para analizar la respuesta de la sección (ver Figura 4.12).

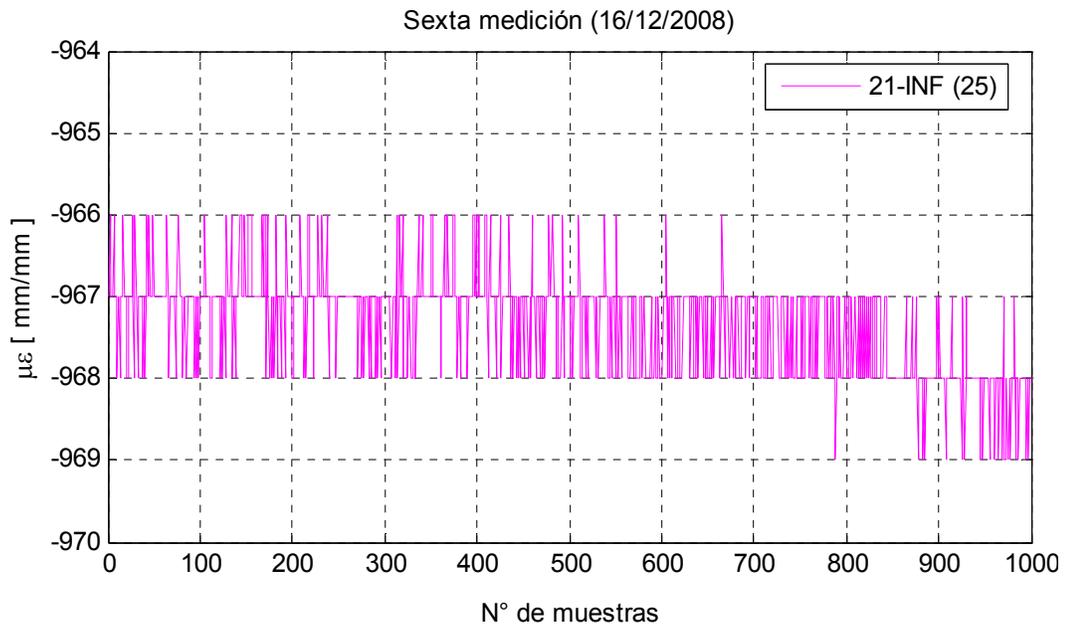


Figura 4.12: Registro sexta medición *strain gauge* 21-INF (25)

Entre el quinto y sexto estado de carga, la deformación del *strain gauge* 21-SUP (25) también presentó un cambio en su polaridad (pasando de tracción a compresión). A diferencia del caso anterior, el registro obtenido presentó un comportamiento que no se logró estabilizar en el tiempo (ver Figura 4.13), por lo que no se utilizó esta medición para analizar la respuesta de la losa al postensado.

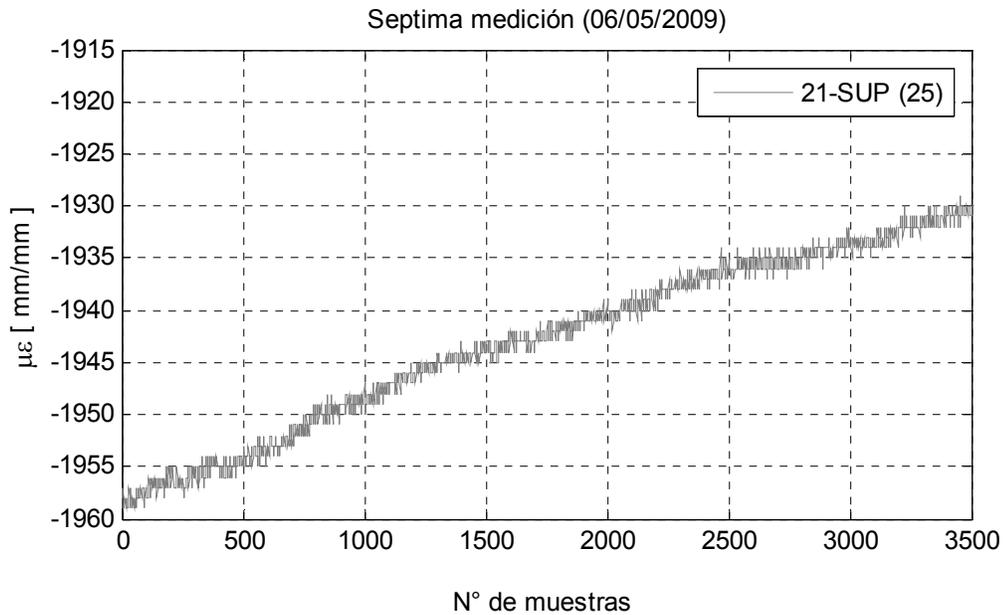
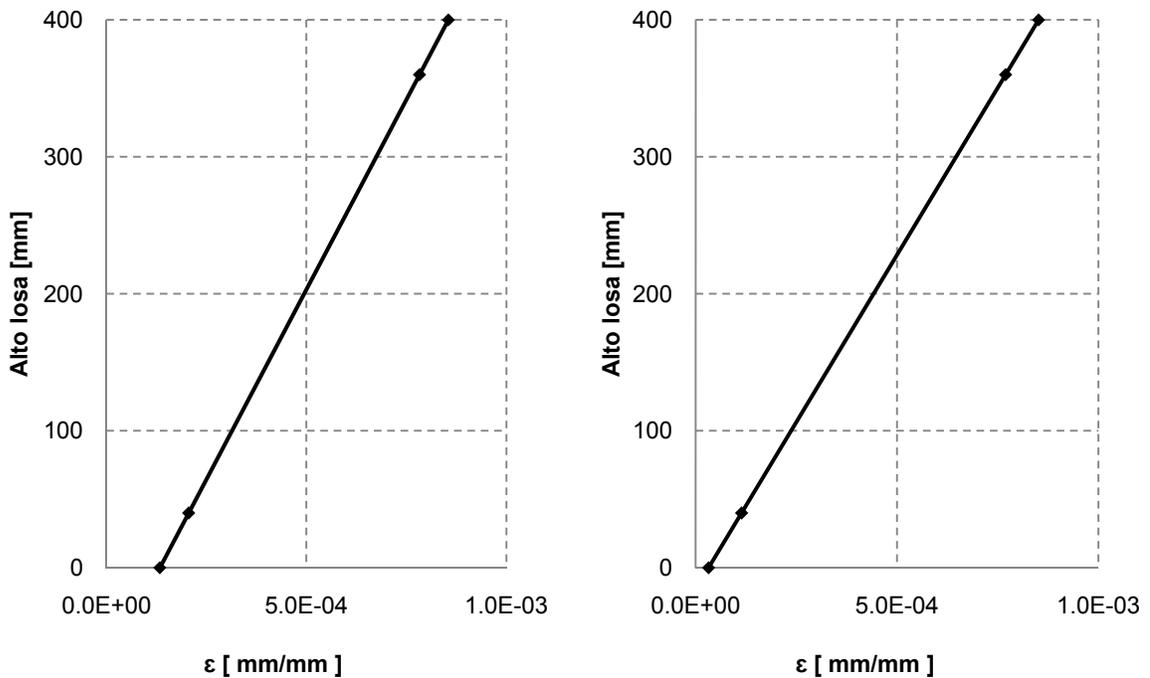


Figura 4.13: Registro séptima medición *strain gauge* 21-SUP (25)

Si se analizan las deformaciones obtenidas hasta el quinto estado de carga, existe una clara relación entre la variación en las deformaciones y el postensado aplicado. Producto del postensado, las deformaciones se incrementaron (del segundo al tercer estado de carga y del cuarto al quinto estado de carga); mientras que por efecto de los pisos adicionales construidos éstas se redujeron (del primer al segundo estado de carga y del tercer al cuarto estado de carga).

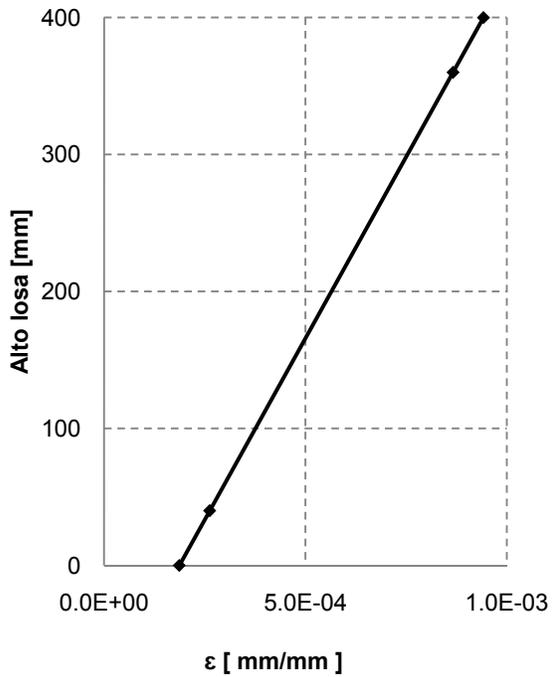
Se determinó el perfil de deformaciones para el primer, segundo, tercer, cuarto y quinto estado de carga correspondientes a la Figura 4.14 (a), (b) y Figura 4.15 (c), (d) y (e) respectivamente.



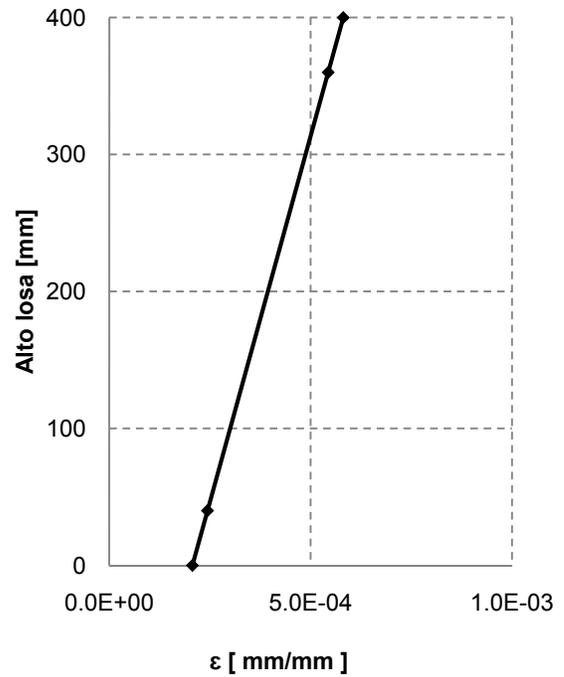
(a) Primer estado de carga

(b) Segundo estado de carga

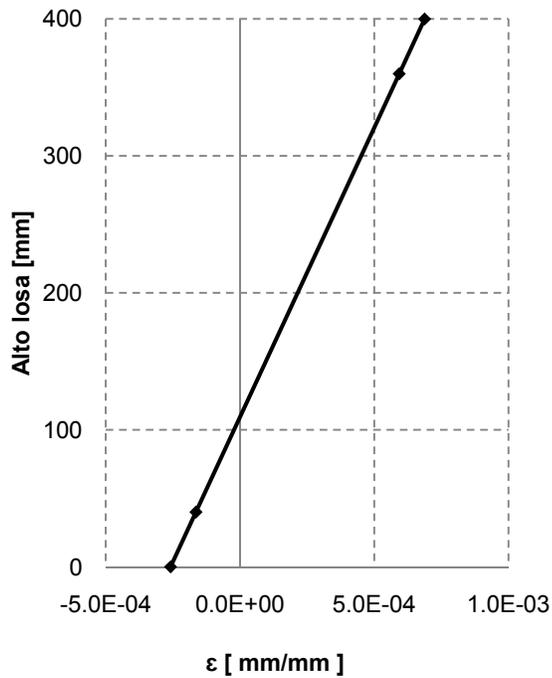
Figura 4.14: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 21 (cont.)



(c) Tercer estado de carga



(d) Cuarto estado de carga



(e) Quinto estado de carga

Figura 4.15: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 21

El primer, tercer y quinto estados de carga corresponden al efecto directo del postensado, por lo que podría esperarse que el esfuerzo resultante en la losa fuese de compresión.

La Figura 4.16 corresponde a un modelo de elementos finitos de la losa postensada realizado en Etabs. El postensado se modeló como cargas puntuales aplicadas en la posición del punto de encuentro entre la columna y el puntal.

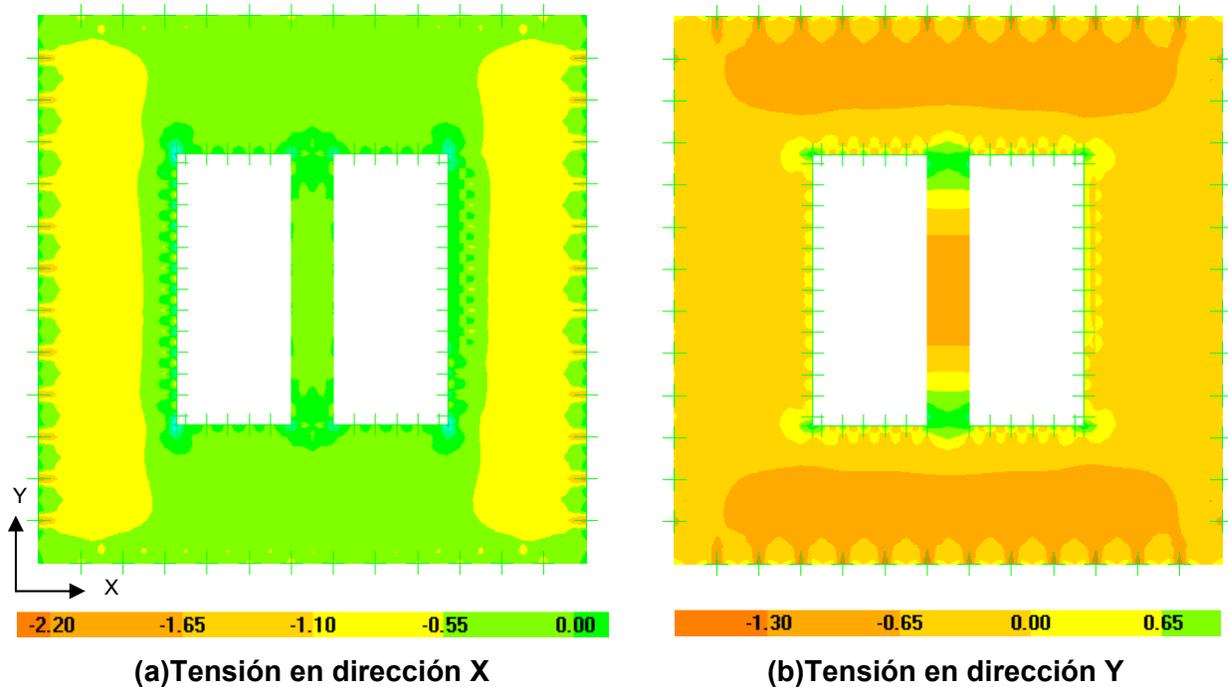


Figura 4.16: Modelo en Sap del postensado de la losa

De la Figura 4.16 se aprecia que las tensiones en la planta son bastante simétricas y que efectivamente la losa se encuentra en compresión. Los *strain gauges* 21-SUP (25) y 21-INF (25) se encuentran instalados a una distancia suficiente del punto de aplicación del postensado como para no verse afectados por alguna singularidad.

A diferencia de lo observado en el modelo, el esfuerzo resultante en la losa para los cinco estados de carga analizados, fue de tracción. Al observar la distribución de los ductos de postensado en terreno, se constató que en la zona donde se encuentran instalados los *strain gauges* 21-SUP (25) y 21-INF (25) existe la singularidad de que los ductos del postensado no se encontraban paralelos al borde de la losa, sino que con una inclinación tal como la que se aprecia en la Figura 3.17. Debido a esta disposición de los ductos en 45°, localmente, la componente de la fuerza de postensado dirigida hacia la columna comprimió la losa mientras que en la dirección perpendicular la traccionó.

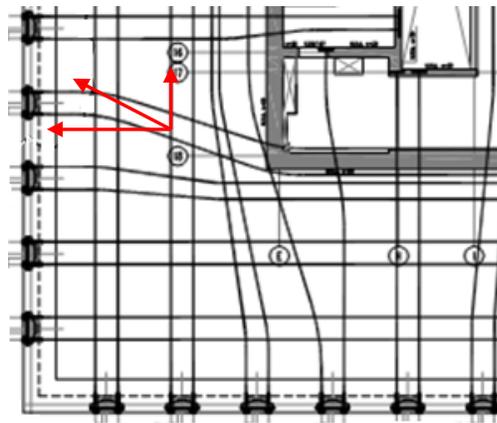


Figura 4.17: Detalle del efecto del postensado al considerar inclinación de los ductos

El resultado obtenido de los *strain gauges* 21-SUP (25) y 21-INF (25) corresponde a un efecto local producto de la posición de los ductos de postensado en esa zona y no es correcto extrapolar el resultado al resto de la planta.

4.3.2 Deformaciones en la losa cercana al elemento 24

Al igual que en el caso anterior, se instalaron 4 *strain gauges* que permiten analizar el efecto del postensado sobre la losa en una zona cercana al elemento 24 (ver Figura 3.18 y Figura 3.19). El par de *strain gauge* 24-SUP y 24-INF permiten estudiar el efecto del postensado sobre la losa en la dirección en cual éste se aplicó. En la Figura 4.18 se muestran las deformaciones de los *strain gauges* mencionados utilizando como referencia la primera medición.

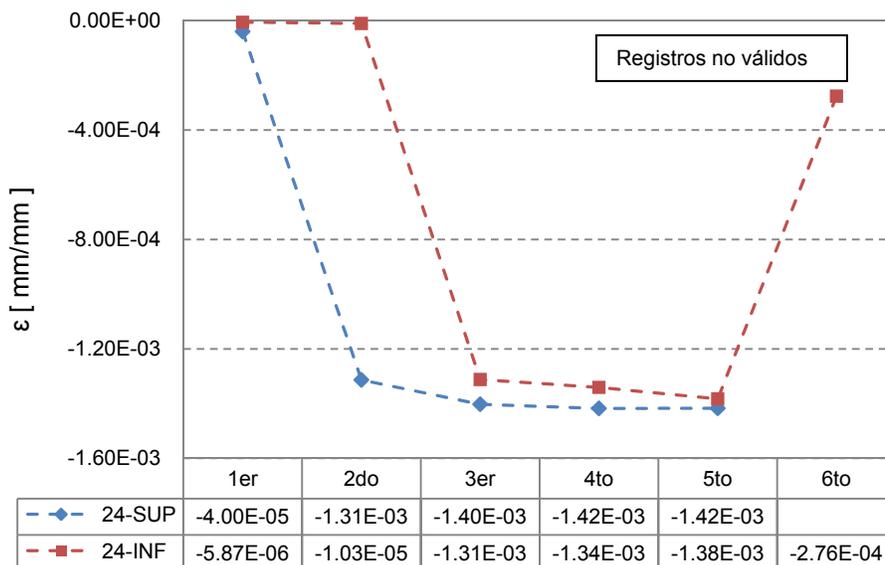


Figura 4.18: Deformación en los *strain gauges* 24-SUP y 24-INF

La Figura 4.18 deja en evidencia que no es viable utilizar las deformaciones correspondientes a los *strain gauges* 24-SUP y 24-INF para analizar el efecto del postensado sobre la losa. La variación en dos órdenes de magnitud en la deformación del *strain gauge* 24-SUP no tiene justificación puesto que entre el primer y segundo estado de carga sólo existen dos pisos adicionales construidos y con este nivel de solicitaciones adicionales no es efectivo obtener deformaciones cercanas al tercio de la capacidad última del hormigón en compresión. Se repitió la misma situación para el *strain gauge* 24-INF entre el segundo y el tercer estado de carga. Al efectuar la séptima medición, el *strain gauge* 24-SUP no registró señal.

En resumen no se utilizaron los registros correspondientes a los *strain gauges* 24-SUP y 24-INF en el análisis del efecto del postensado sobre la losa.

El *strain gauge* 25-SUP y el *strain gauge* 25-INF permiten analizar el efecto del postensado sobre la losa en la dirección perpendicular a la cual éste se aplicó.

Al determinar las deformaciones utilizando la primera medición como referencia se obtuvieron los datos de la Figura 4.19. Para el primer estado de carga, existe una clara diferencia en la magnitud de las deformaciones obtenidas para la armadura superior versus la armadura inferior.

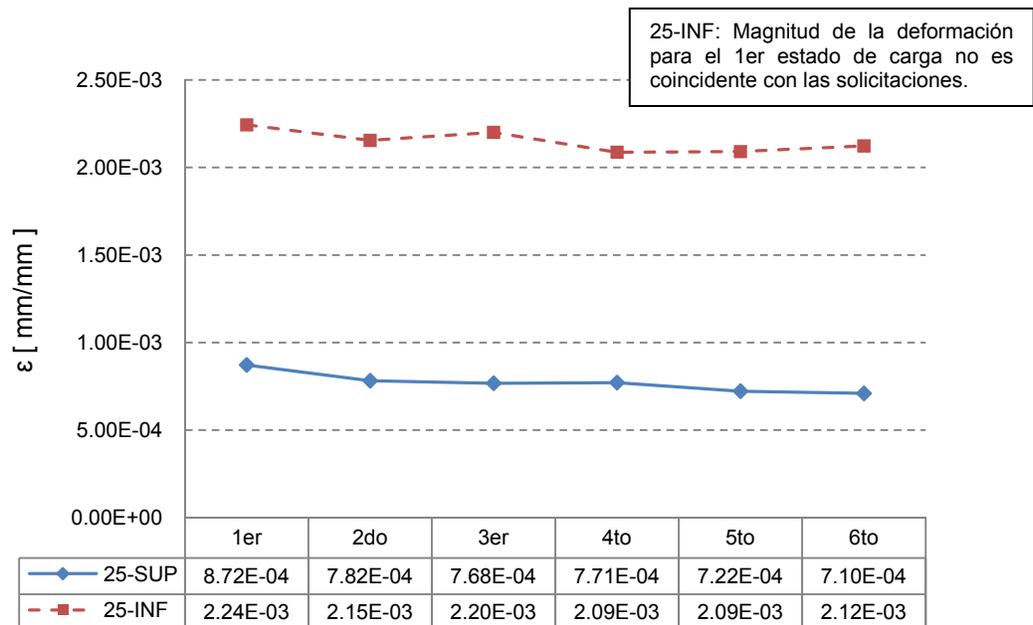


Figura 4.19: Deformación en los *strain gauges* 25-SUP y 25-INF referenciado a la primera medición

El esfuerzo resultante sobre la losa, para los seis estados de carga, fue de tracción. Pero en este caso, a diferencia de lo ocurrido en el punto 4.3.1, los ductos de postensado se encontraban instalados paralelos a los bordes de la losa por lo que el efecto del postensado actuó en la misma dirección que los *strain gauges* instalados y no existen singularidades que afecten el comportamiento de éstos. Además, debido a la magnitud de las deformaciones obtenidas por *strain gauge* 25-INF debiesen observarse grietas importantes en la losa, lo que fue inconsistente con las observaciones realizadas terreno.

Producto del comportamiento irregular que presentó el registro del *strain gauge* 25-INF durante la primera medición (ver Figura 4.20), las deformaciones obtenidas en el par de sensores analizados difirieron en un orden de magnitud, restándoles validez. Por lo tanto, para obtener los perfiles de deformación en la losa, se utilizó como referencia la segunda medición.

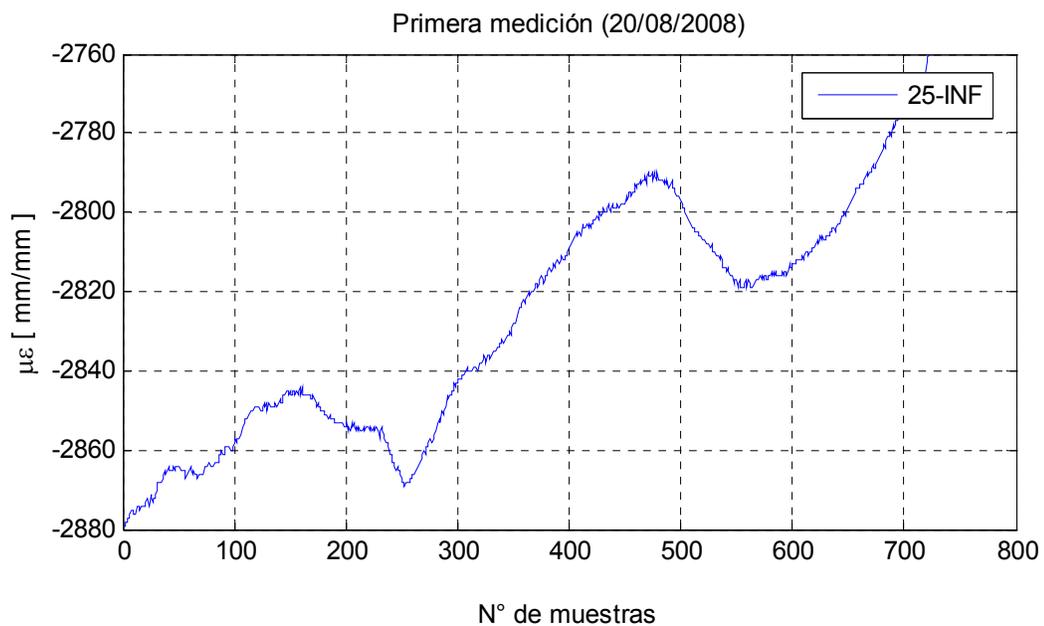


Figura 4.20: Registro primera medición *strain gauge* 25-INF

La Figura 4.21 corresponde a las deformaciones obtenidas empleando como referencia la segunda medición. En este caso, el segundo estado carga corresponde al efecto en conjunto del primer postensado de la losa más dos pisos construidos. El tercer estado de carga corresponde al efecto del segundo postensado, el cuarto estado de carga al efecto del segundo postensado junto con el efecto de los pisos adicionales construidos desde que éste se realizó, el quinto estado de carga corresponde al efecto del tercer postensado y el sexto estado de carga corresponde al efecto en conjunto del tercer postensado más los pisos adicionales construidos.

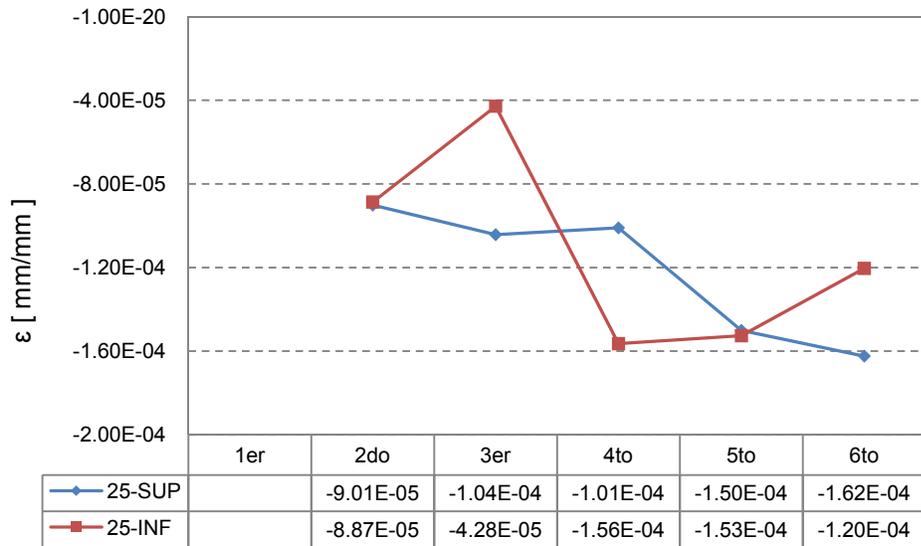
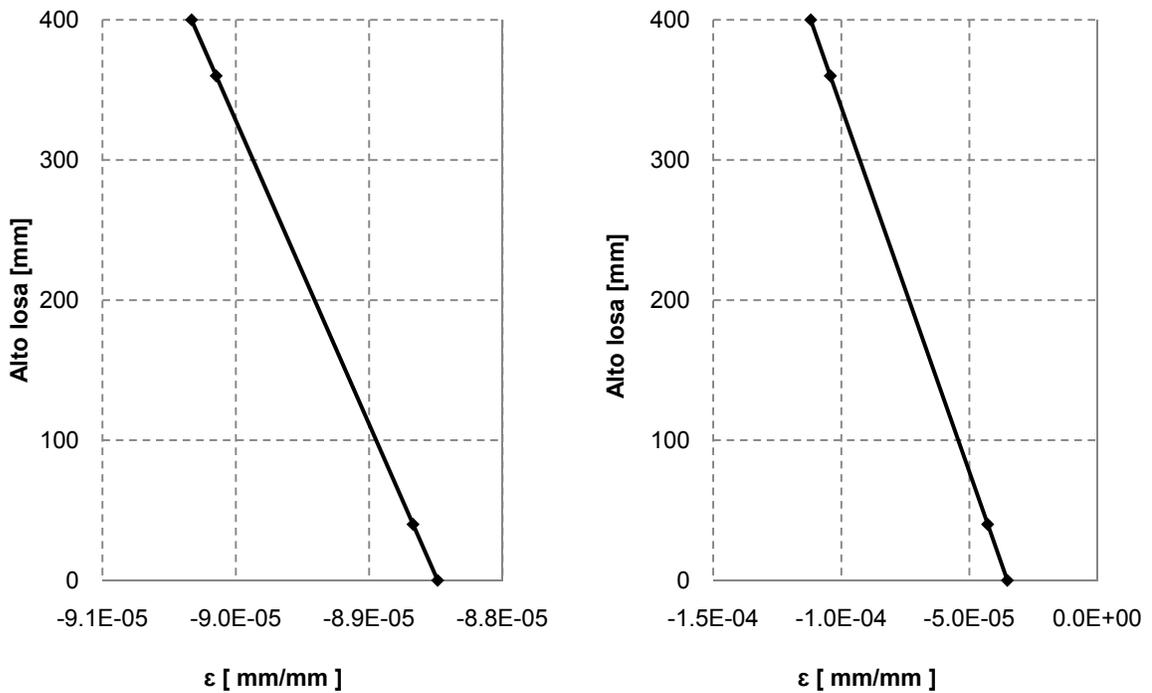


Figura 4.21: Deformación en los *strain gauges* 25-SUP y 25-INF referenciado a la segunda medición

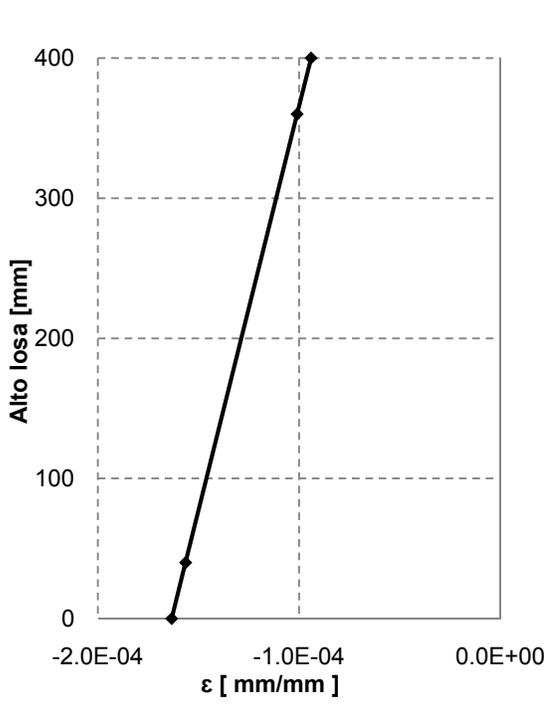
La Figura 4.22 (a) y (b) corresponde al perfil de deformaciones resultante para el segundo y tercer estado de carga respectivamente. La Figura 4.23 (c), (d) y (e) corresponde al perfil de deformaciones resultante para el cuarto, quinto y sexto estado de carga respectivamente.



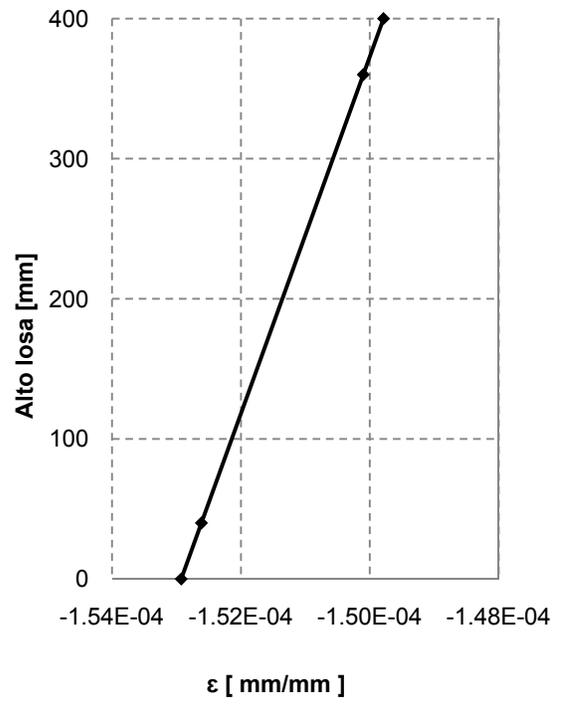
(a) Segundo estado de carga

(b) Tercer estado de carga

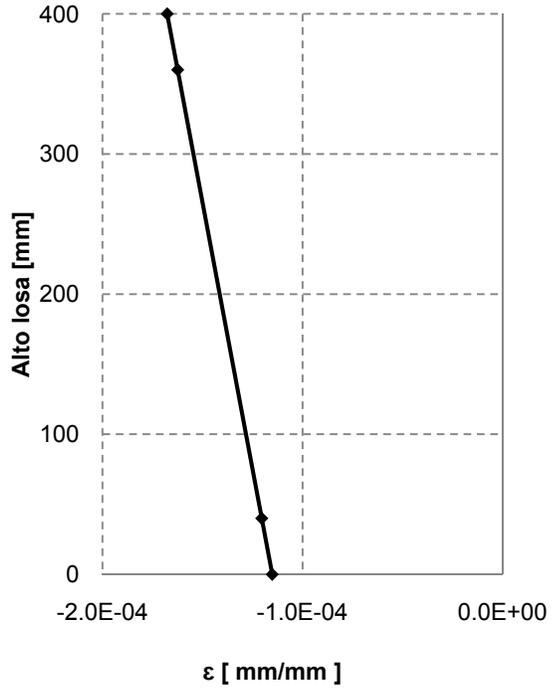
Figura 4.22: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 24 (cont.)



(c) Cuarto estado de carga



(d) Quinto estado de carga



(e) Sexto estado de carga

Figura 4.23: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 24

Conocido el perfil de deformaciones de la sección, se determinó que para el segundo estado de carga la fuerza resultante de compresión fue de 55 [Tonf]. Para el tercer, cuarto, quinto y sexto estado de carga la fuerza resultante de compresión fue de 45,5 [Tonf], 78,5 [Tonf], 92 [Tonf] y 86 [Tonf] respectivamente.

La posición de los ductos de postensado en el espesor de la losa queda definida por la dirección del postensado. Es decir, al tensar la losa en dos direcciones la mitad de los ductos de postensado se encuentra en la sección inferior de la losa mientras que los restantes en la sección superior. En el caso de los ductos anclados en la columna 25, que corresponde al postensado que afecta a los *strain gauges* 25-SUP y 25-INF, éstos se encuentran instalados en la parte inferior de la losa.

Producto de la posición de los ductos de postensado, el efecto de éste se manifiesta como una compresión uniforme en la losa más una flexión adicional. Si los ductos de postensado se encuentran en la sección inferior de la losa, la cara superior de la losa se tracciona y la cara inferior se comprime. El efecto de la flexión adicional sólo es relevante si la fuerza resultante del postensado se aplica fuera del núcleo central. Al no encontrarnos en esta situación, la sección analizada sólo está sometida a esfuerzos de compresión; sin embargo, el efecto de la excentricidad del cable hace que la cara superior de la losa se comprima menos que la cara inferior.

La Figura 4.21 deja en evidencia que los *strain gauges* si respondieron al postensado de la losa. Al aplicar el segundo postensado (diferencia entre el tercer y segundo estado de carga) y el tercer postensado (diferencia entre el quinto y cuarto estado de carga) los *strain gauges* de la armadura superior se comprimieron; mientras que los de la armadura inferior se traccionaron.

Al analizar los perfiles de deformación obtenidos, no se apreció con claridad el efecto de la excentricidad de los cables de postensado. En sólo dos de los cinco perfiles de deformaciones se cumplió que, efectivamente, la cara superior de la losa se comprime menos que la cara inferior. El orden de magnitud de los esfuerzos axiales obtenidos en la sección fue correcto pero difirieron de los resultados esperados. Por ejemplo, el tercer estado de carga corresponde al efecto del segundo postensado sobre la losa pero el esfuerzo axial obtenido fue menor que el determinado para el estado de carga previo, cuando el efecto del primer postensado ya se debió haber reducido producto de las solicitaciones adicionales.

Se consideraron válidos los perfiles de deformaciones obtenidos para el cuarto, quinto y sexto estado de carga. En ellos no sólo se reconoció claramente el efecto de la excentricidad de los ductos de postensado, sino que además la magnitud de los esfuerzos obtenidos fue consistente con las determinadas teóricamente. Para el quinto estado de carga, el esfuerzo axial obtenido fue un 10% mayor que el mínimo requerido por diseño. El esfuerzo axial correspondiente al sexto estado de carga fue un 6.5% menor que el obtenido anteriormente ya que los pisos adicionales construidos desde que se realizó la sexta medición (asociada al quinto estado de carga), descomprimen la losa.

Para el sexto estado de carga, es correcto que el esfuerzo resultante sobre la losa sea de compresión ya que éste debe contrarrestar el desequilibrio de fuerzas que se producirá producto de la sobrecarga de uso, que aún no se encuentra presente en la estructura.

4.3.3 Deformaciones en la losa cercana al elemento 36

El *strain gauge* 36-SUP y el *strain gauge* 36-INF permiten determinar el efecto del postensado en la losa en la dirección en la cual éste se aplicó. Las deformaciones mostradas en la Figura 4.24 fueron calculadas utilizando como referencia los datos provenientes de la primera medición.

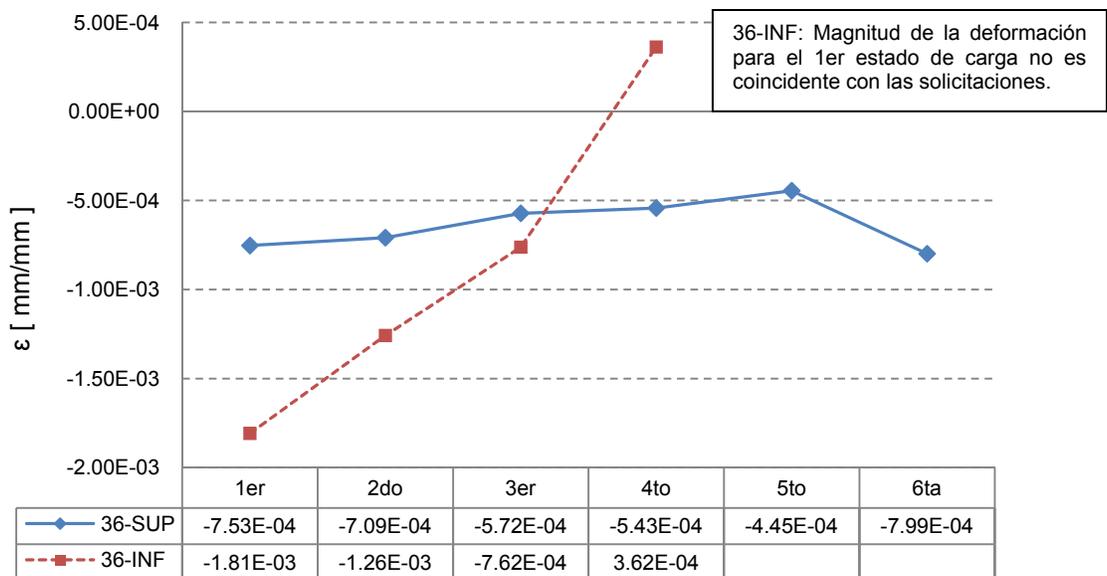


Figura 4.24: Deformación en los *strain gauges* 36-SUP y 36-INF

Tanto el registro obtenido para el *strain gauge* 36-SUP como el obtenido para el *strain gauge* 36-INF presentaron irregularidades que impiden garantizar que las deformaciones obtenidas sean válidas.

El *strain gauge* 37-SUP y el *strain gauge* 37-INF permiten determinar el efecto del postensado en la losa en la dirección en la cual éste se aplicó.

La Figura 4.25 corresponde a las deformaciones en los *strain gauges* 37-SUP y 37-INF utilizando el primer registro como referencia. De estos datos se pudo concluir que el nivel de deformaciones que presentó el *strain gauge* 37-INF no fue válido para las solicitaciones correspondientes al primer estado de carga pues significarían que el hormigón se encontraba trabajando a un tercio de su capacidad con solicitaciones que no correspondían ni a un quinto de las solicitaciones de diseño.

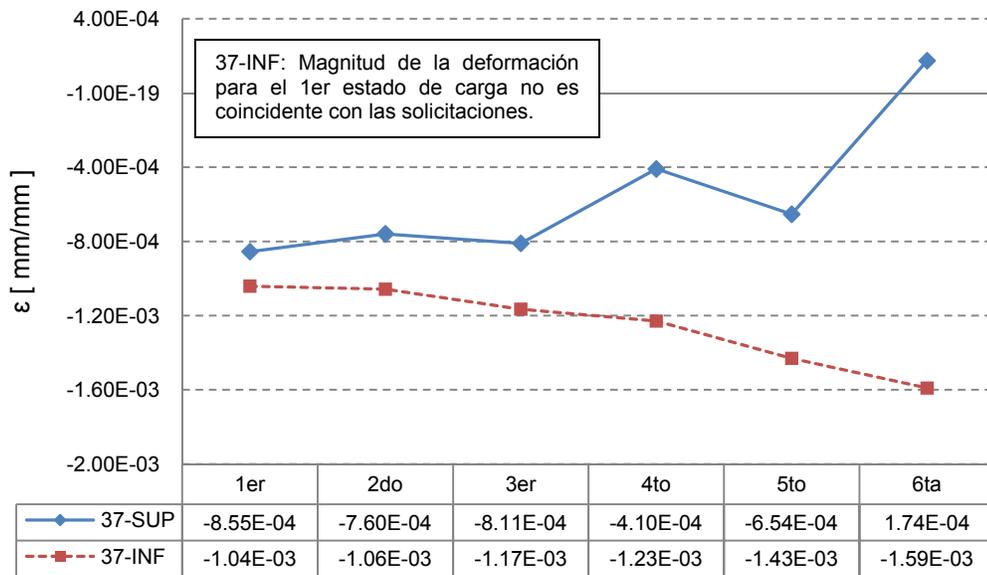


Figura 4.25: Deformación en los *strain gauges* 37-SUP y 37-INF referenciado a la primera medición

La diferencia en la magnitud de las deformaciones obtenidas para el primer estado de carga se debió a una irregularidad en el primer registro obtenido para el *strain gauge* 37-INF. Tal como se aprecia en la Figura 4.26, el registro obtenido presentó una tendencia decreciente que no se logró estabilizar, por lo tanto trabajar con el valor promedio del registro no resulta representativo. En cambio, el registro obtenido durante la segunda medición resultó mucho más estable siendo adecuado utilizarlo como referencia para el cálculo de las deformaciones.

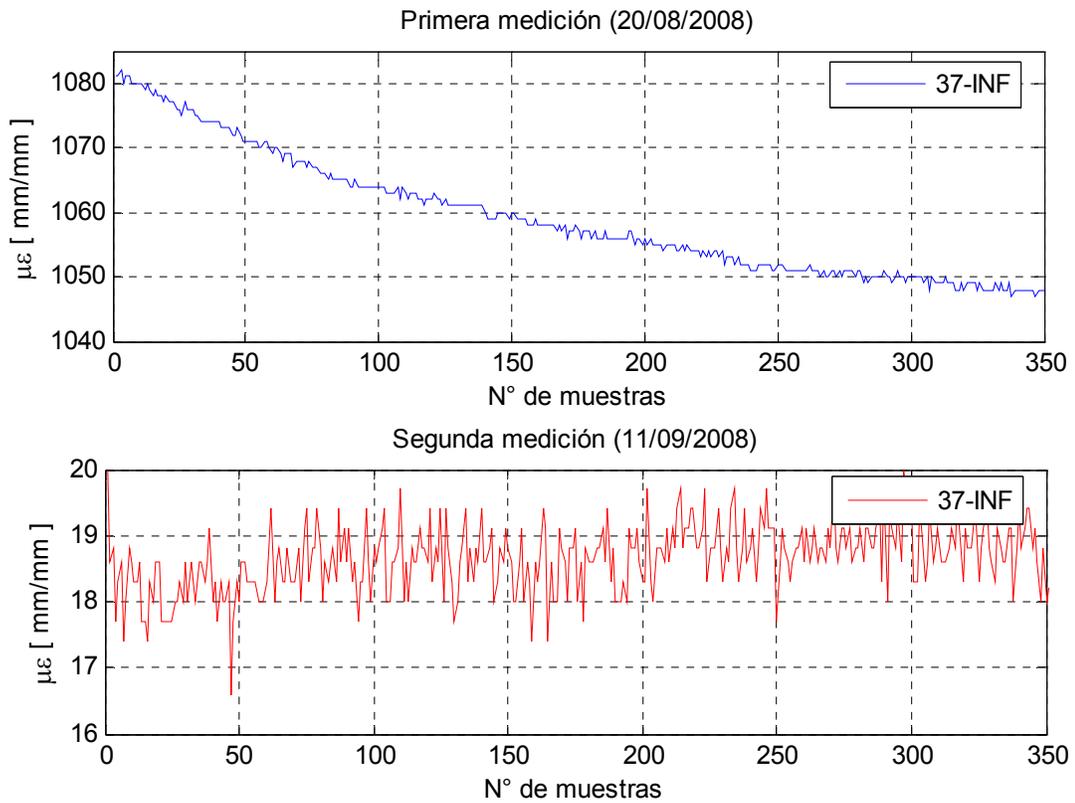


Figura 4.26: Primer y segundo registro del *strain gauge* 37-INF

La Figura 4.27 corresponde a las deformaciones calculadas empleando como referencia la segunda medición.

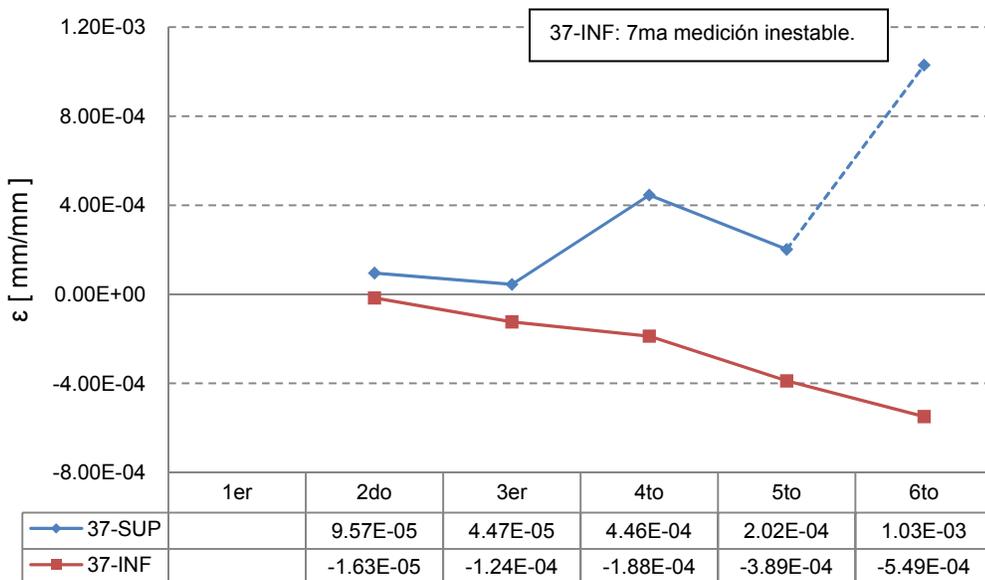


Figura 4.27: Deformación en los *strain gauges* 37-SUP y 37-INF referenciado a la segunda medición

El registro obtenido durante la séptima medición para el *strain gauge* 37-SUP se descartó del análisis que no existió justificación para su comportamiento oscilatorio (ver Figura 4.28).

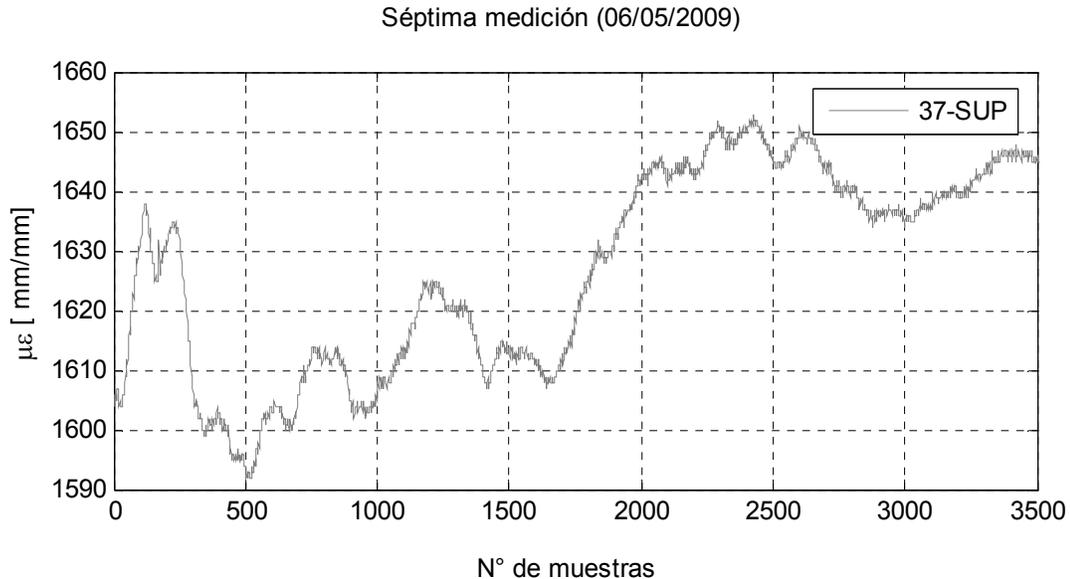
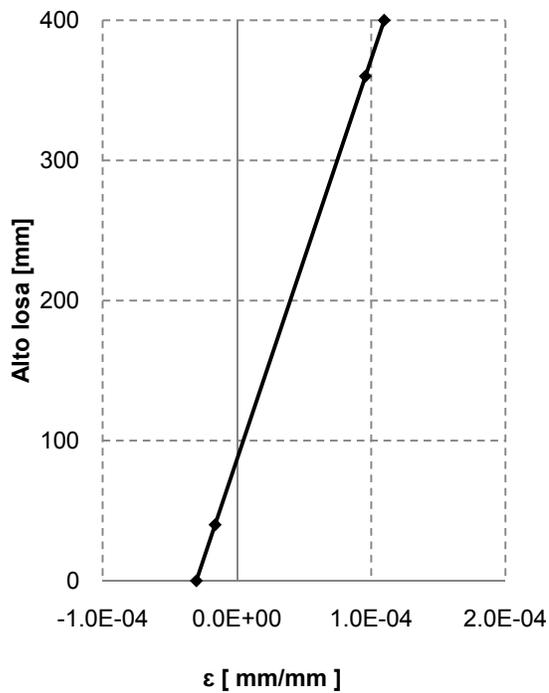


Figura 4.28: Registro séptima medición *strain gauge* 37-SUP

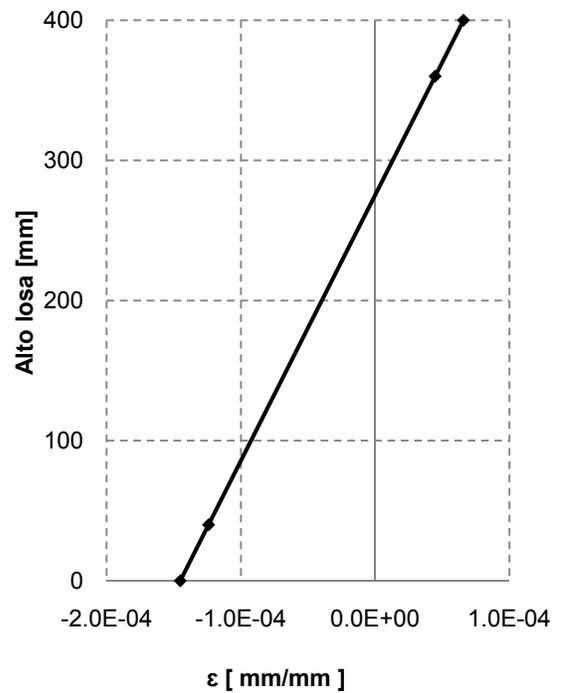
En el caso de los *strain gauges* instalados en la dirección del elemento 37, el ducto del postensado se ubicó sobre el centro de gravedad de la sección. La fuerza de postensado se aplicó en el núcleo central de la sección por lo que toda la sección analizada debe encontrarse en compresión, siendo ésta mayor en la cara superior de la losa que en la cara inferior.

El *strain gauge* 37-SUP presentó el mismo comportamiento que el *strain gauge* 24-SUP (25). Aumentó su compresión producto del segundo tensado, sufrió una descompresión a medida que aumentó el número de pisos construidos y se volvió a comprimir producto del tercer postensado. No fue posible realizar una comparación entre ambos sensores para el último estado de carga ya que en el caso del *strain gauge* 37-SUP se descartó el registro correspondiente. En el *strain gauge* 37-INF, la descompresión de la losa no fue tan evidente pero sí presentó un claro aumento en su compresión producto del segundo y tercer postensado.

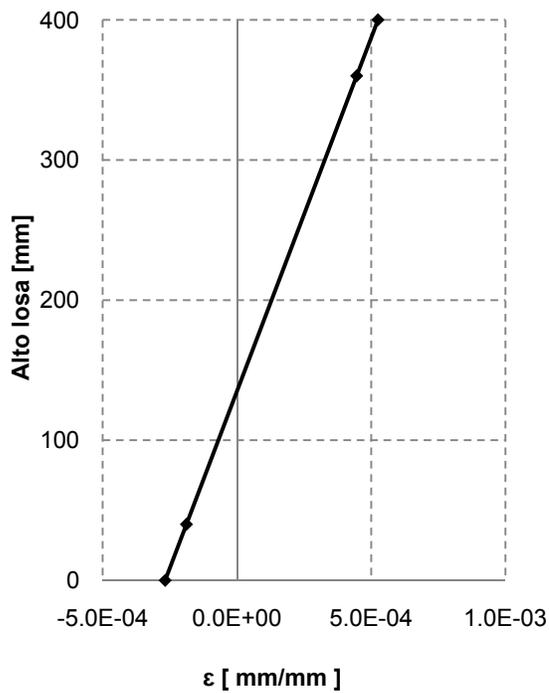
La Figura 4.29 (a) corresponde al perfil de deformaciones para el segundo estado de carga, mientras que la Figura 4.29 (b), (c) y (d) corresponden al perfil de deformaciones para el tercer, cuarto y quinto estado de carga respectivamente.



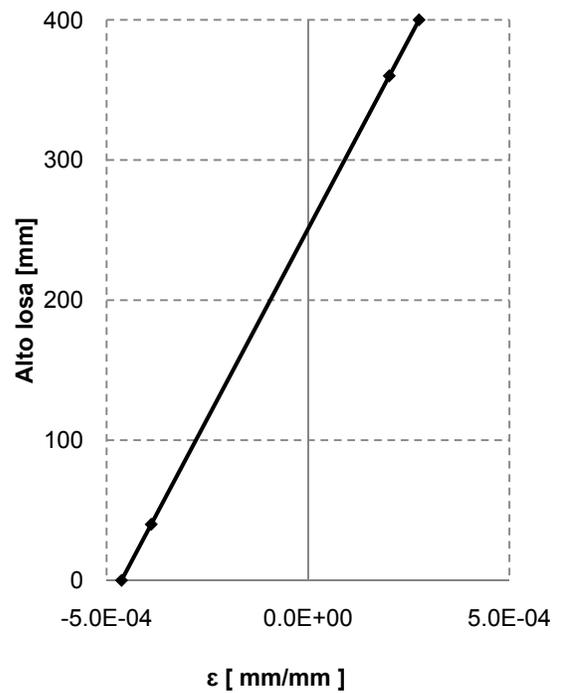
(a) Segundo estado de carga



(b) Tercer estado de carga



(c) Cuarto estado de carga



(d) Quinto estado de carga

Figura 4.29: Perfil de deformaciones perpendicular al elemento 36

Para el segundo estado de carga, el esfuerzo resultante en la sección de losa fue de 0,58 [Tonf] en tracción. Para el tercer, cuarto y quinto estado de carga la fuerza resultante de compresión en la sección de losa fue de 30 [Tonf], 16,7 [Tonf] y 82,6 [Tonf] respectivamente.

El esfuerzo obtenido para el segundo estado de carga corresponde al efecto del primer postensado sumado al esfuerzo axial proveniente de la construcción de dos nuevos pisos. Como se ha mencionado anteriormente, la tracción generada sobre la losa por el esfuerzo axial del puntal disminuye el efecto del postensado. Pero al utilizar como referencia la segunda medición y al desconocer el estado tensional correspondiente al primer postensado, no es posible afirmar que la magnitud del esfuerzo obtenido corresponda exactamente al esfuerzo real existente sobre la losa. A pesar de ello, resulta ser una buena aproximación del comportamiento de la losa ante el postensado y su relación con el avance de la obra.

Los esfuerzos obtenidos para el tercer y quinto estado de carga corresponden al efecto del postensado sobre la losa. Como era de esperarse, en ambos casos el postensado incrementó la compresión en la losa. Para el tercer postensado se conoció la magnitud real del esfuerzo aplicado a cada par de cables de la losa y la magnitud mínima requerida por diseño. La magnitud del postensado que se aplicó en la dirección de los *strain gauges* 37-SUP y 37 INF fue de 220 [Tonf] por ducto (ver Figura 3.17), mientras que el mínimo requerido era de 190 [Tonf] por ducto.

Si el efecto del postensado se considera uniforme, para una sección de 400 [mm] x 500 [mm], el esfuerzo de compresión obtenido debió ser de 95 [Tonf]. El esfuerzo obtenido a partir de los datos adquiridos en terreno fue un 13% menor que el esfuerzo correspondiente al postensado real aplicado pero fue equivalente al mínimo requerido por diseño. La diferencia existente entre el esfuerzo determinado teóricamente y el realmente aplicado se debió a que, al desconocer el estado tensional inicial de la sección, el esfuerzo determinado corresponde sólo a una aproximación.

El esfuerzo aplicado realmente a cada ducto se obtuvo gracias a que se conoció la fuerza aplicada por el gato hidráulico al momento de tensar cada cable. Debido al efecto de Poisson y la distribución en ambas direcciones de los ductos de postensado, existe una acomodación de los esfuerzos en la losa. Por lo tanto, no necesariamente el esfuerzo aplicado a los cables va a ser equivalente al determinado a partir de los datos adquiridos en terreno.

4.4 Datos columnas

4.4.1 Datos columna 21

Los cuatro *strain gauges* instalados en la columna 21 se encontraron en funcionamiento, pero a priori sólo tres de ellos presentaron un registro apto para ser empleado en el cálculo del perfil de deformaciones. En la Figura 4.30 se indican las deformaciones de los *strain gauges* mencionados referenciados a la primera medición.

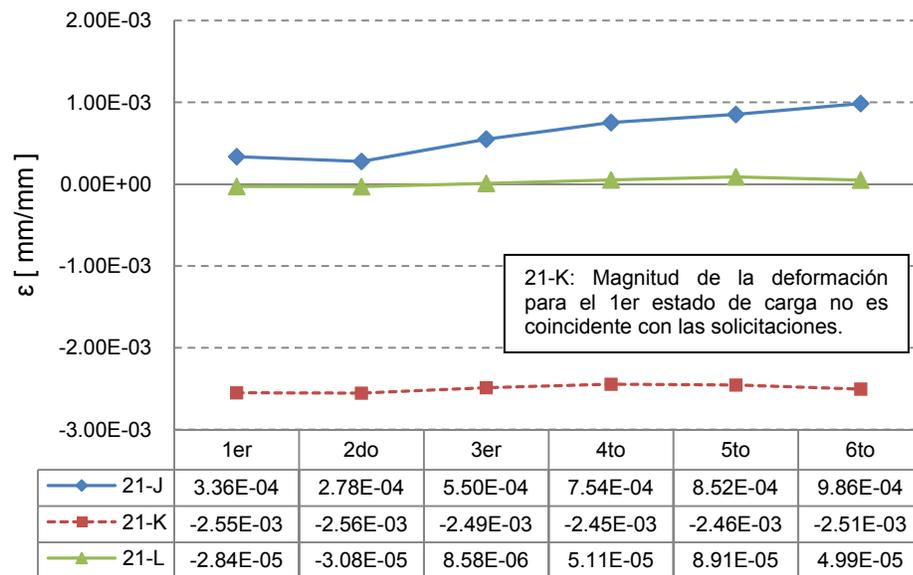


Figura 4.30: Deformación de los *strain gauge* instalados en la columna 21 referenciados a la primera medición

En el caso del *strain gauge* 21-K, la deformación asociada al primer estado de carga fue cercana a la capacidad máxima en compresión del hormigón siendo inconsistente con las solicitación existen al momento de realizar las mediciones. Esta inconsistencia fue producto de lo inestable del primer registro obtenido. Para analizar las deformaciones, que afectan al *strain gauge* en cuestión, se utilizó como referencia el registro correspondiente a la segunda medición ya que éste no presentó ninguna alteración (ver Figura 4.31).

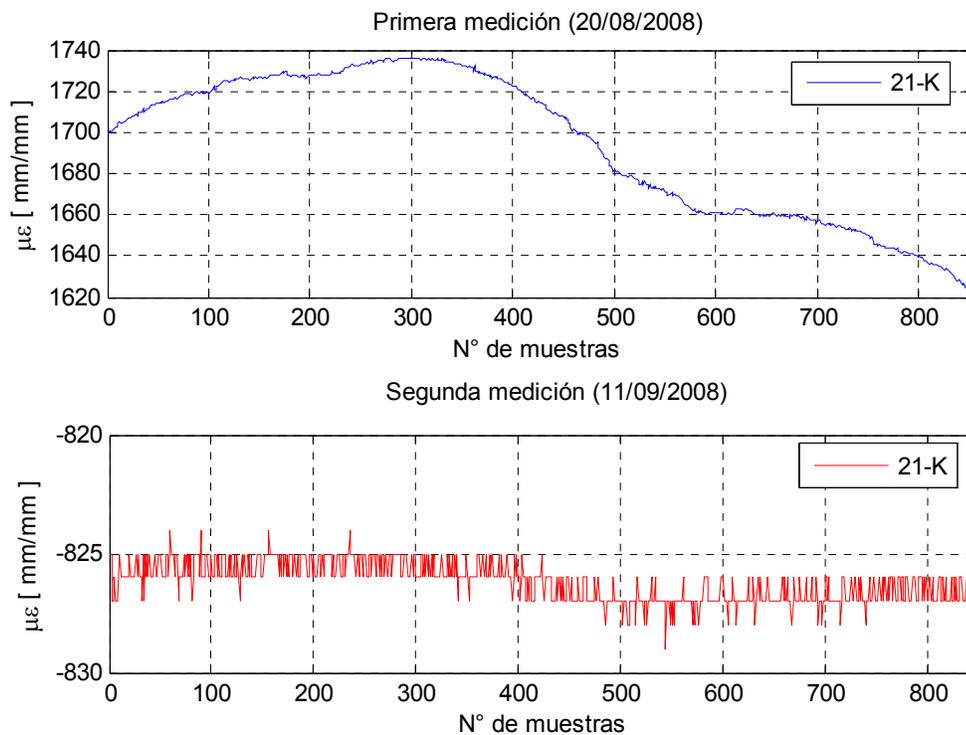


Figura 4.31: Comparación entre la primera medición y la segunda medición en el *strain gauge* 21-K

Los datos de la Figura 4.32 corresponden a las deformaciones de los *strain gauges* instalados en la columna 21 calculados utilizando como referencia la segunda medición.

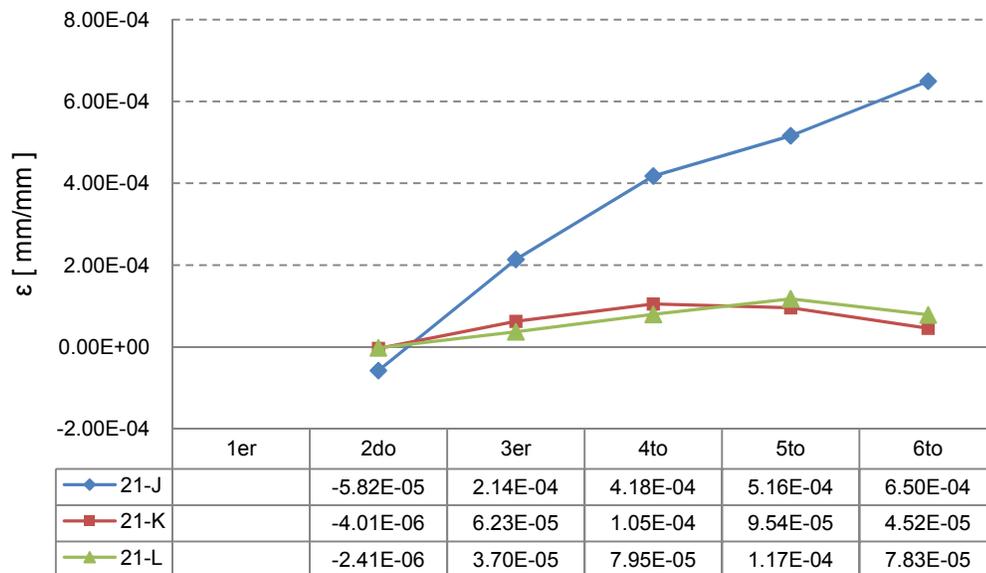


Figura 4.32: Deformación de los *strain gauges* instalados en la columna 21 referenciados a la segunda medición

Para analizar la respuesta de la columna a las solicitaciones externas, fue necesario determinar la deformación del *strain gauge* 21-K para el primer estado de carga. Como los *strain gauge* 21-K y 21-L se encontraban instalados en la misma ala del perfil de acero y al referenciarlos a la segunda medición (ver Figura 4.30) su comportamiento fue bastante similar, se supuso que para el primer estado de carga la deformación obtenida para el *strain gauge* 21-K fue la misma que la obtenida para el *strain gauge* 21-L. Así fue posible analizar los resultados obtenidos para los seis estados de carga.

De la misma Figura 4.32, se concluyó que no es válido emplear los resultados del *strain gauge* 21-J para el análisis de la sección. De emplear este registro, el esfuerzo resultante sobre la columna sería de tracción; resultado que no sería consistente con las solicitaciones a las que se encontraba sometido el elemento.

La Figura 4.33 corresponde a la deformación en los únicos *strain gauges* que presentaron resultados válidos para el análisis del comportamiento de la columna.

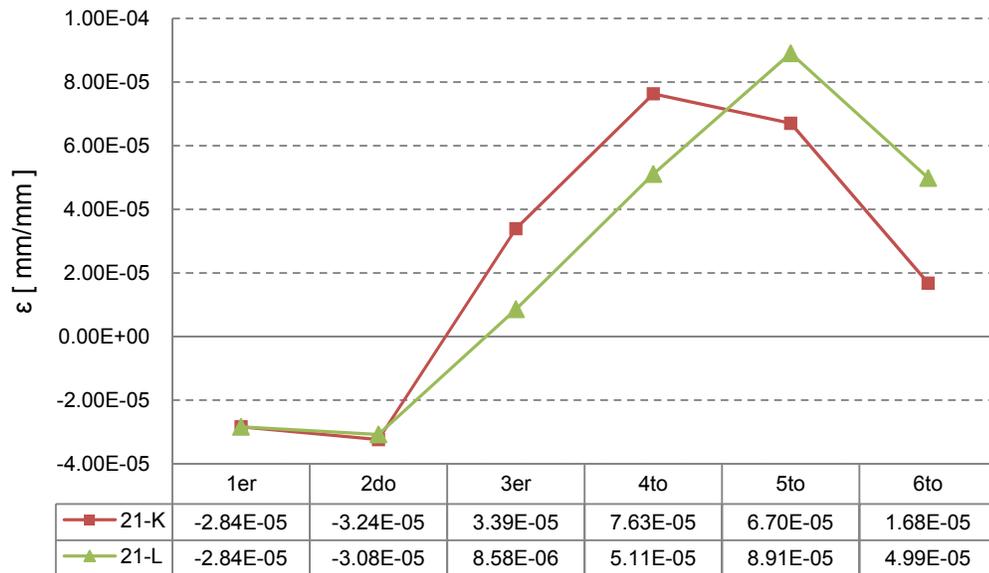


Figura 4.33: Deformación de los *strain gauges* instalados en la columna 21

Como se mencionó anteriormente, los *strain gauge* 21-K y 21-L se encontraban instalados en la misma ala del perfil, equidistantes al alma de éste. De existir flexión sólo en torno al eje fuerte del perfil, ambos *strain gauge* debiesen mantener la misma deformación pero al corregir la primera medición del *strain gauge* 21-K fue imposible reconocer si existió o no flexión fuera del plano. Esta situación se normalizó a partir del tercer estado de carga donde quedó en evidencia el efecto de ésta. En el caso de los datos obtenidos en terreno, la diferencia que existió entre las deformaciones para un mismo estado de carga fue producto de la flexión en torno al eje débil. Esta diferencia se mantuvo relativamente constante entre los estado de carga ($\epsilon \approx 2.6E-05$), traduciéndose en una flexión fuera del plano cuya magnitud no varió mayormente de un estado de carga al otro. Este comportamiento se apreció, claramente, en el modelo teórico de la estructura donde la magnitud del momento fuera del plano no varió más de un 25% entre estados de carga.

La posición de los *strain gauge* 21-K y 21-L era tal que se esperaba que para los seis estados de carga, éstos se encuentren comprimidos. Pero al analizar el modelo teórico de la estructura se apreció que la distancia desde la losa hasta el punto de inflexión del diagrama de momento, tanto para el momento en torno al eje fuerte como para el momento en torno al eje débil, disminuyó a medida que aumentaban los pisos construidos. El cambio de polaridad que sufrieron los *strain gauge* 21-K y 21-L, de compresión a tracción, se debió justamente a que se encontraban instalados en las cercanías del punto de inflexión y se vieron afectados por este fenómeno.

Al contar sólo con dos *strain gauges* en correcto funcionamiento, no fue posible determinar el perfil de deformaciones de la sección ni mucho menos los esfuerzos a los que ésta se vio sometida.

4.4.2 Datos columna 33

Debido al daño en los sensores instalados en la columna 33 (efecto de la construcción), no se obtuvieron las deformaciones para todos los estados de carga. El número de *strain gauge* instalados en el elemento 33 y su posición impidió determinar con certeza su perfil de deformaciones.

La Figura 4.34 corresponde a las deformaciones resultantes en los *strain gauges* referenciados a la primera medición.

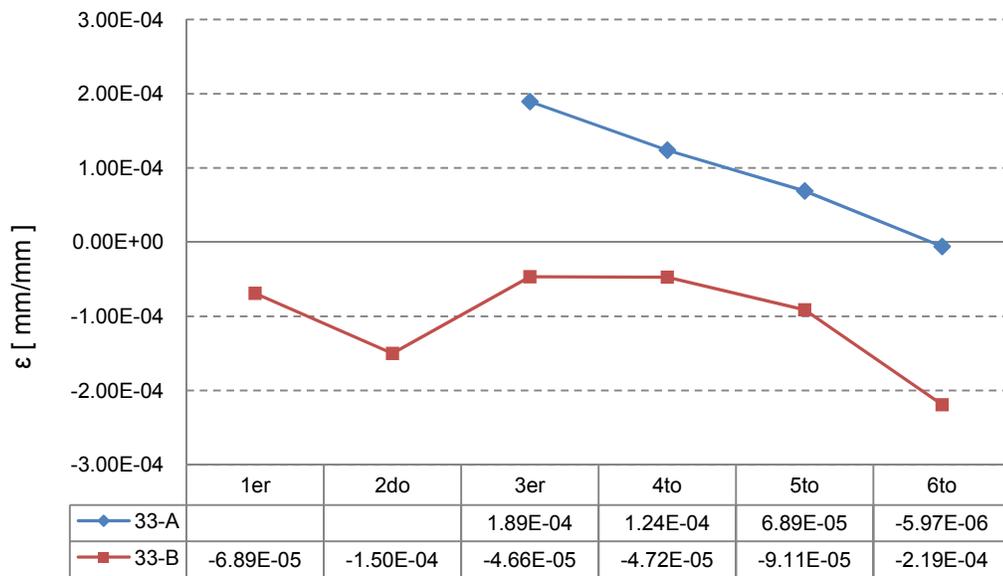


Figura 4.34: Deformación de los *strain gauges* instalados en la columna 33 referenciados a la primera medición

La sexta medición se realizó al encontrarse terminada la obra gruesa. En este momento, considerando la distribución de la planta, las columnas de igual geometría estaban sometidas a las mismas solicitaciones. Por lo tanto, para determinar el perfil de deformaciones y los esfuerzos correspondientes al sexto estado de carga, resultó válido combinar los resultados obtenidos de los *strain gauges* de las columnas 21 con los de la columna 33. Sólo fue posible realizar este análisis para el sexto estado de carga ya que, para los estados de carga anteriores, la secuencia constructiva se traduce en que columnas idénticas se encuentren sometidas a distintas solicitaciones.

La Figura 4.35 corresponde al perfil de deformaciones para el sexto estado de carga en la columna 33. Éste se determinó a partir de los resultados obtenidos de los *strain gauges* instalados en la columna 21 junto a los resultados obtenidos de la columna 33.

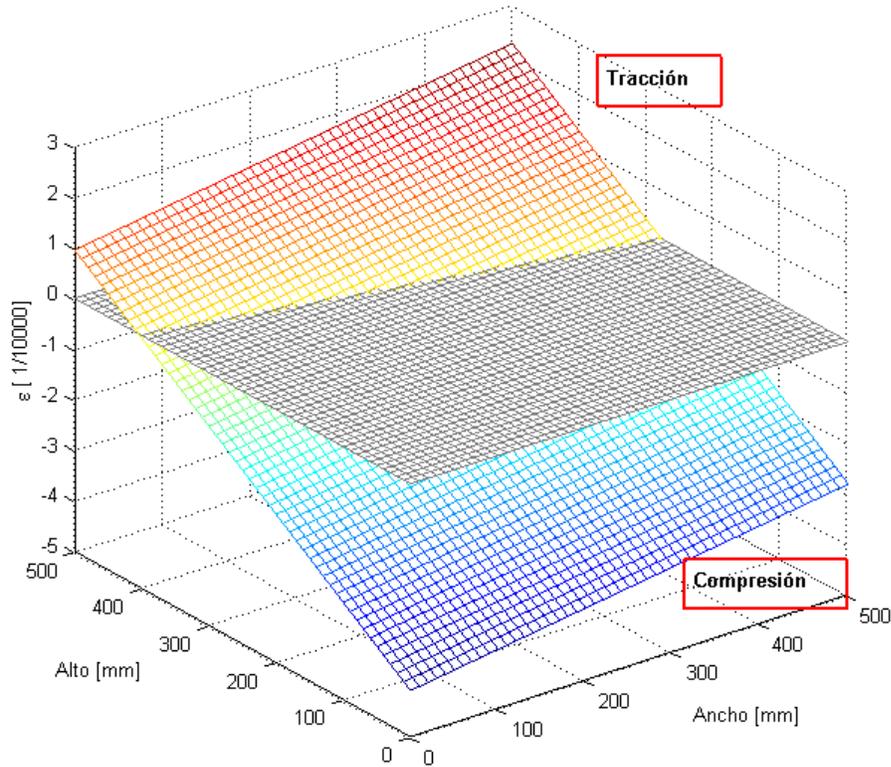


Figura 4.35: Perfil de deformaciones en la columna 33, sexto estado de carga

Para el sexto estado de carga, el perfil de deformaciones obtenido corroboró lo observado en el modelo teórico. La flexión estuvo presente en ambos ejes, siendo la flexión en torno al eje de mayor inercia la de mayor magnitud. La cara de la columna que daba hacia el interior del edificio se encontraba comprimida; por lo tanto, el punto de inflexión del diagrama de momento se encontraba bajo la sección implementada, es decir, a menos de 145 [cm] desde el borde superior de la losa.

El esfuerzo axial resultante sobre la columna fue de compresión y equivalente a 121 [Tonf], un 30% menor que el valor teórico entregado por el modelo de la estructura.

4.4.3 Datos columna 24

De los 4 *strain gauges* instalados en la columna 24, el sensor 24-D sufrió el corte del cable que permite realizar la adquisición de datos (ver Figura 4.36). Además, en el caso del *strain gauge* 24-A, al realizar la tercera medición (correspondiente al segundo estado de carga) el cable se encontró cortado. No se obtuvo un registro de las deformaciones para este sensor en esa oportunidad, pero se reparó para las futuras mediciones.

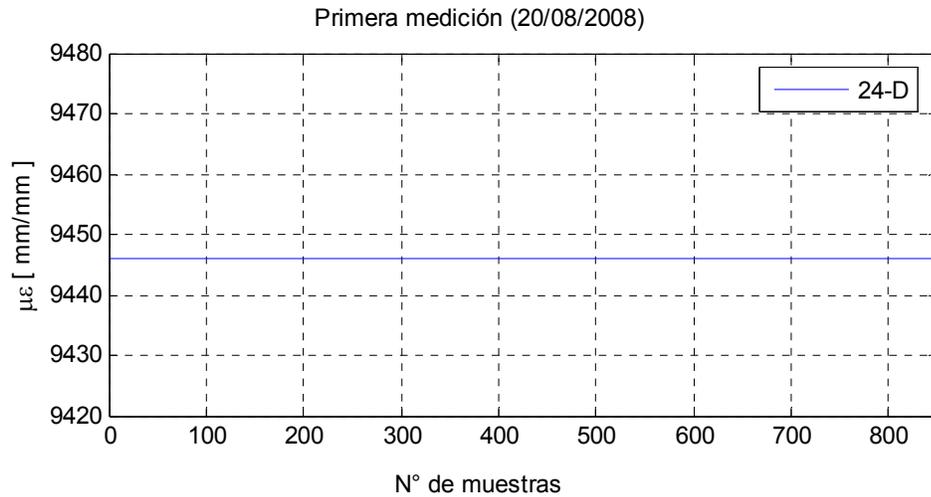


Figura 4.36: Registro primera medición *strain gauge* 24-D

La Figura 4.37 corresponde a las deformaciones registradas para la columna 24 referenciadas a la primera medición.

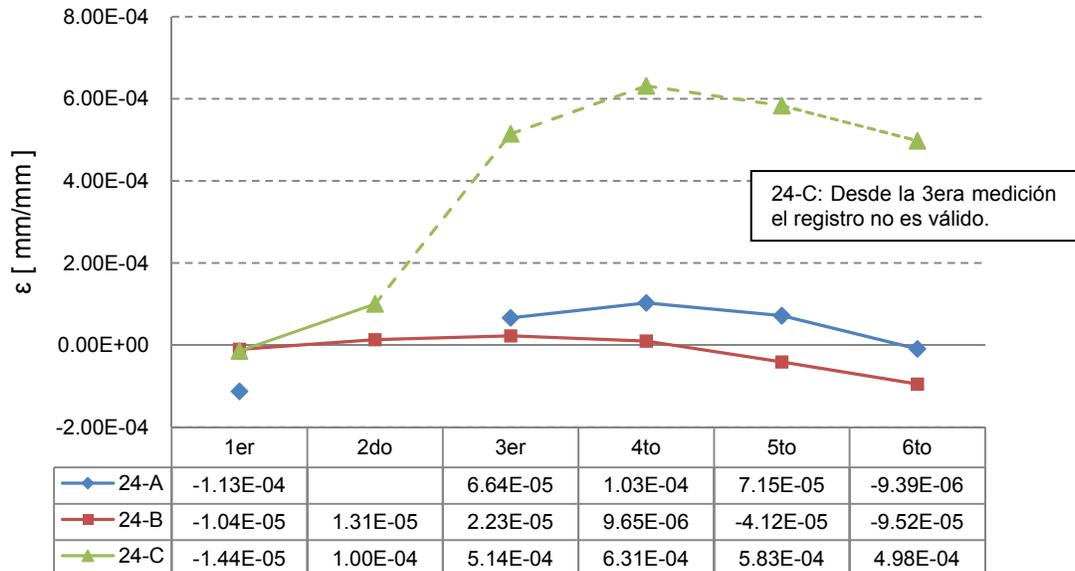


Figura 4.37: Deformación de los *strain gauges* instalados en la columna 24 referenciados a la primera medición

Producto de alteraciones en el registro del *strain gauge* 24-C durante la cuarta medición, las deformaciones obtenidas desde el tercer estado de carga en adelante no fueron válidos. Por lo tanto, sólo fue posible determinar el perfil de deformaciones para el primer estado de carga.

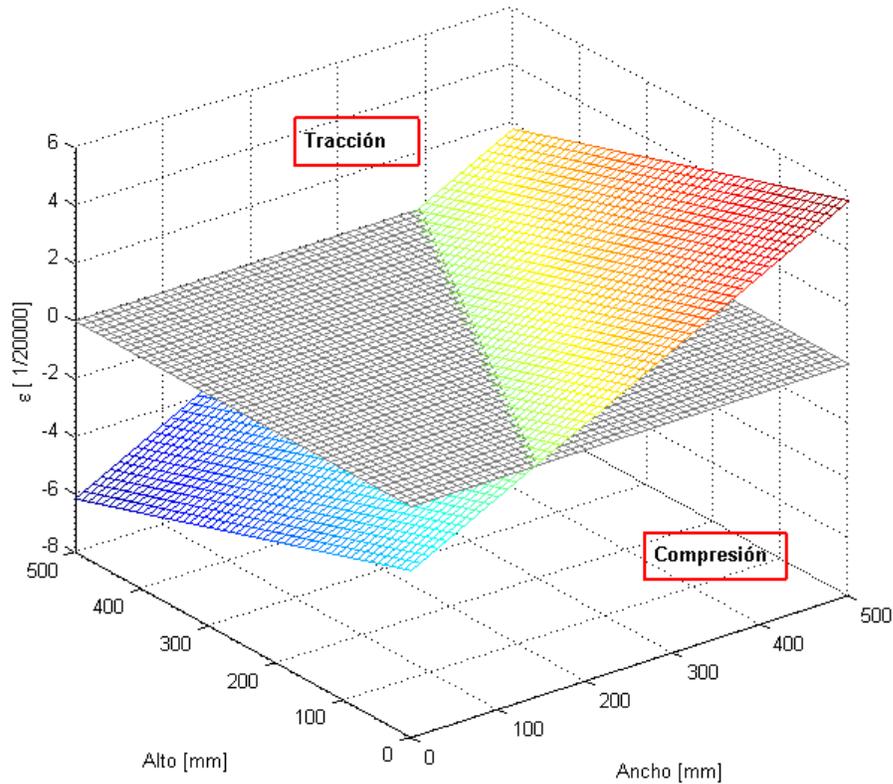


Figura 4.38: Perfil de deformaciones en la columna 24, primer estado de carga

La Figura 4.38 corresponde al perfil de deformaciones de la columna 24 obtenido a partir de los datos adquiridos en terreno. En este caso, la flexión principal ocurrió en la dirección de menor inercia. Este comportamiento se explica debido a la mayor inclinación de la columna 24 en la dirección paralela a la fachada, como muestra la Figura 4.39. Las cargas de peso propio, indicadas por las cargas P en cada piso, deben ser equilibradas por un esfuerzo interno de compresión en la columna 24, más flexión y corte en torno al eje débil. En cambio, la columna 21 tiene una inclinación casi nula en la dirección de la fachada, desarrollando una flexión considerablemente menor en torno al eje débil.

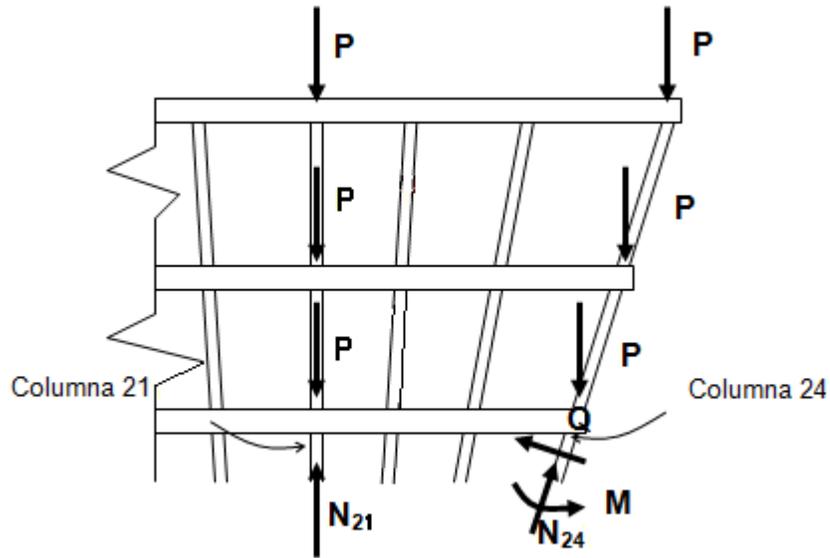


Figura 4.39: Esquema de elevación columnas 20 a la 24

En la columna 24 se repitió la misma situación que en la columna 21. Los únicos *strain gauges* en correcto funcionamiento fueron los instalados en el ala del perfil que daba hacia el exterior de la fachada, resultados que se aprecian en la Figura 4.40.

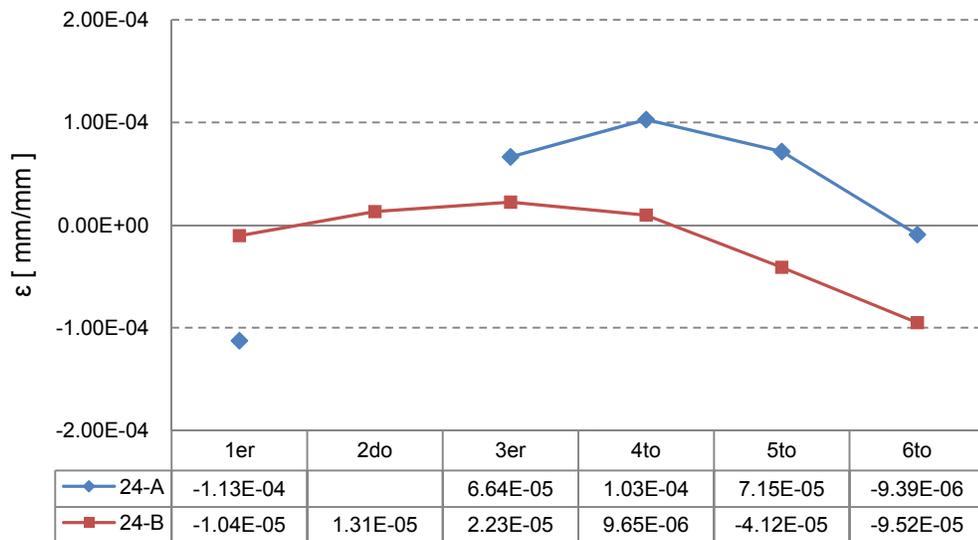


Figura 4.40: Deformación de los *strain gauges* instalados en la columna 24

Al analizar el modelo teórico de la estructura para cada uno de los seis estados de carga, en la columna 24, al igual que en la columna 21, a medida que aumentaba el número de pisos construidos disminuía la distancia desde la losa al punto de inflexión del diagrama de momento. Esta situación ocurrió tanto para el momento en torno al eje fuerte como para el momento en torno al eje débil. El cambio de polaridad en las deformaciones obtenidas se debió justamente a que los sensores se vieron afectados por este fenómeno.

4.4.4 Datos columna 36

Producto de daños por efecto de la construcción en los sensores instalados en la columna 36, no se obtuvieron las deformaciones para todos sus estados de carga. En Figura 4.41 se observa la deformación resultante utilizando como referencia el primer registro.

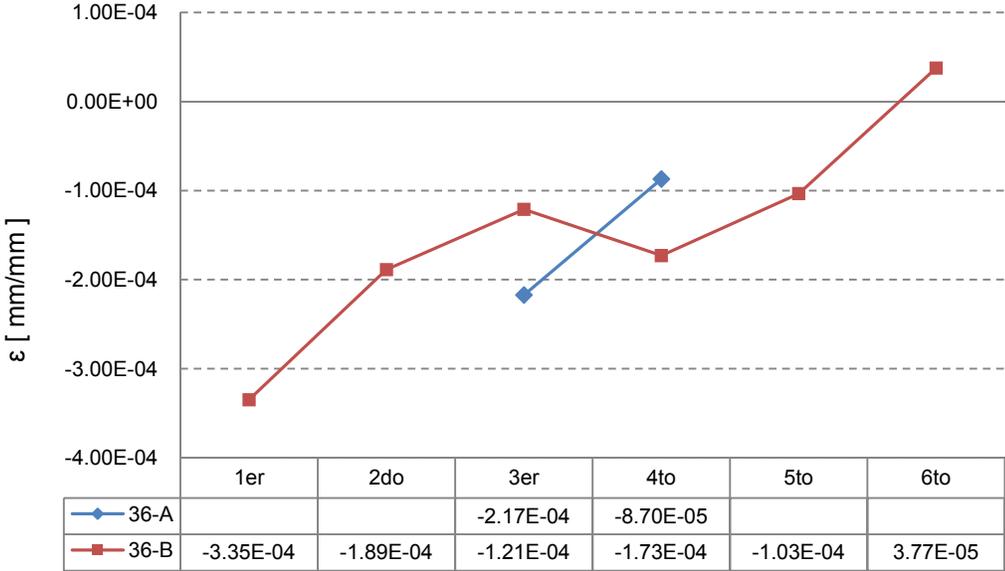


Figura 4.41: Deformación de los *strain gauges* instalados en la columna 36

4.5 Datos puntales

4.5.1 Datos puntal 21

Se implementaron dos secciones del puntal 21, cada una con cuatro *strain gauge* (ver Figura 3.8).

Para la sección A-A, las deformaciones se determinaron utilizando como referencia la primera medición, valores que se indican en la Figura 4.42. Para el *strain gauge* 21-A, producto del corte en el cable que permite realizar la adquisición de datos, no se determinó la deformación correspondiente al segundo y tercer estado de carga.

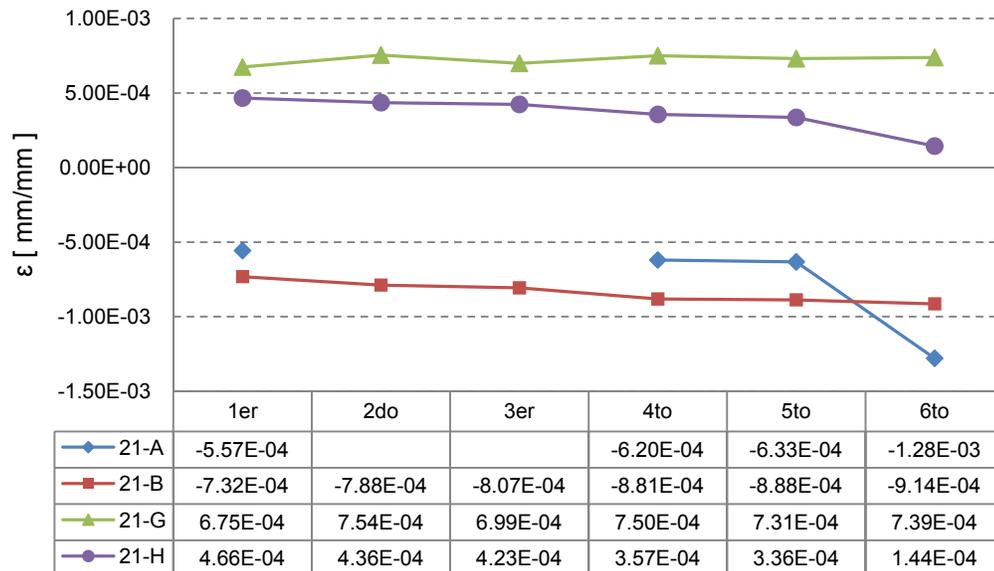


Figura 4.42: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección A-A del puntal 21

Al utilizar la primera medición como referencia para calcular las deformaciones, el orden de magnitud de éstas, no fue coincidente con la magnitud de las deformaciones obtenidas a partir del modelo teórico de la estructura. Para el primer estado de carga, el modelo teórico predijo deformaciones del orden de 10^{-5} , mientras que las deformaciones obtenidas fueron un orden de magnitud mayor. Al analizar los datos de la Figura 4.42, la flexión se produjo en torno al eje débil de la sección. Al comparar los resultados obtenidos con los del puntal 33, donde las deformaciones si fueron del orden de magnitud correcto y donde la flexión si ocurrió en torno al eje de mayor inercia tal como lo señaló el modelo teórico, se concluyó que no es válido utilizar como referencia los registros obtenidos durante la primera medición.

La Figura 4.43 corresponde a las deformaciones de la sección A-A utilizando como referencia la segunda medición.

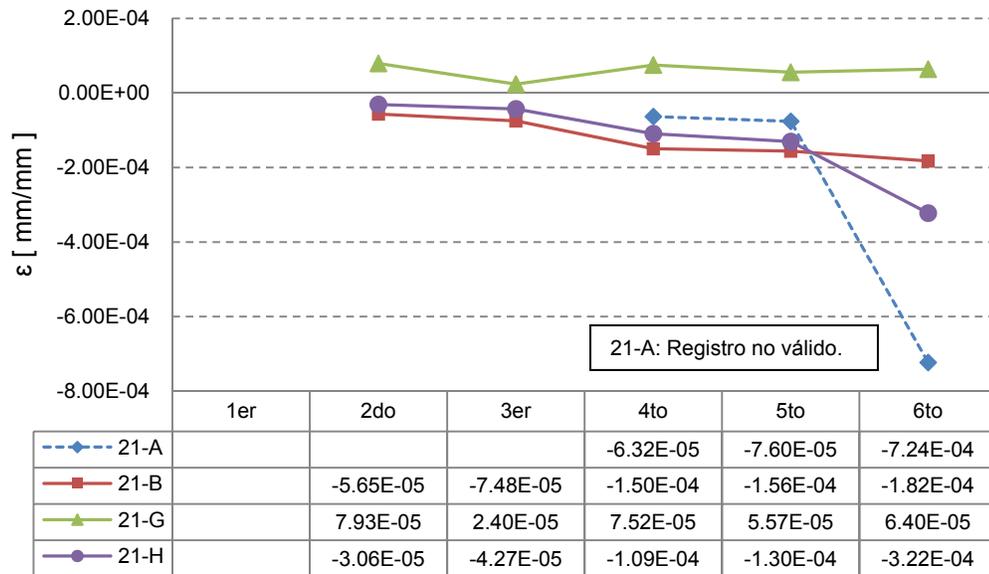


Figura 4.43: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección A-A del puntal 21 referenciados a la segunda medición

Al analizar los datos de la Figura 4.43, se apreció que no sólo la magnitud de las deformaciones fue coincidente con los resultados del modelo teórico sino que además la dirección de la flexión coincidió con la obtenida teóricamente. No se utilizaron los datos obtenidos por el *strain gauge* 21-A.

Para el primer estado de carga se recuperaron los esfuerzos del modelo teórico realizado en Etabs (ver Figura 4.44). Obtenido el perfil de deformaciones correspondiente, se recuperó la deformación en los puntos donde se encontraban instalados los *strain gauges*. Este análisis no sólo permitió conocer las deformaciones correspondientes al primer estado de carga sino que además, en conjunto con los datos de la Figura 4.43, permitió obtener las deformaciones en el perfil de la sección para los seis estados de carga estudiados.

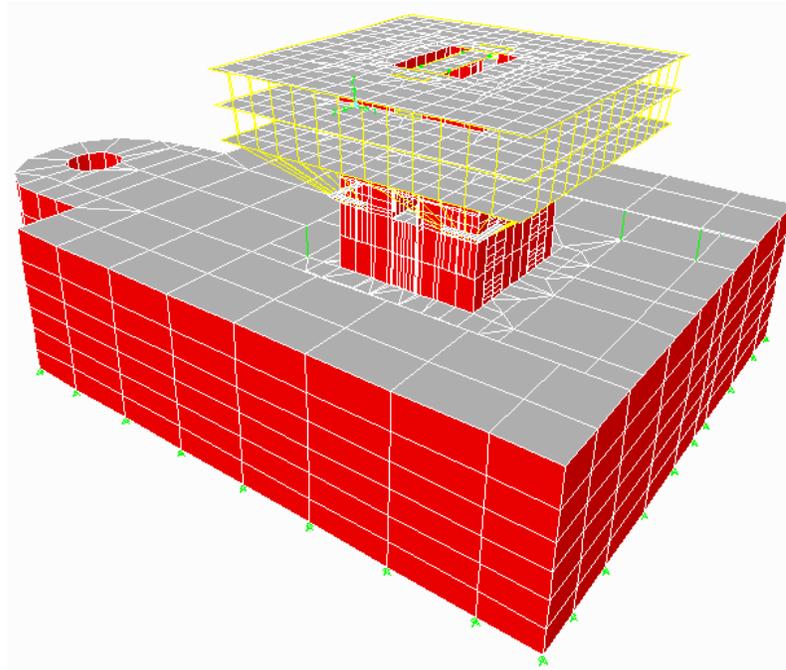


Figura 4.44: Modelo teórico en Etabs para el primer estado de carga

Los perfiles de deformaciones de la sección se determinaron a partir de los datos de la Figura 4.45, que corresponden a las deformaciones obtenidas del modelo Etabs junto a los datos de obtenidos en terreno referenciados a la segunda medición.

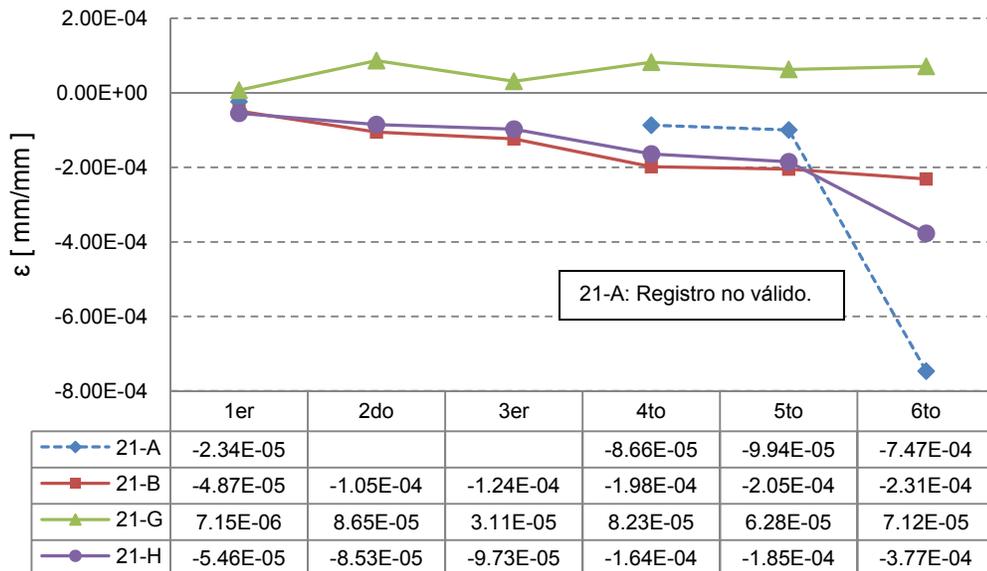


Figura 4.45: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección A-A del puntal 21 utilizando datos del modelo Etabs

La Figura 4.46, Figura 4.47, Figura 4.48, Figura 4.49 y Figura 4.50 corresponden al perfil de deformaciones para el primer, segundo tercer, cuarto y quinto estado de carga respectivamente. No se consideró válido el perfil de deformaciones correspondiente al sexto estado de carga.

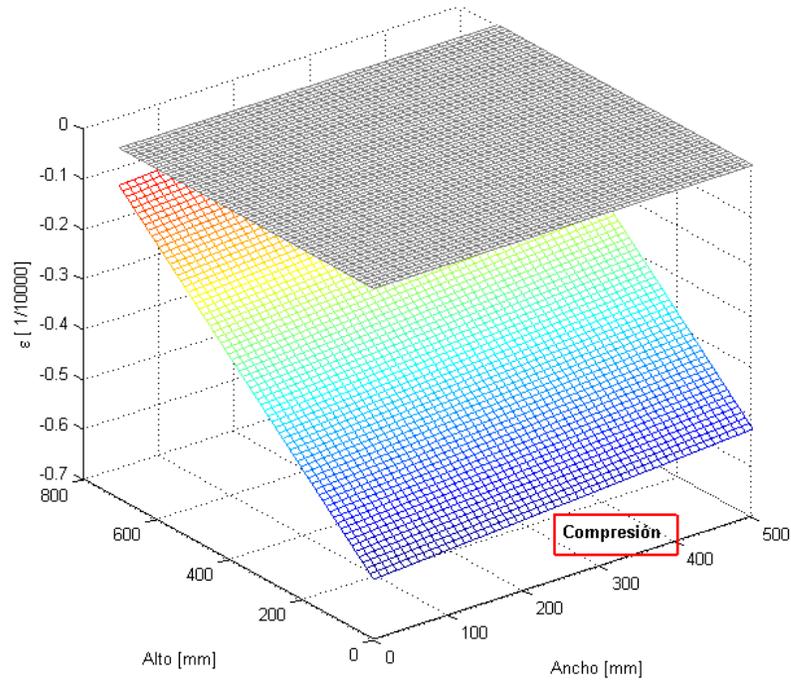


Figura 4.46: Perfil de deformaciones en el puntal 21, primer estado de carga

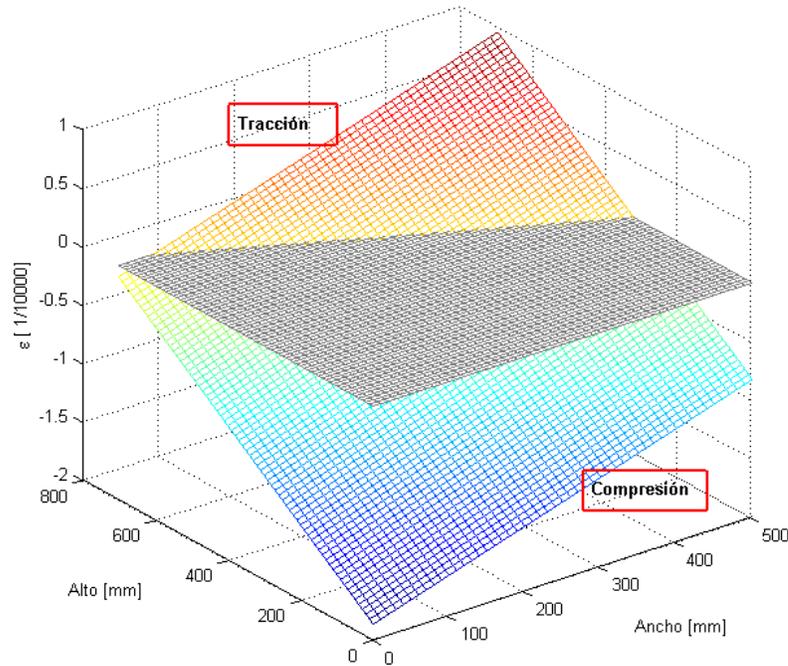


Figura 4.47: Perfil de deformaciones en el puntal 21, segundo estado de carga

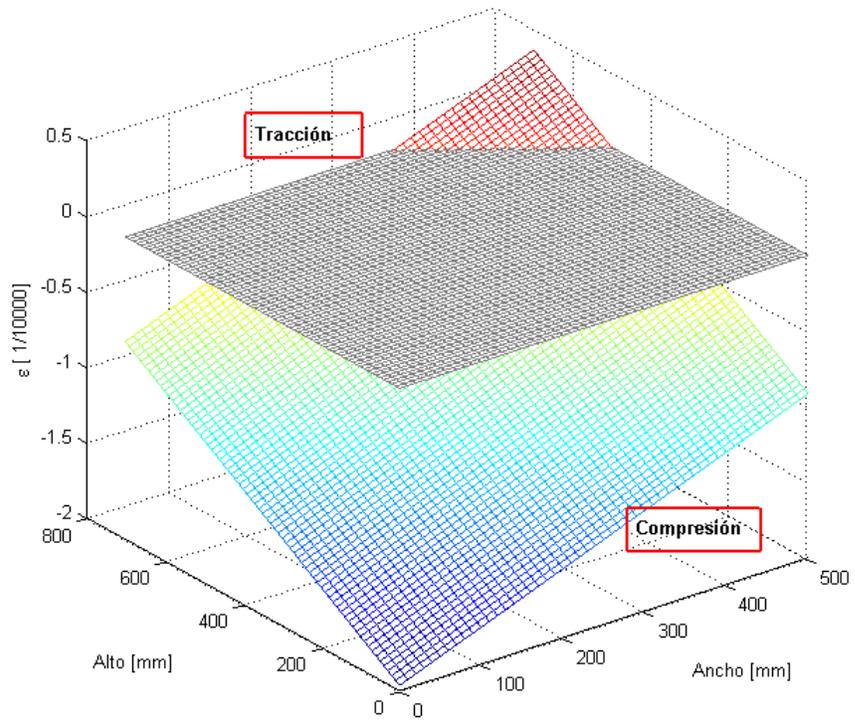


Figura 4.48: Perfil de deformaciones en el puntal 21, tercer estado de carga

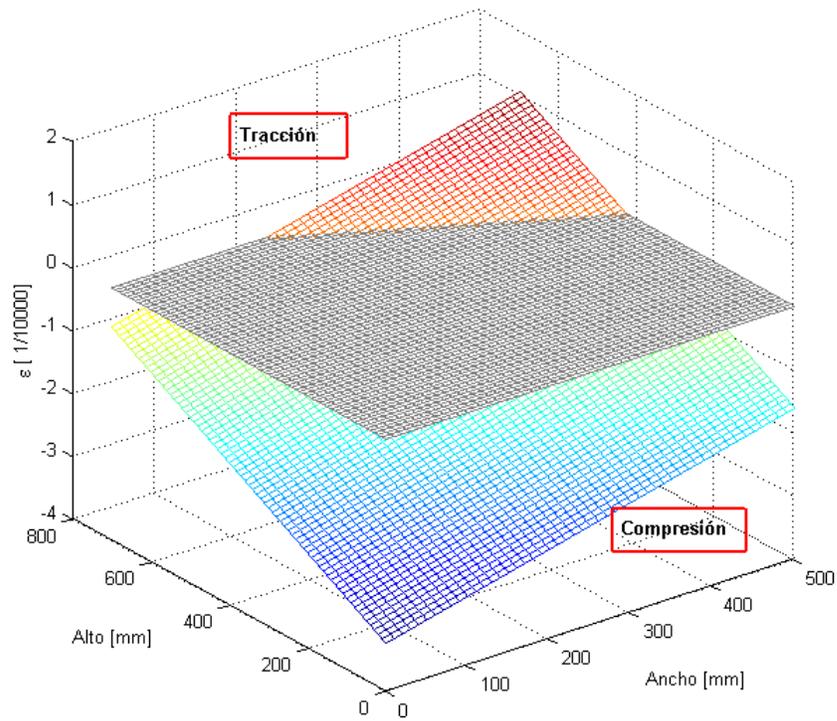


Figura 4.49: Perfil de deformaciones en el puntal 21, cuarto estado de carga

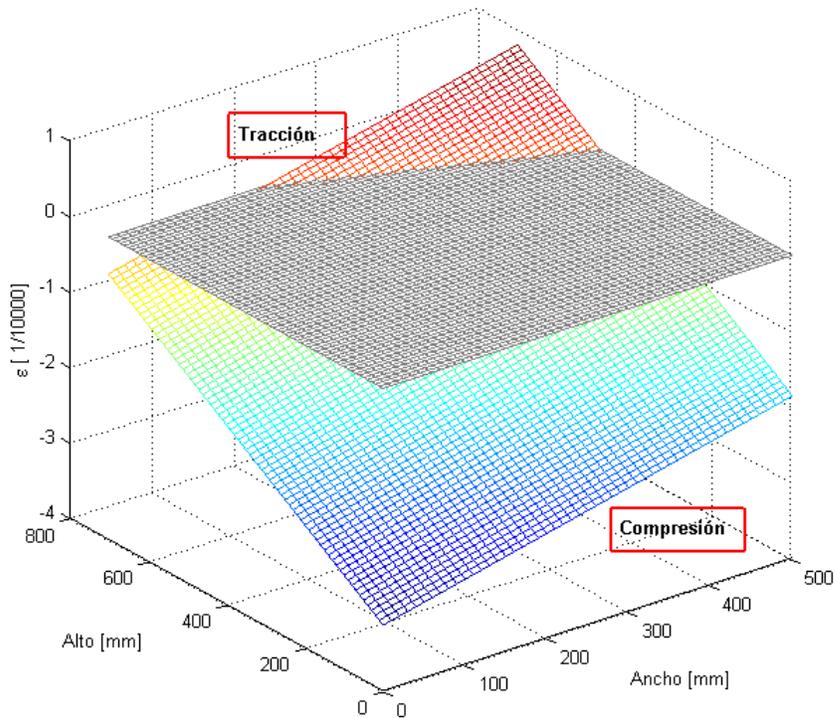


Figura 4.50: Perfil de deformaciones en el puntal 21, quinto estado de carga

Al determinar el esfuerzo resultante sobre la sección, se obtuvo que para el primer, segundo, tercer y cuarto estado de carga el esfuerzo axial de compresión fue de 47 [Tonf], 81 [Tonf], 126 [Tonf] y 178 [Tonf] respectivamente. Para el quinto estado de carga, el esfuerzo axial resultante fue de 185 [Tonf]. Debido a una alteración en el registro obtenido para el *strain gauge* 21-G, durante la sexta medición (ver Figura 4.51), el incremento del esfuerzo axial entre el cuarto y el quinto estado de carga no coincidió con el incremento en las solicitaciones (cuatro pisos construidos).

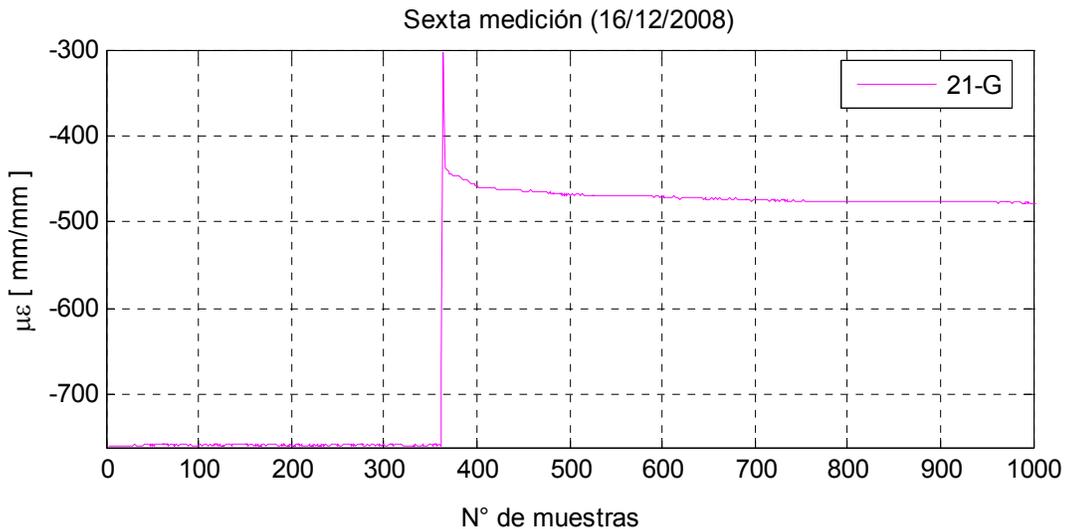


Figura 4.51: Registro completo de la sexta medición *strain gauge* 21-G

El comportamiento del *strain gauge* 21-G se repitió en todos los sensores que se encontraban conectados, a través del mismo cable, al sistema de adquisición de datos. En los otros registros, la perturbación fue mucho más leve sin verse mayormente afectadas las magnitudes de los resultados. Para determinar el perfil de deformaciones correspondiente al quinto estado de carga se utilizaron los primeros 350 puntos, ya que el registro y su promedio se mantuvieron estables y dentro del orden de magnitud de los registros de las mediciones anteriores.

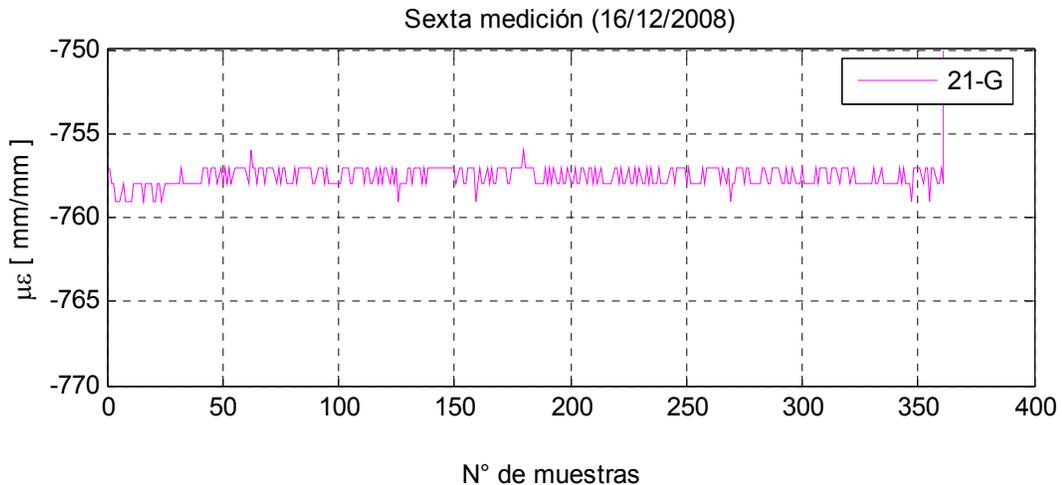


Figura 4.52: Registro utilizado para el *strain gauge* 21-G

La orientación de los perfiles de deformaciones obtenidos para los primeros cinco estados de carga coincidió con los resultados entregados por el modelo Etabs. El puntal se comprimió para todos sus estados de carga, la dirección que controló la flexión en el elemento fue la flexión en torno al eje de mayor inercia y la flexión en torno al débil fue considerablemente menor. Al considerar la estructura sometida sólo a su peso propio, los esfuerzos determinados a partir de los datos adquiridos en terreno fueron hasta un 30% mayor que los determinados a partir del modelo teórico (ver Figura 4.77, Figura 4.78 y Figura 4.79).

Cabe mencionar que la magnitud del esfuerzo determinado teóricamente sólo pudo ser utilizada como referencia para corroborar el orden de magnitud de los esfuerzos obtenidos. Los esfuerzos existentes al momento de las mediciones no sólo corresponden al peso propio de la estructura sino que existen esfuerzos adicionales provenientes del acopio de material y escombros, moldaje, el soporte de las grúas, que no se consideraron en el modelo ya que son imposibles de estimar con precisión.

En la sección B-B, sólo dos de los cuatro *strain gauges* instalados mantuvieron un registro estable que permitió considerar válidos los resultados obtenidos. Los *strain gauges* 21-C y 21-D fueron descartados del análisis (ver Figura 4.53).

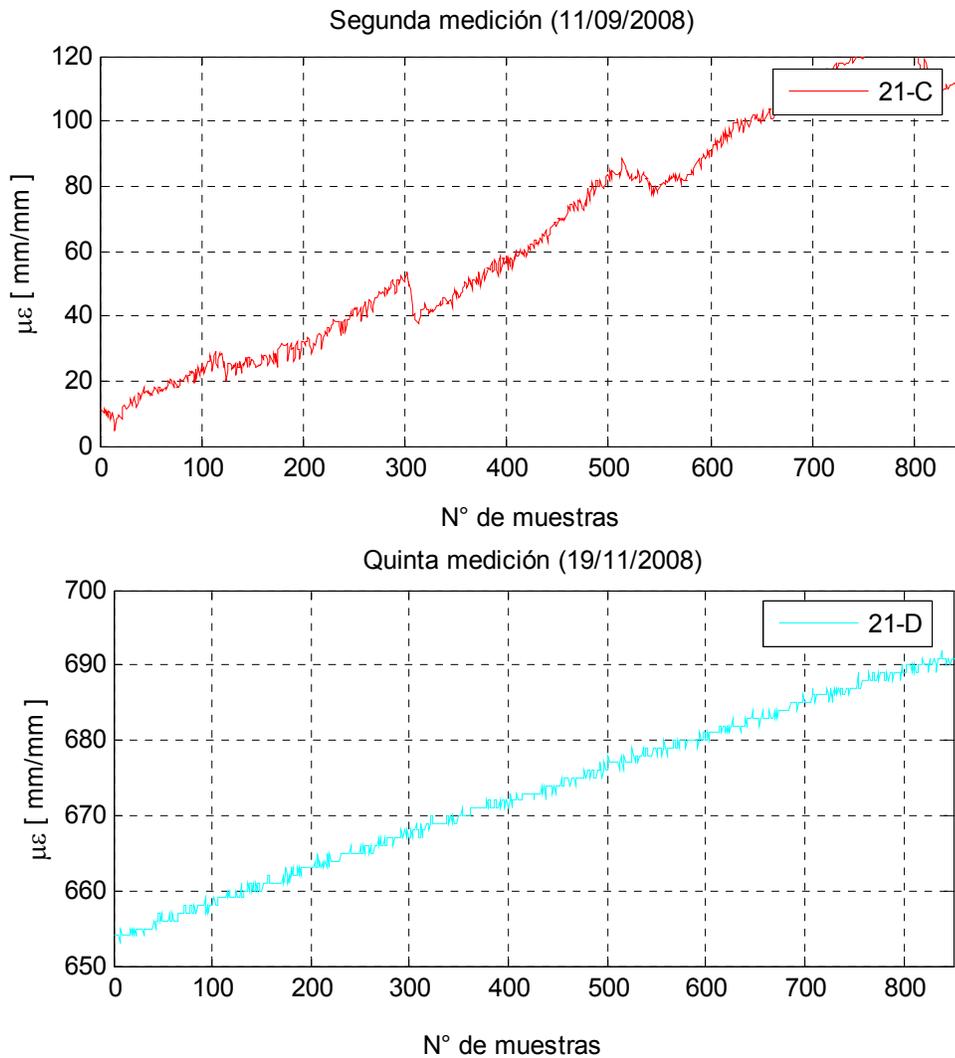


Figura 4.53: Registro *strain gauge* 21-C y 21-D

La Figura 4.54 corresponde a la deformación en los *strain gauges* 21-E y 21-F utilizando como referencia la primera medición.

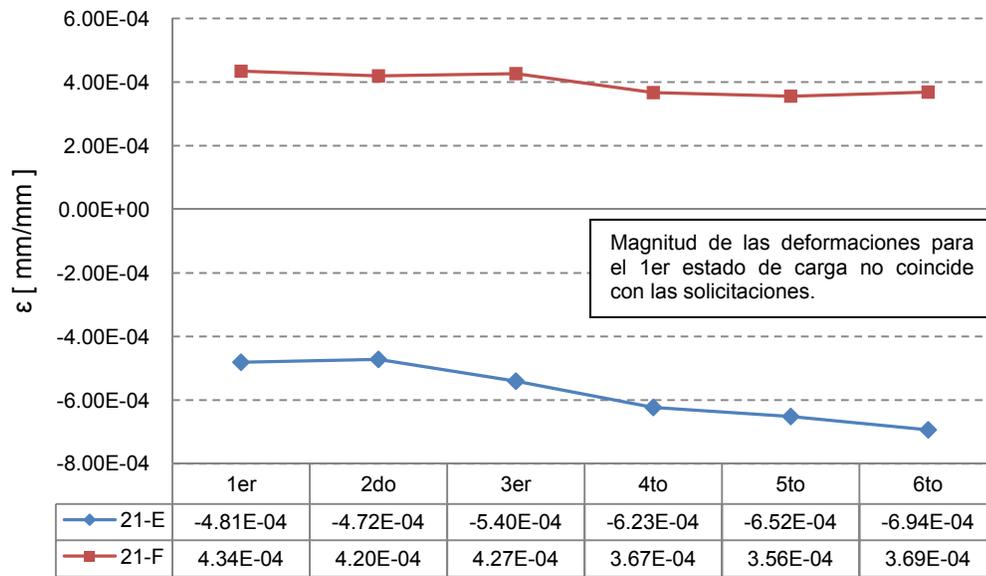


Figura 4.54: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección B-B del puntal 21

Al igual que en la sección A-A, la magnitud de las deformaciones correspondientes al primer estado de carga fueron un orden de magnitud mayor que el valor teórico esperado. Al referenciar las deformaciones a la segunda medición y obtener, a partir de los esfuerzos del modelo Etabs, las deformaciones del primer estado de carga, esta situación se normalizó (ver Figura 4.55).

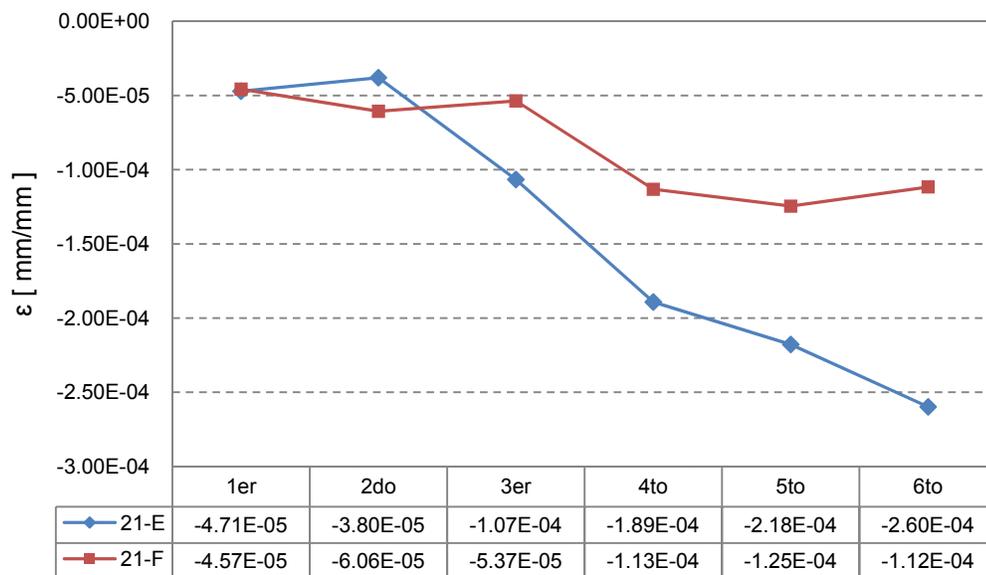


Figura 4.55: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección B-B del puntal 21 utilizando datos del modelo Etabs

Tal como lo muestran los perfiles de deformaciones de la sección A-A, la cara interior de la sección se comprimió para todos sus estados de carga, resultado que coincidió con las deformaciones registradas por los *strain gauge* 21-E y 21-F.

4.5.2 Datos puntal 33

Se implementaron dos secciones del puntal 33, una con cuatro *strain gauge* (sección A-A) y otra con dos (sección B-B). La Figura 4.56 corresponde a las deformaciones registradas para la sección A-A, referenciadas a la primera medición.

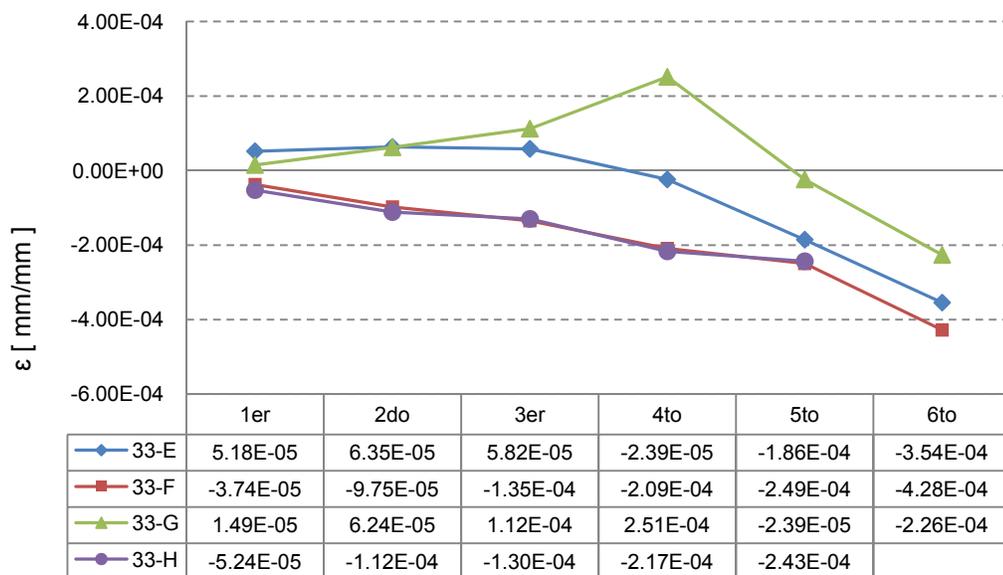


Figura 4.56: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección A-A del puntal 33

Al realizar la séptima medición, se constató que debido a un incidente en la obra el *strain gauge* 33-H sufrió el corte del cable que permite realizar la adquisición de dato y la caja donde se conecta el equipo de medición a los cables de los instrumentos resultó cubierta con hormigón (ver Figura 4.57).



Figura 4.57: Incidente en caja de conexión elemento 33

De la Figura 4.56, se aprecia que las deformaciones de los *strain gauges* 33-E y 33-F, ubicados en la misma ala del perfil de acero, fueron prácticamente idénticas para todos sus estados de carga. Esta situación no se repitió en el caso de los *strain gauge* 33-G y 33-H. Se descartó del análisis al *strain gauge* 33-G, ya que los registros obtenidos presentaron un comportamiento decreciente, sin estabilizarse en el tiempo.

Los perfiles de deformaciones de la sección A-A se determinaron utilizando los datos de los *strain gauges* 33-E, 33-F y 33-H. La Figura 4.58, Figura 4.59, Figura 4.60, Figura 4.61 y la Figura 4.62 corresponden al perfil de deformaciones de la sección para el primer, segundo, tercer, cuarto y quinto estado de carga respectivamente.

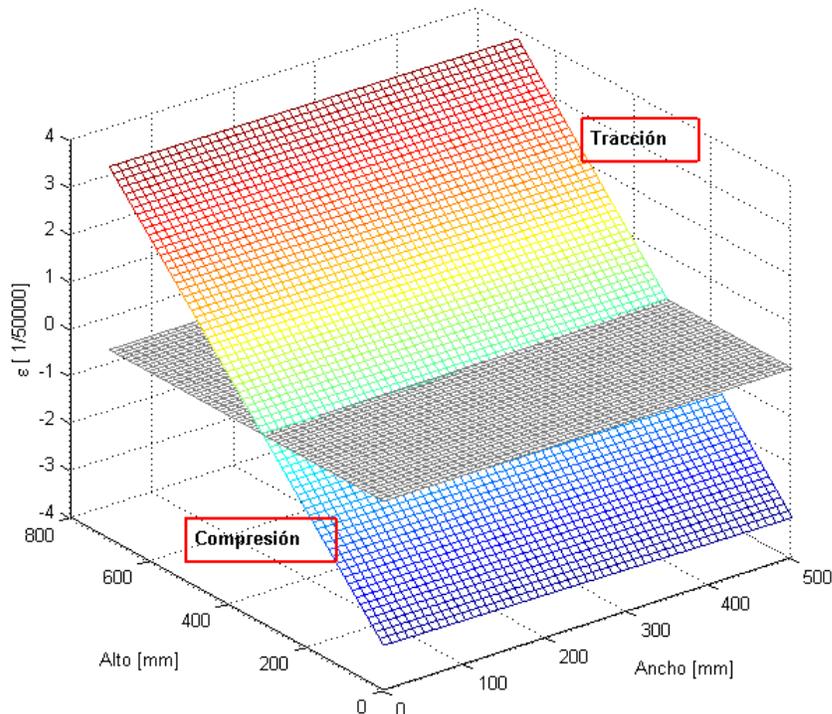


Figura 4.58: Perfil de deformaciones en el puntal 33, primer estado de carga

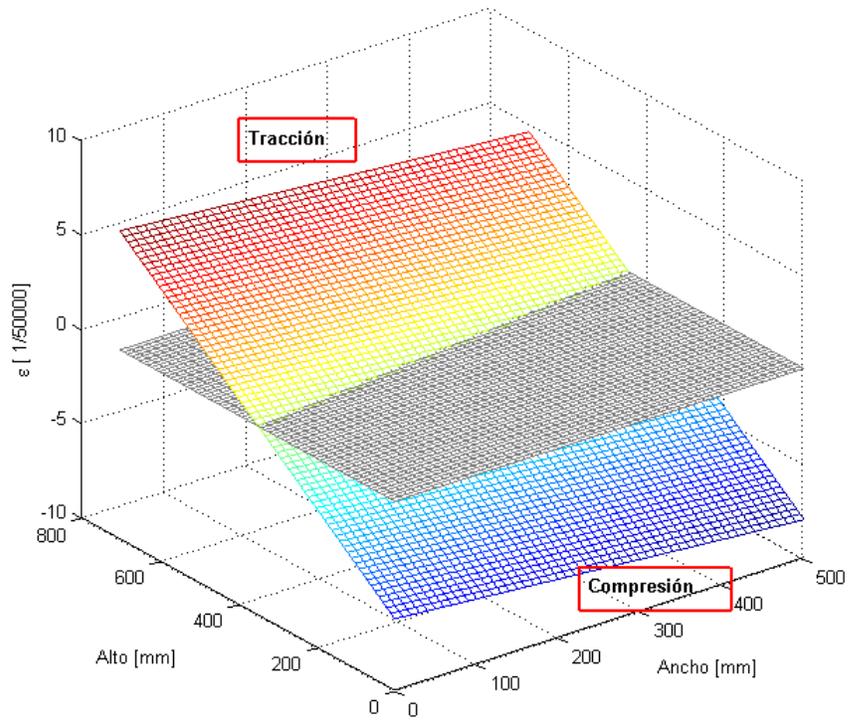


Figura 4.59: Perfil de deformaciones en el puntal 33, segundo estado de carga

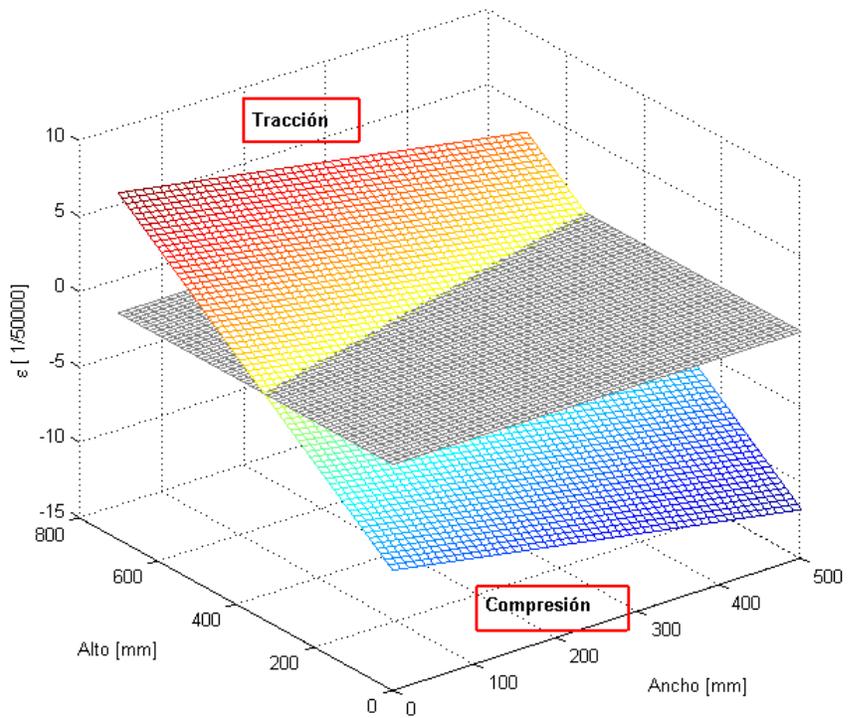


Figura 4.60: Perfil de deformaciones en el puntal 33, tercer estado de carga

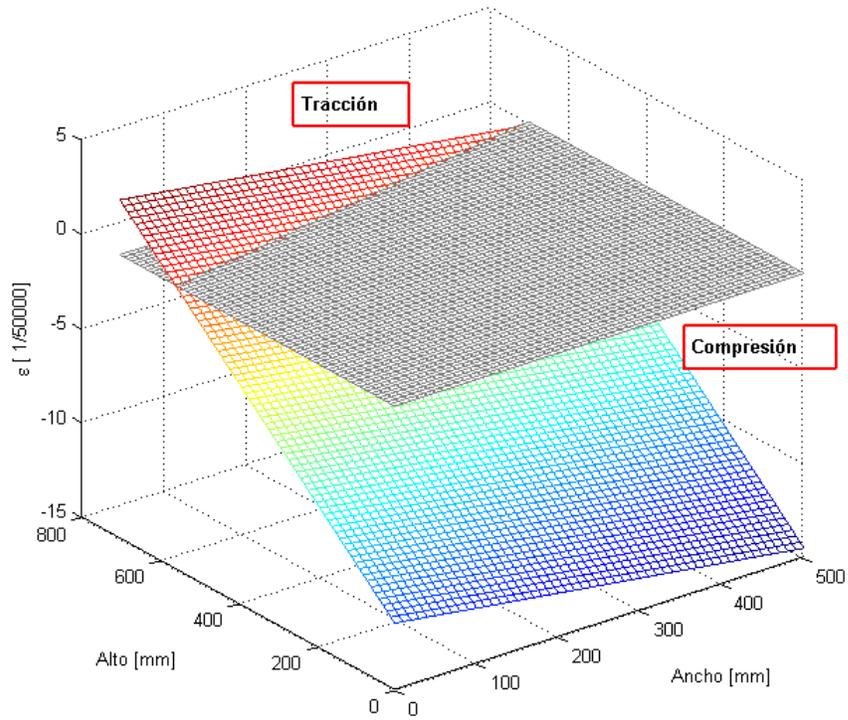


Figura 4.61: Perfil de deformaciones en el puntal 33, cuarto estado de carga

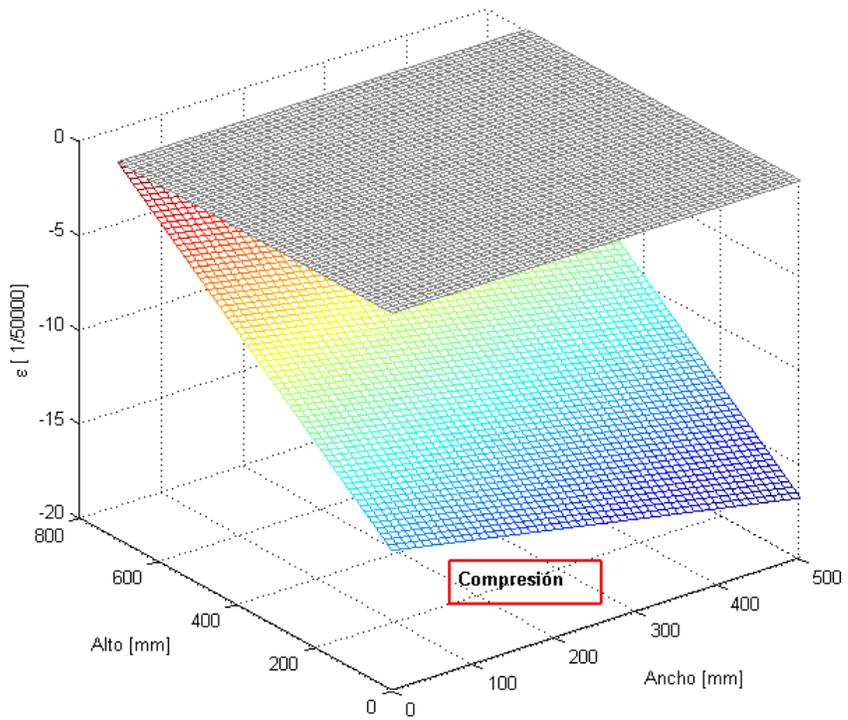


Figura 4.62: Perfil de deformaciones en el puntal 33, quinto estado de carga

Al realizar los modelos teóricos correspondientes a cada uno de los seis estados de carga, sólo se consideró la estructura hasta la última planta hormigonada por completo. No se consideraron las solicitaciones adicionales provenientes ni del moldaje, ni del material acopiado ni del piso que se encuentra en construcción ya que no es posible estimar su valor. Por lo que la magnitud de los esfuerzos obtenidos no corresponde a los esfuerzos reales, sino que a una aproximación de ellos.

De los perfiles de deformaciones obtenidos, se concluyó que la dirección que controló la flexión corresponde a la dirección de mayor inercia. La cara de la sección del puntal que da hacia el núcleo se comprimió, para sus cinco estados de carga, tal como lo sugirieron los modelos en Etabs. Existe flexión en torno al eje de menor inercia pero ésta fue considerablemente menor.

Al determinar los esfuerzos resultantes en el puntal, se obtuvo que para el primer estado de carga el esfuerzo resultante de compresión fue de 9.8 [Tonf], mientras que para el segundo, tercer, cuarto y quinto estado de carga fue de 48 [Tonf], 78 [Tonf], 175 [Tonf] y 250 [Tonf] respectivamente. El esfuerzo obtenido para el primer estado de carga corresponde a un quinto del esfuerzo obtenido a partir del modelo teórico de la estructura.

Las mediciones correspondientes al primer estado de carga, se realizaron una vez hormigonada la losa del cielo tercer piso y finalizado el primer postensado de la losa. En esa oportunidad aún existían sectores de la planta de losa que se encontraban alzaprimados. Por lo tanto, los esfuerzos se redistribuyeron motivo por el cual la magnitud del esfuerzo axial obtenido correspondió a un quinto del determinado a partir del modelo Etabs. Desde el segundo estado de carga en adelante, todo el alzaprimado se retiró. Este efecto se vio reflejado en los resultados obtenidos para el segundo y tercer estado de carga donde el esfuerzo axial obtenido a partir de los datos en terreno fue sólo un 15% menor que los teóricos.

El esfuerzo axial obtenido para el cuarto y quinto estado de carga fue, en promedio, un 40% mayor que el obtenido a partir del modelo teórico de estructura. Al comparar con los resultados obtenidos para el puntal 21, el esfuerzo axial correspondiente al cuarto estado de carga fue del mismo orden de magnitud (ver Figura 4.77). No fue posible corroborar la magnitud del esfuerzo obtenido para el quinto estado de carga ya que no fue posible determinar el perfil de deformaciones en la sección A-A del puntal 21.

A pesar de que los perfiles de deformaciones obtenidos para el puntal 33 fueron consistentes con lo esperado, la magnitud del momento fue un orden de mayor a la esperada. Este resultado se repitió tanto para la flexión en torno al eje de mayor inercia como para la flexión en torno al de menor inercia (ver Figura 4.78 y Figura 4.79). Las diferencias existentes con el modelo teórico se debieron a que el modelo considera los elementos como líneas y las conexiones como puntos sin excentricidades accidentales que afecten los resultados obtenidos. En cambio, en la realidad es imposible construir una obra sin un margen de error más aún al tratarse de una estructura con una geometría bastante más compleja que un edificio tradicional de oficinas. Las magnitudes de los momentos obtenidos fueron superiores a las determinadas teóricamente pero, al mismo tiempo, fueron considerablemente menores que la capacidad de la sección. Por lo tanto, este resultado no altera el comportamiento global de la estructura.

La sexta medición se realizó una vez finalizada la obra gruesa; por lo tanto ambos puntales se encontraban sometidos a las mismas solicitaciones, siendo posible combinar los datos adquiridos de ambos puntales. El perfil de deformaciones para el sexto estado de carga se determinó utilizando los datos de los *strain gauges* del puntal 21 en conjunto con los datos de los *strain gauges* del puntal 33. La Figura 4.63 corresponde al perfil de deformación resultante.

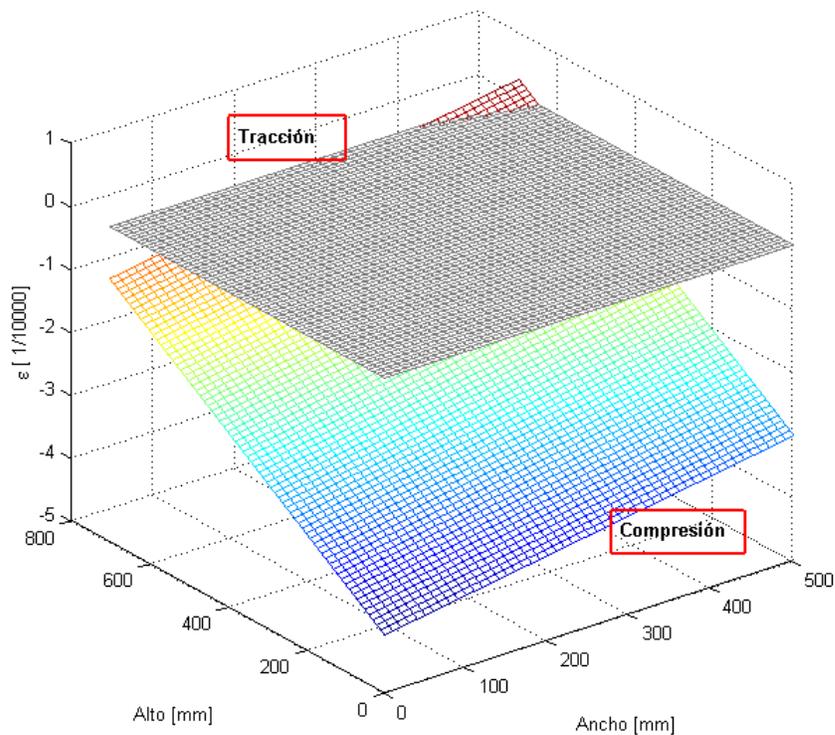


Figura 4.63: Perfil de deformaciones en el puntal 33, sexto estado de carga

El esfuerzo axial resultante sobre la sección fue de 295 [Tonf], un 4% menor que el esfuerzo axial obtenido del modelo teórico en Etabs. La flexión en torno a la dirección de mayor inercia fue de 29 [Tonf_m] mientras que la flexión en torno a la dirección de menor inercia fue de 5.5 [Tonf_m]. En ambos casos los esfuerzos de flexión obtenidos fueron mayores que los determinados a partir del modelo teórico. La magnitud de la flexión en torno al eje de mayor y menor inercia corresponden a un 20% y un 12.5% de la capacidad de la sección respectivamente.

En la sección B-B, el deterioro en los cables impidió una correcta adquisición de los datos. La Figura 4.64 corresponde a las deformaciones de los *strain gauges* instalados en la sección B-B utilizando el primer registro como referencia.

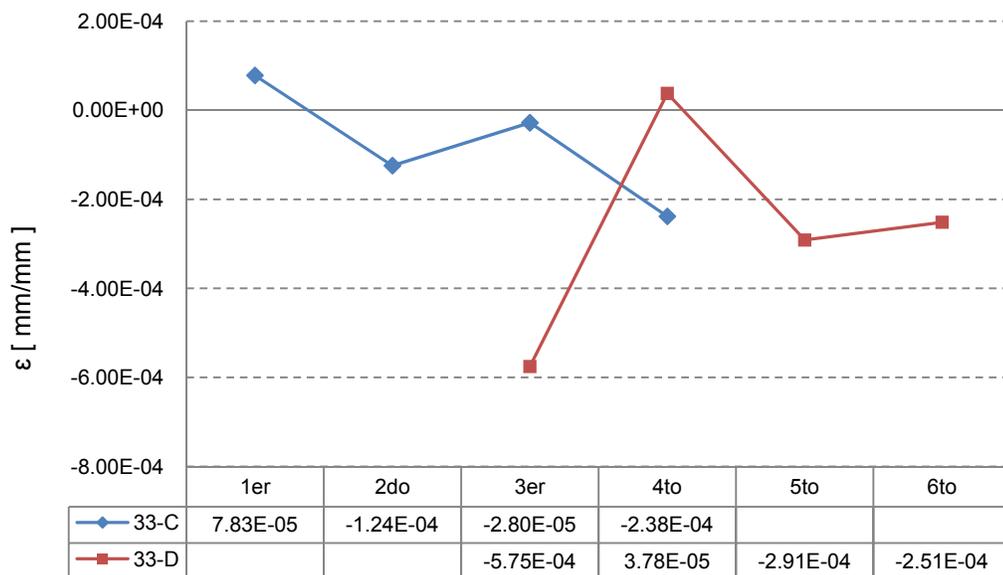


Figura 4.64: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección B-B del puntal 33

Los datos obtenidos para la sección B-B no se utilizaron en el análisis del puntal 33.

4.5.3 Datos puntal 24

En la sección A-A, se instalaron cuatro *strain gauges*. Las deformaciones correspondientes se muestran en la Figura 4.65.

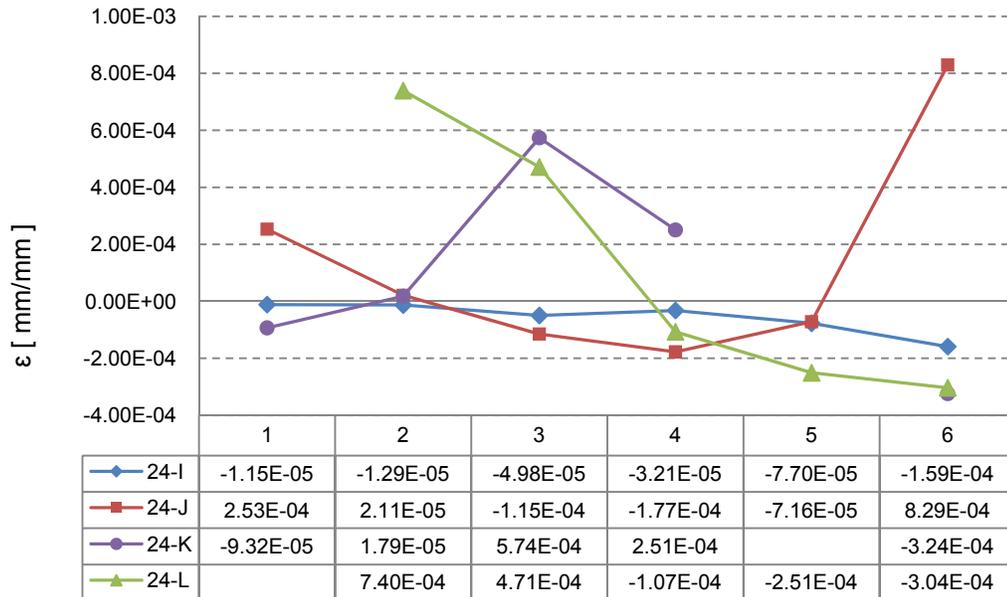


Figura 4.65: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección A-A del puntal 24

Como se aprecia de la Figura 4.65, las deformaciones obtenidas para los *strain gauges* de la sección A-A del puntal 24 presentaron un comportamiento bastante irregular. Los registros obtenidos, exceptuando el del *strain gauge* 24-I, tuvieron un comportamiento que discrepó bastante del esperado. La Figura 4.66 corresponde a un ejemplo de los registros obtenidos para los *strain gauges* 24-J, 24-K y 24-L. Producto de la calidad de los registros y la inconsistencia entre las deformaciones obtenidas, se concluyó que no es factible determinar los perfiles de deformaciones de la sección A-A utilizando los datos adquiridos en terreno. Sólo se consideraron validas las deformaciones registradas para el *strain gauge* 24-I.

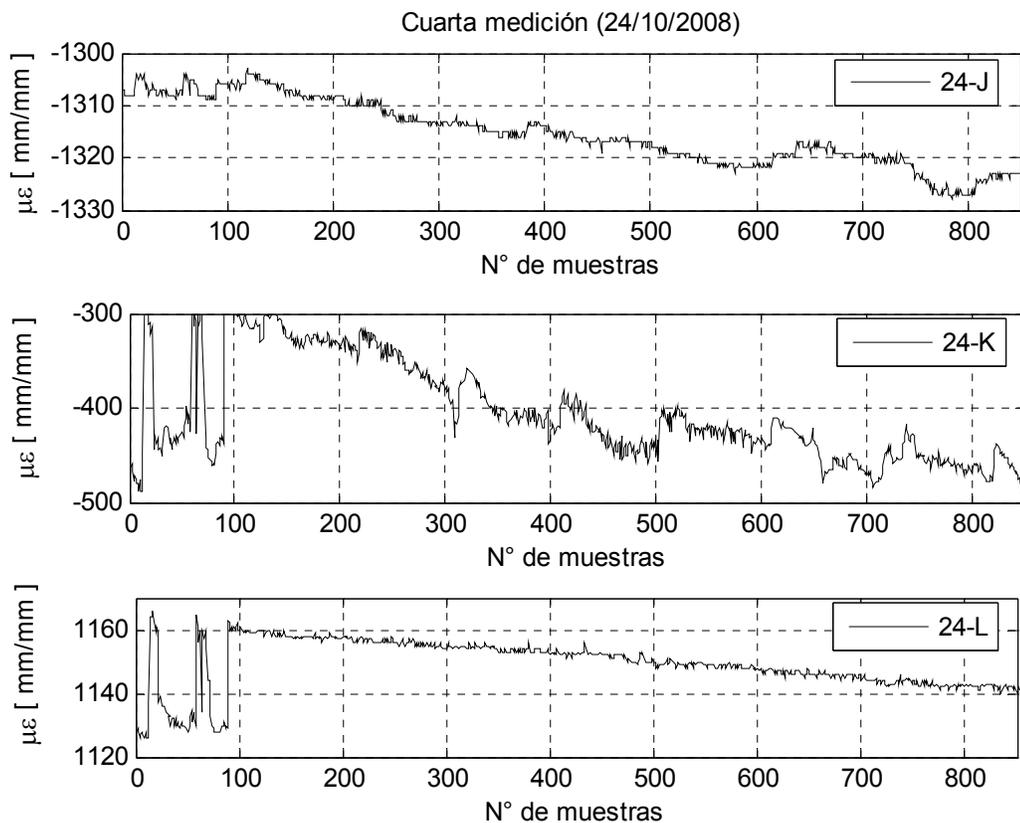
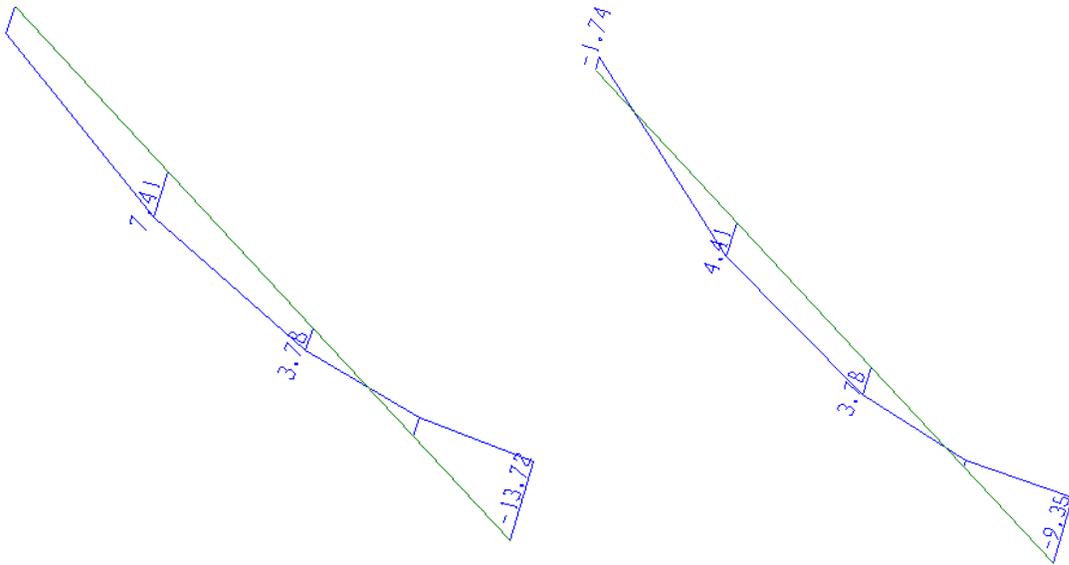


Figura 4.66: Registro cuarta medición en los *strain gauges* 24-J, 24-K y 24-L

Al analizar los seis modelos teóricos de la estructura, uno para cada estado de carga, se concluyó que el postensado sobre la losa del cielo tercer piso sí afectó los esfuerzos resultantes sobre el puntal. En el caso del esfuerzo axial, éste se incrementó en no más de un 10%. El postensado de la losa de transferencia también afectó la curvatura de diagrama de momento. La Figura 4.67 corresponde a la comparación del diagrama de momento del puntal 24 entre considerar sólo el efecto del peso propio y el efecto en conjunto del peso propio y del postensado. Se pudo apreciar que para el segundo caso el diagrama de momento cuenta con dos puntos de inflexión.



(a) Peso Propio

(b) Peso Propio + Postensado losa

Figura 4.67: Diagrama de momento del puntal 24 para el quinto estado de carga

De los datos del *strain gauge* 24-I, sólo fue posible realizar un análisis cualitativo de los resultados. Para los seis estados de carga, el *strain gauge* 24-I se encontraba comprimido, pero según los modelos teóricos de la estructura y la posición en la cual éste se instaló, las deformaciones obtenidas debieron ser de tracción. Este resultado permitió concluir que el primer punto de inflexión del diagrama de momento se encontraba más alejado del nudo superior que lo sugerido por el modelo Etabs.

En la sección B-B, sólo fue posible recuperar información de dos de los *strain gauges*, ya que los otros dos sufrieron el corte del cable que permitió la adquisición de datos. Las deformaciones correspondientes a la sección B-B se muestran en la Figura 4.68.

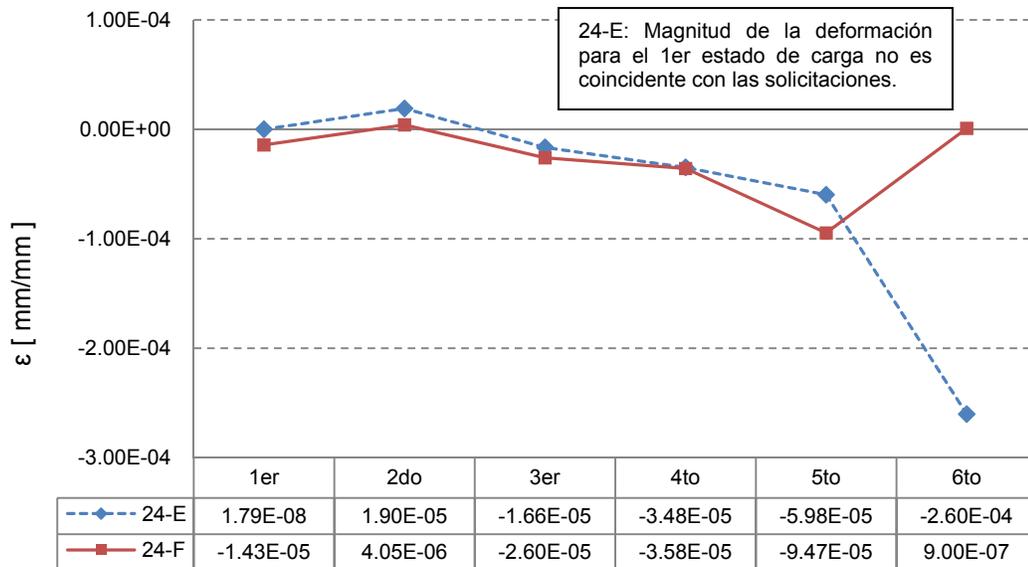


Figura 4.68: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección B-B del puntal 24

Para el primer estado de carga, la magnitud de la deformación del *strain gauge* 24-E difirió considerablemente del valor teórico esperado. Para corregir esta situación, el cálculo de las deformaciones se realizó utilizando como referencia el segundo registro obtenido en terreno. Los resultados correspondientes al primer estado de carga se recuperaron del modelo teórico de la estructura. La Figura 4.69 corresponde a las deformaciones de los *strain gauges* instalados en la sección B-B considerando los datos obtenidos del modelo Etabs para el primer estado de carga.

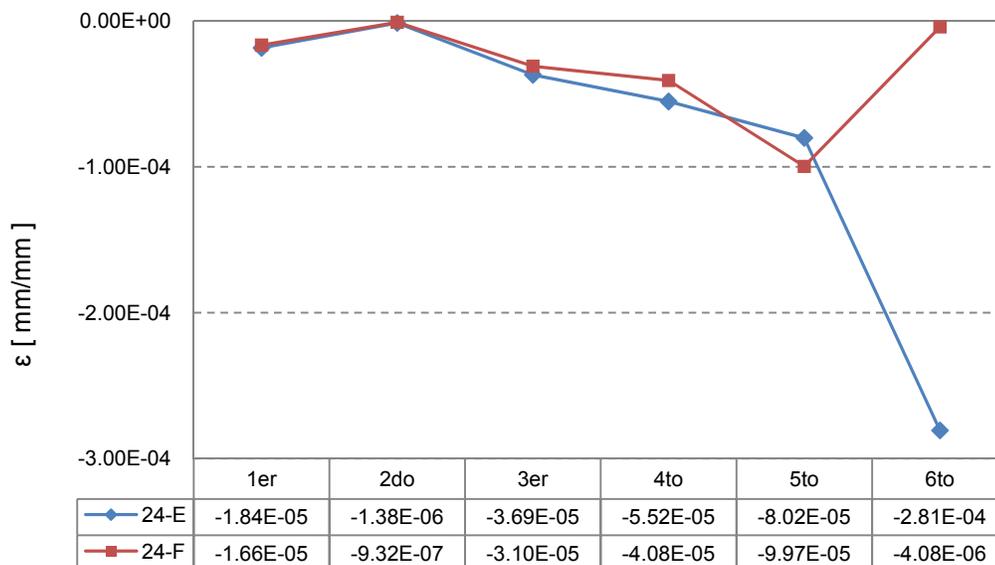


Figura 4.69: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección B-B del puntal 24 utilizando datos del modelo Etabs

A partir de los *strain gauge* 24-E y 24-F sólo fue posible analizar de forma global el comportamiento de la sección. Ambos *strain gauges* se instalaron en la misma ala del perfil del acero, por lo tanto es consistente que sus deformaciones sean similares, tal como se puede ver en la Figura 4.68 y Figura 4.69.

Los *strain gauges* se encontraban en compresión para sus seis estados de carga. Este resultado coincidió con lo obtenido de la sección A-A y con lo obtenido del modelo teórico. El *strain gauge* 24-I, instalado en la sección A-A, se encontraba en la misma cara del perfil de acero que los instalados en la sección B-B. Por lo tanto, si ambos sensores se encontraban en compresión quiere decir que el punto de inflexión del diagrama de momento se ubica más alejado que lo sugerido por el modelo teórico.

4.5.4 Datos puntal 36

En el puntal 36 se implementaron dos secciones. De los *strain gauges* instalados en la sección A-A tres se encontraron en funcionamiento y uno sufrió el corte del cable que permite la adquisición de datos. Las deformaciones obtenidas, referenciadas a la primera medición, se muestran en la Figura 4.70.

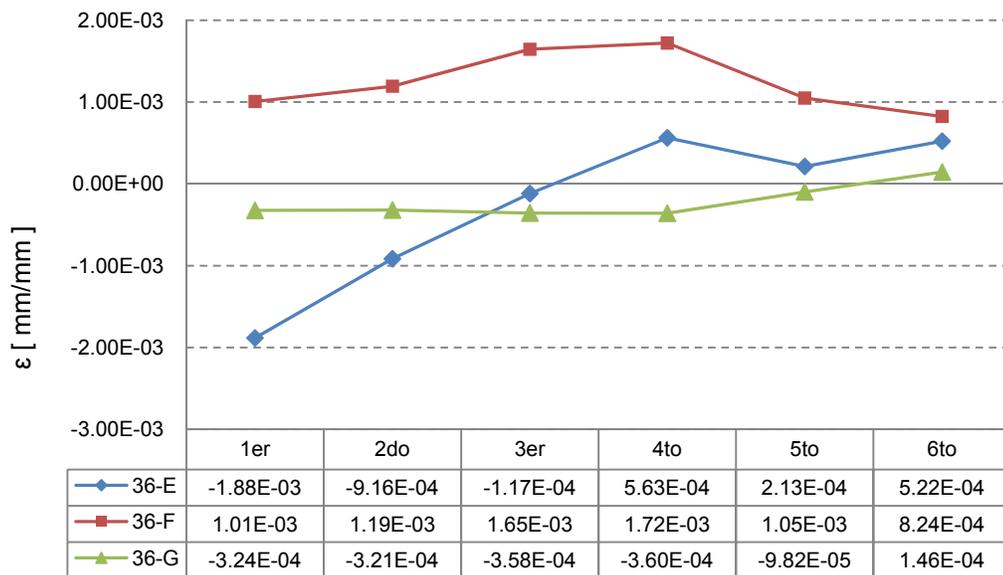


Figura 4.70: Deformación de los *strain gauges* instalados en la sección A-A del puntal 36

La magnitud de la deformación obtenida para el primer estado de carga no correspondió al valor teórico asociado a las sollicitaciones existentes al momento de realizar las mediciones. La incongruencia en los resultados obtenidos se debió principalmente a la irregularidad en los registros adquiridos, tal como se aprecia en la Figura 4.71.

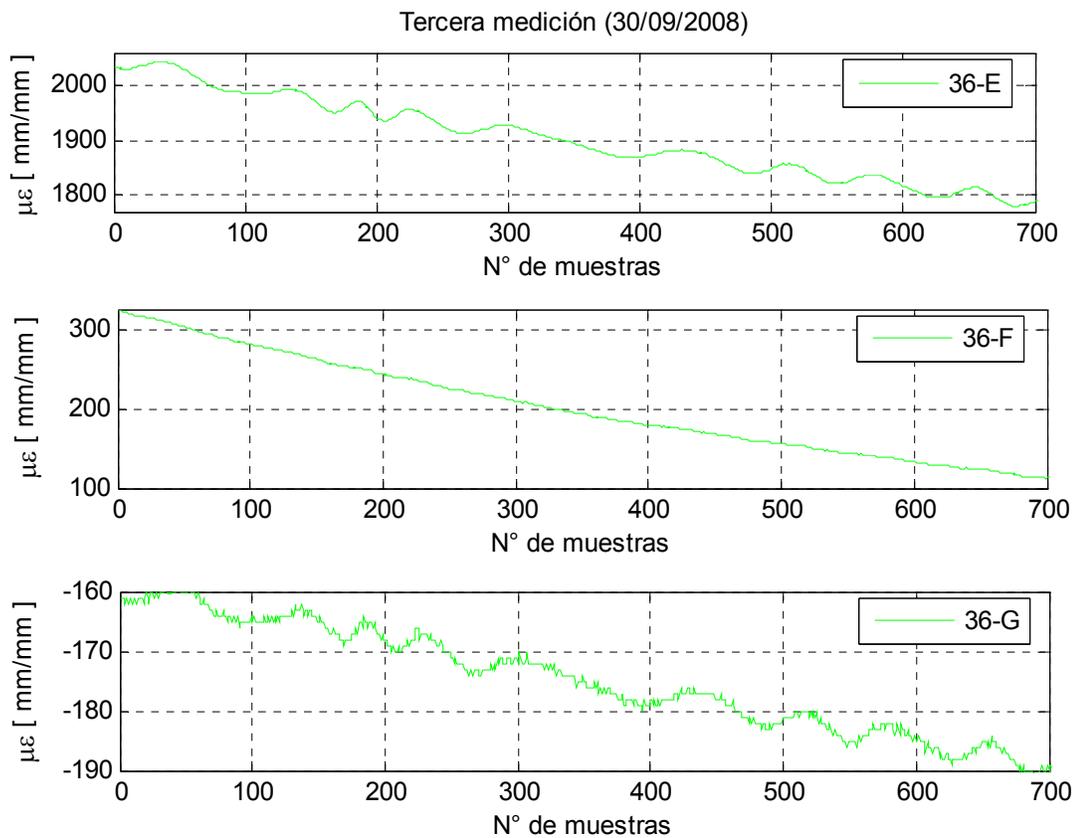


Figura 4.71: Registro tercera medición en los *strain gauges* 36-E, 36-F y 36-G

En la sección B-B, los dos *strain gauges* instalados se encontraban funcionando. Se utilizó la primera medición como referencia para el cálculo de las deformaciones, las cuales se muestran en la Figura 4.72.

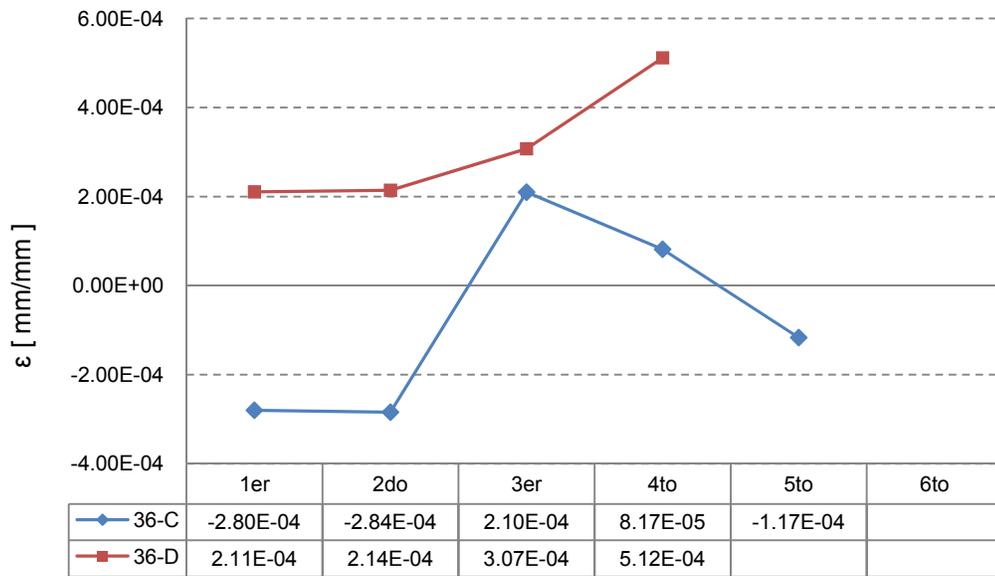


Figura 4.72: Deformación de los *strain gauge* instalados en la sección B-B del puntal 36

Para el primer y segundo estado de carga, la flexión ocurrió en torno al eje de mayor inercia. La cara de la sección que se mantuvo en compresión fue la cara de la sección del puntal que da hacia la fachada exterior, al igual que resultado obtenido para la sección A-A del puntal 24.

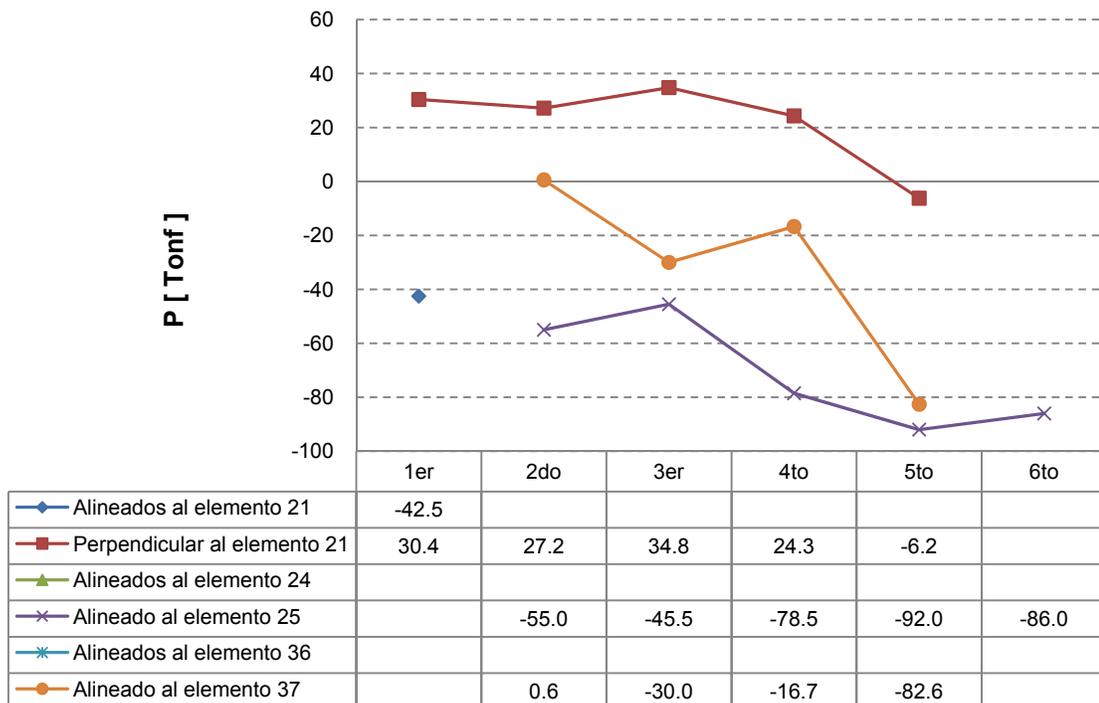
Para los estados de carga restantes, ya sea producto del deterioro de los cables o del *strain gauge* mismo, los registros obtenidos no fueron válidos.

4.6 Resumen

Se instalaron un total de 52 *strain gauges* entre la losa del cielo piso tres, columnas del cuarto piso y puntales; 10 de ellos sufrieron el corte del cable que permite realizar la adquisición de datos debido a incidentes durante la construcción; 13 presentaron registros irregulares que invalidan los resultados obtenidos; 10 de ellos presentan alteraciones en uno o dos de sus registros y los 19 restantes mantuvieron un registro confiable a lo largo de las siete mediciones.

De las tres zonas instrumentadas en la losa del cielo piso tres, equivalentes a seis secciones, sólo fue posible determinar el perfil de deformaciones en tres de ellas. En las otras tres secciones, uno o los dos sensores instalados presentaron registros irregulares invalidando los resultados adquiridos. En los *strain gauges* que se encontraban funcionando correctamente fue posible reconocer la interacción entre la compresión de la losa producto del postensado y la tracción generada por la componente horizontal del esfuerzo axial de la columna y del puntal.

La Figura 4.73 corresponde al esfuerzo axial obtenido a partir de los sensores instalados en la losa del cielo piso tres. Esfuerzos axiales negativos corresponde a esfuerzos de compresión mientras que esfuerzos axiales positivos corresponden a esfuerzos de tracción. El análisis se realizó considerando una sección arbitraria de hormigón armado de 500 [mm] x 400 [mm].



*Esfuerzo determinado sobre una sección de 500 [mm] x 400 [mm]
Figura 4.73: Esfuerzo axial sobre la losa cielo piso tres

En cuanto a la magnitud de los esfuerzos resultantes sobre la losa, en dos de las tres secciones analizadas, las deformaciones se determinaron utilizando el segundo registro como referencia, procedimiento válido bajo la hipótesis de Bernoulli. En el caso de la sección analizada a partir de los *strain gauges* 25-SUP y 25-INF, el esfuerzo resultante producto del tercer postensado de la losa fue un 27% mayor que el esfuerzo real aplicado a los cables y un 12% mayor que el mínimo requerido por diseño. En el caso de la sección analizada a partir de los *strain gauges* 37-SUP y 37-INF, el esfuerzo resultante producto del tercer postensado de la losa fue un 13% menor que el esfuerzo real aplicado a los cables y un 1% mayor que el mínimo estipulado por diseño.

La singular disposición de los ductos de postensado en las cercanías de los *strain gauges* 21-SUP (25) y 21-INF (25), en 45°, se vio reflejada en los esfuerzos obtenidos sobre la sección. El esfuerzo axial obtenido para los primeros cuatro estados de carga fue de tracción; pero este resultado no presenta mayores inconvenientes en cuanto al comportamiento global de la losa ya que se trata de un efecto local.

Para los últimos estados de carga, el esfuerzo axial obtenido gracias a los *strain gauges* 25-SUP, 25-INF, 37-SUP y 37-INF, fue de compresión tal como se habría predispuesto en su diseño.

Las tres zonas implementadas en la losa se encuentran a una distancia entre sí de 650 [cm] en una dirección y a 1000 [cm] en la dirección perpendicular. Por lo tanto, no es factible extrapolar los resultados obtenidos a la totalidad de la planta.

El análisis de los esfuerzos resultantes sobre las columnas y los puntales de la estructura también se vio limitado por el alto número de *strain gauges* que se vieron dañados o presentaron alteraciones en sus registros. Para las secciones con menos de tres *strain gauges* en funcionamiento, no se determinó el perfil de deformaciones.

Para las columnas 21 y 33 no fue posible determinar los perfiles de deformaciones para los primeros cinco estados de carga. Pero una vez finalizada la obra gruesa, la geometría y distribución de las plantas de la estructura es tal que la columna 21 y columna 33 se encuentran sometidas a las mismas solicitaciones. Como ambas columnas se implementaron en la misma sección, el perfil de deformaciones para el sexto estado de carga se determinó combinando los datos de ambos elementos. La Figura 4.74 corresponde al esfuerzo axial de la columna 21 y 33 determinados a partir de los datos adquiridos en terreno en comparación con el esfuerzo axial

obtenido a partir del modelo teórico realizado en Etabs (el signo negativo se asocia a esfuerzos de compresión mientras que el signo positivo a esfuerzos de tracción).

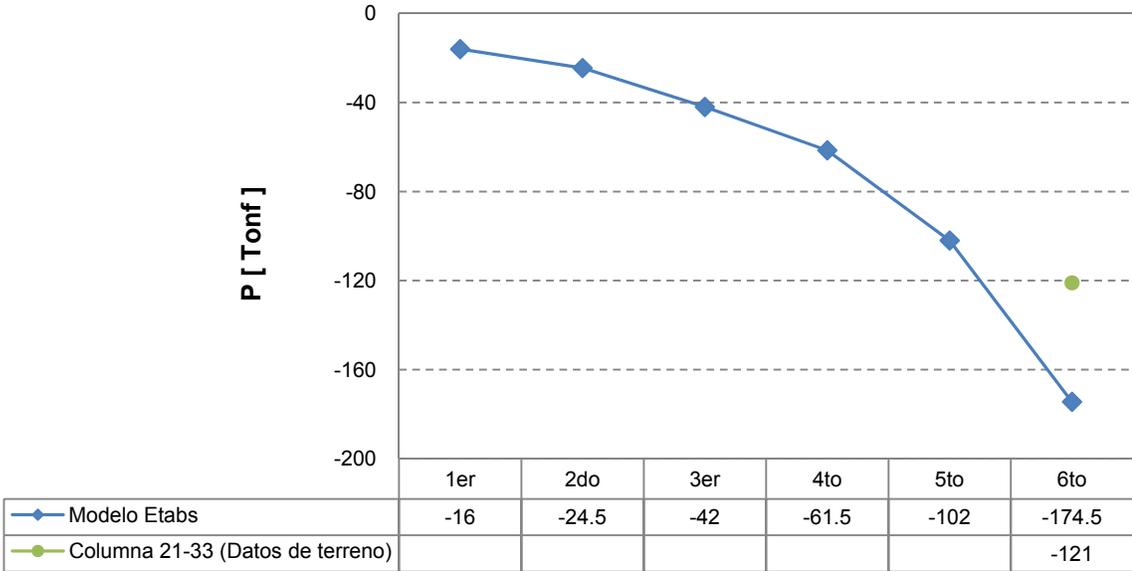


Figura 4.74: Esfuerzo axial sobre columna 21 - 33

Para el sexto estado de carga correspondiente a la totalidad de la obra gruesa finalizada, el esfuerzo axial obtenido fue un 30% menor que el determinado a través del modelo teórico realizado en Etabs.

En el perfil de deformaciones obtenido a partir de los datos adquiridos en terreno se apreció que la dirección principal del momento era en torno al eje de mayor inercia de la sección; mientras que la flexión en torno al eje de menor inercia resultó un orden de magnitud menor. Ambos resultados fueron coincidentes con lo observado en el modelo teórico. La Figura 4.75 y Figura 4.76 corresponden al momento en torno al eje de mayor y menor inercia respectivamente en comparación con el momento obtenido a partir del modelo Etabs y con la capacidad nominal a flexión de la sección; la cual se determinó de forma simplificada.

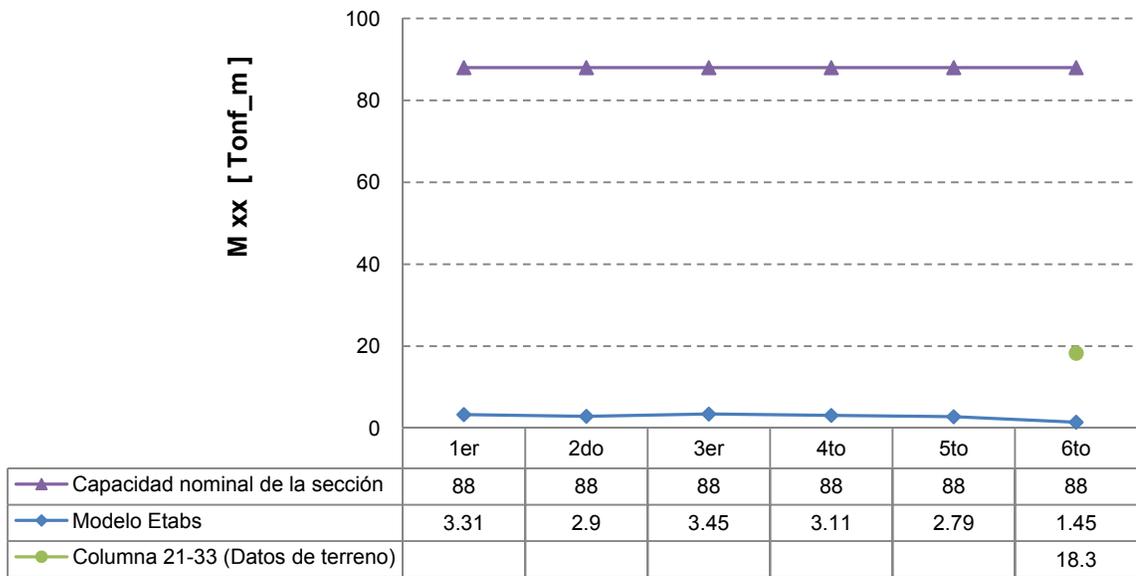


Figura 4.75: Momento en torno al eje de mayor inercia sobre la columna 21 - 33

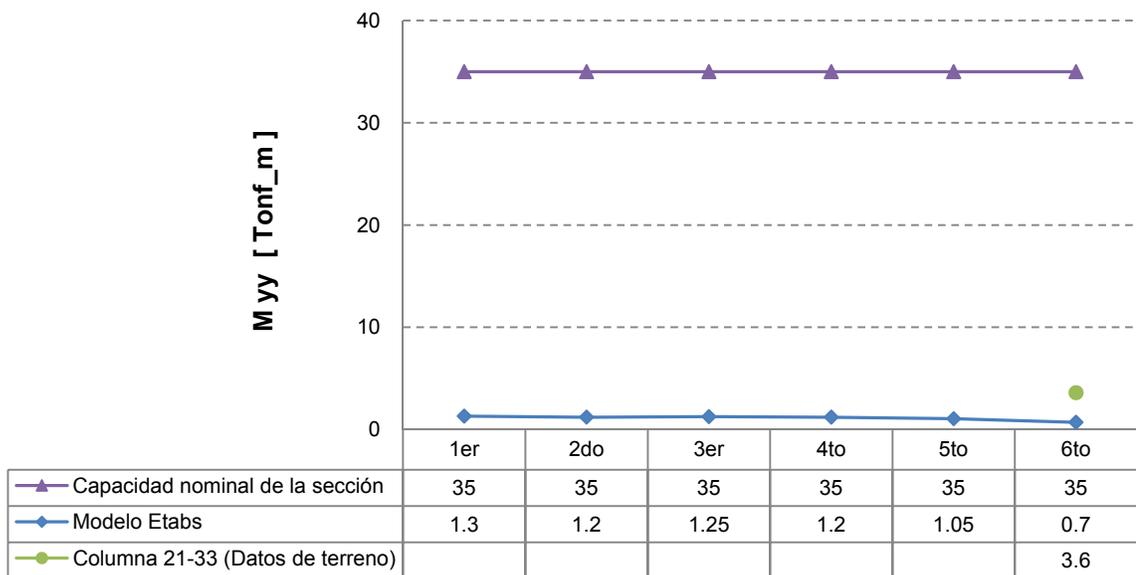


Figura 4.76: Momento en torno al eje de menor inercia sobre la columna 21 - 33

La diferencia entre la magnitud del momento obtenido para la columna y el momento determinado teóricamente, tanto en la dirección de menor inercia como en la dirección de mayor inercia, se debió a que el programa considera los elementos como líneas y las losas como superficies; por lo tanto no existen excentricidades accidentales que provoquen una flexión adicional en el elemento. En cambio, en la realidad, la misma materialización de los elementos trae consigo imperfecciones que se traducen en leves excentricidades que generan leves

variaciones en los esfuerzos. En una estructura de geometría tradicional, la experiencia permite reducir estas imperfecciones y sus efectos. En el caso del edificio estudiado, su singular geometría dificulta aún más la ejecución de los elementos motivo por el cual se producen leves excentricidades en la sección.

En ambas direcciones de la sección el momento obtenido a partir de los datos de terreno fue mayor que el sugerido por el modelo teórico pero la capacidad a flexión de la sección, tanto en la dirección de mayor inercia como en la de menor inercia, fue prácticamente 7 veces mayor que el momento solicitante. Por lo tanto, no existe mayor inconveniente en cuanto a la respuesta del elemento a las solicitaciones externas.

Del perfil de deformaciones obtenido para el sexto estado de carga, también fue posible concluir que el punto de inflexión del diagrama de momento de la columna 21 - 33 se encontraba a menos de 145 [cm] desde el borde superior de la losa del cielo piso tres. El modelo sugirió que la distancia al punto de inflexión, desde el nudo de encuentro entre la columna y la losa, era de 200 [cm]. Se concluyó que el punto de inflexión del diagrama de momento se encontraba a una menor distancia que la sugerida por el modelo Etabs pero no fue posible determinar esta distancia con precisión.

Los datos de las columnas 24 y 36 permitieron estudiar la flexión en torno al eje de mayor inercia de la sección. De ellos se concluyó que la posición en la cual se encontraban instalados los *strain gauges* era cercana al punto de inflexión del diagrama de momento, tanto para el momento en torno al eje de mayor inercia como para el momento en torno al eje de menor inercia. Para el sexto estado de carga, la distancia al punto de inflexión del diagrama de momento se ubicó a más de 145 [cm] desde el borde superior de la losa del cielo piso tres. Para los estados de carga previos, la distancia al punto de inflexión del diagrama de momento se ubicó a menos de 145 [cm].

Producto de alteraciones en los registros obtenidos para el puntal 21, las deformaciones se determinaron utilizando como referencia el segundo registro. Las deformaciones correspondientes al primer estado de carga se obtuvieron a partir de los esfuerzos resultantes del modelo Etabs. El análisis de los datos del puntal 33 se realizó utilizando sólo los datos adquiridos en terreno. Se determinaron los perfiles de deformaciones para los primeros cinco estados de carga. Los esfuerzos correspondientes al sexto estado de carga se determinaron utilizando en forma conjunta los datos adquiridos en terreno desde el puntal 21 y el puntal 33.

La Figura 4.77 corresponde al esfuerzo axial del puntal 21 y 33 determinados a partir de los datos adquiridos en terreno en comparación con el esfuerzo axial obtenido a partir del modelo teórico realizado en Etabs.

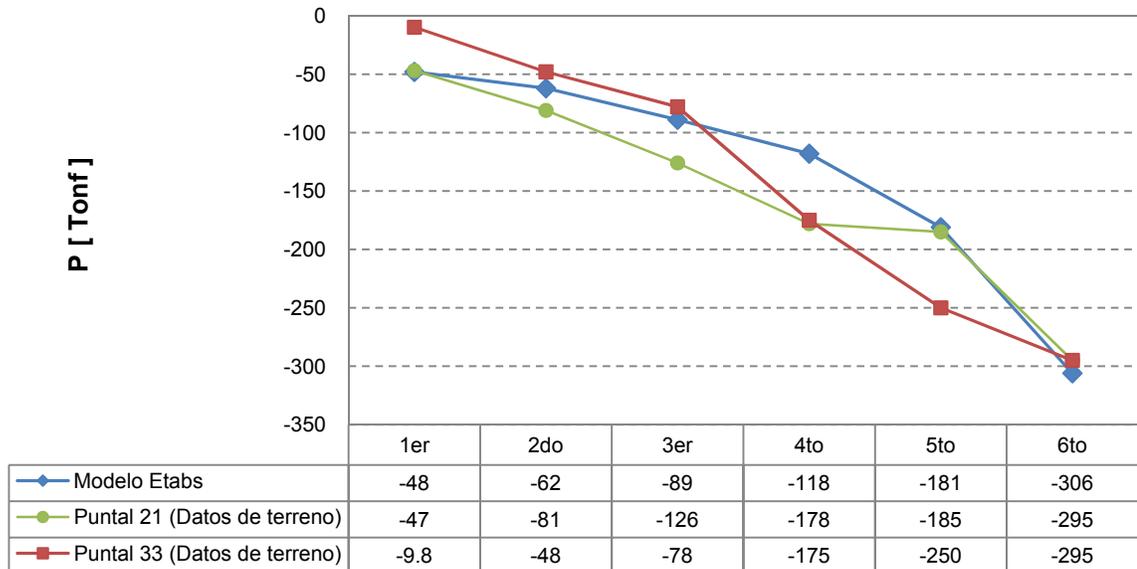


Figura 4.77: Esfuerzo axial sobre puntal 21 y 33

El esfuerzo axial obtenido en el puntal 21, para sus primeros cuatro estados de carga, fue en promedio un 30% mayor que el valor teórico. El esfuerzo axial obtenido en el puntal 33 presentó variaciones desde un 15% a un 40% con respecto al esfuerzo axial sugerido por el modelo Etabs.

En el caso del puntal 33, para el primer estado de carga el esfuerzo axial obtenido fue equivalente a un 20% del determinado teóricamente mientras que para los estados de carga siguientes las diferencias obtenidas no fueron tan considerables. Al realizar la primera medición, esa zona de la losa se encontraba alzaprizada, por lo que existió una redistribución de los esfuerzos entre los puntales y el alzaprizado. A pesar de que el perfil de deformaciones obtenido mantuvo las mismas tendencias que sugirió el modelo, la magnitud del esfuerzo axial obtenido no coincidió con las solicitaciones reales existentes al momento de efectuar las mediciones.

El modelo Etabs sugirió que la flexión en torno al eje de menor inercia era prácticamente nula. Los perfiles de deformaciones obtenidos muestran que la flexión se produjo en torno a ambos ejes siendo la flexión en torno al eje de mayor inercia la más representativa.

La Figura 4.78 y Figura 4.79 corresponden al momento en torno al eje de mayor y menor inercia respectivamente en comparación con el momento obtenido a partir del modelo Etabs y con la capacidad nominal a flexión de la sección; la cual se determinó de forma simplificada.

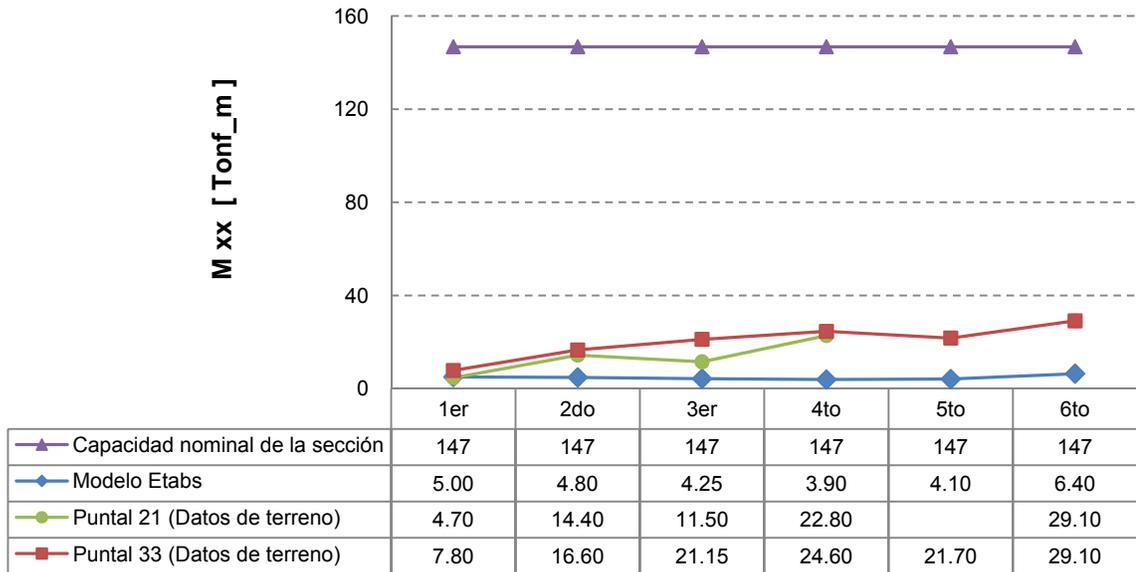


Figura 4.78: Momento en torno al eje de mayor inercia sobre el puntal 21 y 33

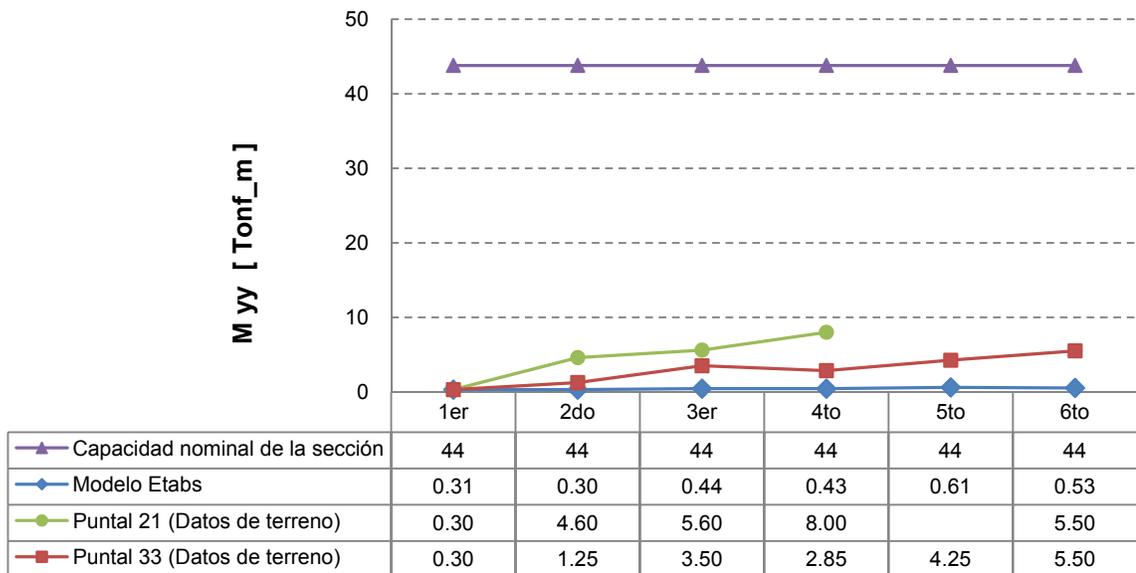


Figura 4.79: Momento en torno al eje de menor inercia sobre el puntal 21 y 33

Para el sexto estado de carga, el esfuerzo axial obtenido sobre la sección fue un 4% menor que el determinado del modelo teórico. Este resultado se obtuvo utilizando los registros válidos del puntal 21 y 33 y unificando la referencia empleada para el cálculo de las deformaciones. El momento flector, tanto en la dirección de mayor inercia como en la dirección de menor inercia, fue mayor que el proporcionado por el modelo teórico. Esto no presenta inconvenientes para la sección ya que el momento obtenido corresponde a un 20% y un 12% de la capacidad de la sección.

La diferencia existente entre los momentos teóricos y los determinados a partir de los datos adquiridos en terreno se debió a ciertas singularidades existentes en obra que no fue posible representar en el modelo Etabs. Por ejemplo, en el modelo Etabs se supuso empotramiento perfecto en los nudos, cargas distribuidas uniformemente a lo largo de la planta, elementos modelados como líneas y conexiones como punto eliminando así cualquier excentricidad en la transferencia de las cargas. Además la posición y geometría de los puntales presenta dificultades adicionales al momento de materializarlos por lo que cualquier error se traduce en una mayor excentricidad en las cargas aumentando así el momento solicitante sobre la sección.

El análisis de los esfuerzos resultantes sobre los puntales 24 y 36 se vio seriamente afectado por el número de *strain gauges* dañados. No fue posible obtener ningún perfil de deformaciones ni mucho menos los esfuerzos resultantes sobre las secciones. Sólo fue posible analizar cualitativamente los datos adquiridos en terreno.

5. CONCLUSIONES GENERALES

5.1 Comentarios

De un total de 52 *strain gauges*, sólo fue posible utilizar 29 de ellos para analizar las deformaciones en los elementos monitoreados. Entre los *strain gauges* descartados del análisis, se repitieron ciertas tendencias.

Un alto porcentaje de los datos adquiridos presentaban una tendencia decreciente sin estabilizarse en el tiempo. Dentro de las pruebas realizadas en el laboratorio, se sumergió en agua potable una barra instrumentada y se realizó la adquisición de datos. En esa oportunidad, el resultado obtenido fue similar al obtenido en los *strain gauges* instalados en terreno pero la caída era del orden de 10^{-5} mientras que en los datos de terreno era del orden de 10^{-3} . Posiblemente los *strain gauges* se vieron afectados por las condiciones ambientales a las cuales se vieron expuestos y la protección aplicada contra la humedad no fue suficiente. Los mismos ductos de PVC empleados para proteger el cable que permite realizar la adquisición, pudieron canalizar el agua directo hacia el sensor. Se debe mencionar que la implementación de los sensores coincidió con los meses de invierno, quedando más de alguno de ellos expuestos a la intemperie en espera del hormigonado del elemento.

Al realizar un modelo de elementos finitos de la losa y aplicarle las cargas equivalente al postensado se aprecia que existen singularidades en las tensiones de la losa, en especial en las cercanías del punto de aplicación de la fuerza. En el caso de la instrumentación realizada, los *strain gauges* se encuentran lo suficientemente alejados del borde de la losa como para no verse afectados por ningún fenómeno puntual. Incluso así, los resultados obtenidos para el análisis de los esfuerzos en la losa hubiesen sido más confiables de contar con algún otro tipo de instrumento de monitoreo que permita contrarrestar los resultados obtenidos. Además las zonas instrumentadas se encuentran muy alejadas entre sí, por lo tanto los resultados no representan el comportamiento global de la losa.

5.2 Conclusiones

Para garantizar el mayor número de registros válidos, la instalación de los *strain gauges* debiese realizarse bajo condiciones óptimas de laboratorio. Así, se elimina todo factor ambiental que pudiese alterar el correcto funcionamiento de los sensores. Debido a las dimensiones de los elementos instrumentados, resultó imposible trasladarlos a un laboratorio; por lo tanto la instalación de los *strain gauges* se realizó en obra, en paralelo con la construcción de la estructura. Además, los elementos instrumentados correspondían a piezas claves de la estructura; por lo tanto el tiempo para realizar la instalación de los sensores se vio restringido por el avance de la obra, obligando a adaptar la metodología empleada a las condiciones de trabajo.

Al monitorear los elementos estructurales a lo largo de la construcción de la obra, los resultados obtenidos no sólo estuvieron sujetos a una correcta instalación de los sensores sino que también a una adecuada manipulación de los elementos ya instrumentados. A pesar de haber protegido los cables que permiten realizar la adquisición de datos en vainas de PVC, previo a realizar la primera medición y debido a las faenas realizadas en la obra y a otros incidentes aislados, se perdió el 20% de los *strain gauges* instalados. Al finalizar la séptima medición, se dejó habilitada la sala de control, desde donde se realizarán las futuras mediciones, y se constató que las vainas de PVC correspondientes a los *strain gauges* instalados en la losa no llegaban a la sala de control. Producto de este error, finalizada la implementación, se perdió un 40% de los sensores instalados y no será posible continuar monitoreando el efecto del postensado sobre la losa.

Se instalaron un total de 52 *strain gauges*, de los cuales sólo fue posible utilizar 29 para analizar las deformaciones a las que se vieron sometidos los elementos monitoreados. Debido al número de *strain gauges* en correcto funcionamiento por sección y a la posición de éstos, no siempre fue posible determinar el perfil de deformaciones de la sección ni mucho menos los esfuerzos. En los casos donde no fue posible determinar el perfil de deformaciones, se realizó un análisis cualitativo de los datos adquiridos y se comparó con lo observado en el modelo Etabs.

Los modelos teóricos generados para cada estado de carga se basaron en el modelo empleado para el diseño de la estructura. El modelo computacional, asociado a cada estado de carga, corresponde a una aproximación de las solicitaciones reales existentes al momento de

realizar las mediciones. La estructura se modeló hasta la última losa hormigonada, por lo tanto el esfuerzo adicional generado por el piso en construcción no fue considerado. Se consideró, además, el efecto del postensado sobre la losa como cargas puntuales aplicadas en el punto de encuentro entre las columnas y los puntales. No fueron consideradas las solicitaciones propias del proceso constructivo tales como el acopio de material. Las cargas correspondientes al postensado se consideraron iguales para todos los nudos y equivalentes al mínimo requerido por diseño.

Para los sensores instalados al nivel de la losa del cielo piso tres fue posible determinar el perfil de deformaciones en tres de las seis secciones instrumentadas. En dos de las secciones el esfuerzo resultante sobre la losa fue de compresión, tal como lo sugirió el modelo teórico. En cambio, el esfuerzo obtenido sobre la tercera sección analizada fue de tracción para cuatro de sus cinco estados de carga analizados. Este resultado se debió a que en la zona donde se encontraban instalados los sensores, los ductos de postensados se encontraban instalados en 45°. Por lo tanto en este caso, el resultado obtenido no representa el comportamiento global de la losa.

En el caso de las columnas, sólo fue posible determinar el perfil de deformaciones en una de las cuatro secciones instrumentadas y sólo para el sexto estado de carga. Del análisis realizado se obtuvo que el esfuerzo axial obtenido fue un 30% menor que el determinado teóricamente. La magnitud del momento en ambas direcciones fue un orden de magnitud mayor que el teórico pero, en promedio, equivalente a un 15% de la capacidad nominal de la sección (determinada a partir de un análisis simplificado de la sección).

Sólo fue posible determinar los perfiles de deformación para los puntales 21 y 33. En el caso de los puntales 24 y 36, se realizó un análisis cualitativo de los datos obtenidos.

El esfuerzo axial de los elementos 21 y 33 se mantuvo dentro del orden de magnitud de los determinados a partir del modelo Etabs. Para el sexto y último estado de carga, éste fue un 4% menor que el obtenido a partir del modelo. En cuanto a la magnitud del momento, en ambas direcciones, éste fue un orden de magnitud mayor pero correspondiente a no más de un 20% de la capacidad nominal de la sección.

Tanto en columnas como en puntales, la magnitud del esfuerzo axial fue del mismo orden de magnitud que el determinado a partir del modelo teórico y menor a éste.

En cuanto a la flexión en los elementos, la dirección principal fue coincidente con lo indicado por el modelo teórico. La mayor flexión ocurrió en torno al eje de mayor inercia mientras que la flexión en torno al eje de menor inercia fue un orden de magnitud menor.

El modelo Etabs sugería flexiones prácticamente nulas. En cambio, los datos en terreno permitieron apreciar que la misma construcción de los elementos aportó variables que generaron variaciones en los esfuerzos. La geometría de la estructura es tal que resulta imposible construirla sin un margen de error. Es producto de estas excentricidades accidentales que los momentos resultaron mayores a los esperados pero siempre más bajos que la capacidad de la sección. Además, la estabilidad de la estructura viene dada por el equilibrio de esfuerzos axiales al nivel del nudo de encuentro; por lo tanto obtener momentos mayores a los originalmente pensados no alteran el comportamiento global de la estructura.

5.3 Recomendaciones

La fragilidad de los sensores utilizados para el monitoreo de las deformaciones limitó considerablemente los resultados obtenidos, siendo imposible cumplir a cabalidad con los objetivos iniciales propuestos. En futuros proyectos de monitoreo que se desarrollen durante la construcción de la estructura, se recomienda una mayor variedad en los sensores utilizados para el registro de las variables a estudiar. Así, no se está sujeto a la sensibilidad de un sólo tipo sensor, como ocurrió en el caso de esta memoria. En el caso de utilizar *strain gauge*, se sugiere instalar un mínimo de 4 sensores por sección a analizar. Así existe una redundancia en los datos obtenidos y es posible determinar el plano de deformaciones sin hacer supuestos sobre el comportamiento de la sección.

En cuanto a la metodología empleada, se recomienda realizar la mayor parte de la implementación en laboratorio. En caso contrario, se deberá evitar en lo posible la exposición de los sensores y del cableado a condiciones ambientales extremas. Además, se recomienda mejorar la protección contra la humedad ya que este factor produce un deterioro en los sensores y en los cables de adquisición de datos que no se puede revertir.

Al nivel del tercer piso, se dejó habilitada una sala de control desde donde será posible continuar con el monitoreo de las columnas y los puntales. No fue posible realizar el cableado, hacia la sala de control, de los sensores instalados en la losa ya que las tuberías de PVC fueron instaladas incorrectamente.

Gracias a las futuras mediciones, una vez que el edificio comience a ser utilizado como oficina, se podrá conocer de forma precisa la magnitud de la sobrecarga. Además será posible realizar un seguimiento a lo largo de los años de los esfuerzos en los elementos. Incluso, en caso de ocurrir algún movimiento telúrico, será posible analizar las variaciones ocurridas en los elementos instrumentados producto de esta solicitud.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

[1] Casas J.R., Aparicio A.C., (1998), *Monitoring of the Alamillo cable-stayed Bridge during construction*, Experimental mechanics, Vol. 38, N°1, pp.24-28.

[2] Gómez, A., Böfer, M., Cruz, J.H., (2002), *Extensión de la línea 2 del metro: Tuneleando bajo el puente Fray Andresito*, Boletín de Información Tecnológica, Vol.9, N°28, Dic-02, pp.48-51.

[3] National Instruments, (1998), *Strain Gauge Measurement – A Tutorial*, Application Note 078, Aug-98, pp.1-12

[4] Saenz, L.P., (1964), *Equation for the Strain-Stress Curve of the Concrete* (Discussion), Journal of the American Concrete Institute, Vol. 61, N°9, Sep-64, pp.1229-1235.

[5] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., (1984), *Seismic Design of Bridge Piers*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Report 84-2, Feb-84, pp.483.

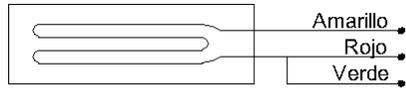
[6] Omega, (1998), *Transactions in Measurement and Control: Force-Related Measurements*, Vol. III. Omega Press
http://www.omega.com/literature/transactions/..Transactions_Vol_III.pdf

[7] Computers and Structures Inc, (2006), *Sap2000 Introductory Tutorial*.

[8] Software: Sap2000, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Advanced 11.0.0

[8] Software: ETABS, Nonlinear Version 8.4.5, Extended 3D Analysis of Building Systems.

ANEXO A: DETALLE DE CONEXIONES



Strain gauge	Cable de 3 hilos	Polaridad
SG	Amarillo	EX (+)
	Verde	QTR (-)
	Rojo	AI (-)
	Pantalla	GND

Elemento	Conector	N° PIN	Color Cable AWG 25	Polaridad	Channel	Strain gauge
21	N° 5	1	Negro	EX (+)	0	21-A
		2	Rosado ralla negra	QTR (-)		
		3	Verde ralla negra	AI (-)		
		4	Verde	EX (+)	1	21-B
		5	Blanco	QTR (-)		
		6	Café ralla negra	AI (-)		
		7	Rojo	EX (+)	2	21-C
		8	Amarillo	QTR (-)		
		9	Blanco ralla negra	AI (-)		
		10	Morado	EX (+)	3	21-D
		11	Plomo	QTR (-)		
		12	Azul	AI (-)		
		13	Naranja	EX (+)	4	21-E
		14	Amarillo ralla negra	QTR (-)		
		15	Azul ralla negra	AI (-)		
		16	Plomo ralla negra	EX (+)	5	21-F
		17	Morado ralla negra	QTR (-)		
		18	Naranja ralla negra	AI (-)		
		19	Verde claro ralla negra	EX (+)	6	21-G
		20	Café	QTR (-)		
		21	Celeste	AI (-)		
		22	Verde claro	EX (+)	7	21-H
		23	Rojo ralla negra	QTR (-)		
		24	Rosado	AI (-)		
		25	Pantalla	GNG	-	-

Elemento	Conector	N° PIN	Color Cable AWG 25	Polaridad	Channel	Strain gauge
21	N° 6	1	Negro	EX (+)	8	21-I
		2	Rosado ralla negra	QTR (-)		
		3	Verde ralla negra	AI (-)		
		4	Verde	EX (+)	9	21-J
		5	Blanco	QTR (-)		
		6	Café ralla negra	AI (-)		
		7	Rojo	EX (+)	10	21-K
		8	Amarillo	QTR (-)		
		9	Blanco ralla negra	AI (-)		
		10	Morado	EX (+)	11	21-L
		11	Plomo	QTR (-)		
		12	Azul	AI (-)		
		13	Naranja	EX (+)	12	-
		14	Amarillo ralla negra	QTR (-)		
		15	Azul ralla negra	AI (-)		
		16	Plomo ralla negra	EX (+)	13	-
		17	Morado ralla negra	QTR (-)		
		18	Naranja ralla negra	AI (-)		
		19	Verde claro ralla negra	EX (+)	14	-
		20	Café	QTR (-)		
		21	Celeste	AI (-)		
		22	Verde claro	EX (+)	15	-
		23	Rojo ralla negra	QTR (-)		
		24	Rosado	AI (-)		
		25	Pantalla		GNG	-

Elemento	Conector	N° PIN	Color Cable AWG 25	Polaridad	Channel	Strain gauge
24	N° 3	1	Negro	EX (+)	0	24-A
		2	Rosado ralla negra	QTR (-)		
		3	Verde ralla negra	AI (-)		
		4	Verde	EX (+)	1	24-B
		5	Blanco	QTR (-)		
		6	Café ralla negra	AI (-)		
		7	Rojo	EX (+)	2	24-C
		8	Amarillo	QTR (-)		
		9	Blanco ralla negra	AI (-)		
		10	Morado	EX (+)	3	24-D
		11	Plomo	QTR (-)		
		12	Azul	AI (-)		
		13	Naranja	EX (+)	4	24-E
		14	Amarillo ralla negra	QTR (-)		
		15	Azul ralla negra	AI (-)		
		16	Plomo ralla negra	EX (+)	5	24-F
		17	Morado ralla negra	QTR (-)		
		18	Naranja ralla negra	AI (-)		
		19	Verde claro ralla negra	EX (+)	6	24-G
		20	Café	QTR (-)		
		21	Celeste	AI (-)		
		22	Verde claro	EX (+)	7	24-H
		23	Rojo ralla negra	QTR (-)		
		24	Rosado	AI (-)		
		25	Pantalla		GNG	-

Elemento	Conector	N° PIN	Color Cable AWG 25	Polaridad	Channel	Strain gauge
24	N° 4	1	Negro	EX (+)	8	24-I
		2	Rosado ralla negra	QTR (-)		
		3	Verde ralla negra	AI (-)		
		4	Verde	EX (+)	9	24-J
		5	Blanco	QTR (-)		
		6	Café ralla negra	AI (-)		
		7	Rojo	EX (+)	10	24-K
		8	Amarillo	QTR (-)		
		9	Blanco ralla negra	AI (-)		
		10	Morado	EX (+)	11	24-L
		11	Plomo	QTR (-)		
		12	Azul	AI (-)		
		13	Naranja	EX (+)	12	-
		14	Amarillo ralla negra	QTR (-)		
		15	Azul ralla negra	AI (-)		
		16	Plomo ralla negra	EX (+)	13	-
		17	Morado ralla negra	QTR (-)		
		18	Naranja ralla negra	AI (-)		
		19	Verde claro ralla negra	EX (+)	14	-
		20	Café	QTR (-)		
		21	Celeste	AI (-)		
		22	Verde claro	EX (+)	15	-
		23	Rojo ralla negra	QTR (-)		
		24	Rosado	AI (-)		
		25	Pantalla		GNG	-

Elemento	Conector	N° PIN	Color Cable AWG 25	Polaridad	Channel	Strain gauge
33	N° 2	1	Negro	EX (+)	0	33-A
		2	Rosado ralla negra	QTR (-)		
		3	Verde ralla negra	AI (-)		
		4	Verde	EX (+)	1	33-B
		5	Blanco	QTR (-)		
		6	Café ralla negra	AI (-)		
		7	Rojo	EX (+)	2	33-C
		8	Amarillo	QTR (-)		
		9	Blanco ralla negra	AI (-)		
		10	Morado	EX (+)	3	33-D
		11	Plomo	QTR (-)		
		12	Azul	AI (-)		
		13	Naranja	EX (+)	4	33-E
		14	Amarillo ralla negra	QTR (-)		
		15	Azul ralla negra	AI (-)		
		16	Plomo ralla negra	EX (+)	5	33-F
		17	Morado ralla negra	QTR (-)		
		18	Naranja ralla negra	AI (-)		
		19	Verde claro ralla negra	EX (+)	6	33-G
		20	Café	QTR (-)		
		21	Celeste	AI (-)		
		22	Verde claro	EX (+)	7	33-H
		23	Rojo ralla negra	QTR (-)		
		24	Rosado	AI (-)		
		25	Pantalla	GNG	-	-

Elemento	Conector	N° PIN	Color Cable AWG 25	Polaridad	Channel	Strain gauge
36	N° 1	1	Negro	EX (+)	0	36-A
		2	Rosado ralla negra	QTR (-)		
		3	Verde ralla negra	AI (-)		
		4	Verde	EX (+)	1	36-B
		5	Blanco	QTR (-)		
		6	Café ralla negra	AI (-)		
		7	Rojo	EX (+)	2	36-C
		8	Amarillo	QTR (-)		
		9	Blanco ralla negra	AI (-)		
		10	Morado	EX (+)	3	36-D
		11	Plomo	QTR (-)		
		12	Azul	AI (-)		
		13	Naranja	EX (+)	4	36-E
		14	Amarillo ralla negra	QTR (-)		
		15	Azul ralla negra	AI (-)		
		16	Plomo ralla negra	EX (+)	5	36-F
		17	Morado ralla negra	QTR (-)		
		18	Naranja ralla negra	AI (-)		
		19	Verde claro ralla negra	EX (+)	6	36-G
		20	Café	QTR (-)		
		21	Celeste	AI (-)		
		22	Verde claro	EX (+)	7	36-H
		23	Rojo ralla negra	QTR (-)		
		24	Rosado	AI (-)		
		25	Pantalla		GNG	-