ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

DISEÑO Y ENSAYO DE UN MODELO FÍSICO PARA VERIFICAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIGA EN VOLADIZO DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON PLACAS Y VIGA DE ACERO.

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS

SAMUEL JAVIER GARCÍA RUIZ

samael9312@hotmail.com

DIRECTOR: Ing. SIGIFREDO DECIMO DÍAZ MENDOZA MSc.

sigdiaz@yahoo.com

CODIRECTOR: Ing. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRIGUEZ PhD

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, septiembre 2019

DECLARACIÓN

Yo Samuel Javier García Ruiz, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

_____

Samuel Javier García Ruiz

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Samuel Javier García Ruiz, bajo nuestra supervisión.

Ing. DÍAZ MENDOZA SIGIFREDO DECIMO MSc.	**Ing. HERNÁNDEZ RODRIGUEZ LUIS TINERFE PhD.**
DIRECTOR DE PROYECTO	**CODIRECTOR DE PROYECTO**

AGRADECIMIENTOS

Detrás de cada tesis hay una historia, en ellas hay; esfuerzo, dedicación, compromiso, y otras cualidades que el tesista las desarrolla, esa historia muy pocos saben. Atrás de cada tesista existe una familia que está esperando ese gran día. Lamentablemente en mi historia atrás de esta tesis sufrí la partida de un familiar. Pero agradezco a Dios por darme cabeza fría, entusiasmo y voluntad propia; para arreglar los problemas que se originaron a raíz de esa partida, para posteriormente dedicarme nuevamente a terminar esta tesis. Por ello y otras cosas honro y agradezco a Dios.

Estoy muy agradecido a la Facultad de Ingeniería Civil por haberme formado todo este tiempo y darme las herramientas necesarias para realizar y culminar este proyecto y para que en futuro sea un profesional de éxito.

Extiendo mi gratitud a la Empresa Argudo y Asociados S.A. quienes gracias a su compromiso con la seguridad estructural y reforzamiento en edificaciones. Pude realizar este proyecto.

Y siempre estaré agradecido a todo el equipo de ingenieros especialistas del Centro de Investigación de la Vivienda, en especial al Ing. Christian Gómez por tener confianza y permitirme realizar este proyecto de titulación. Pues nunca pensé tener este proyecto, con el cual pude obtener mi título de ingeniero civil. También agradezco al Ing. Gastón Parra por apoyarme, hay que decir que fue como un compañero de tesis.

Agradezco a mi director y codirector de este proyecto por la colaboración, disposición y ser guías en el desarrollo de este proyecto, gracias por sus orientaciones en el desarrollo del tema y en toda la realización de este proyecto.

Agradezco a todas las personas que revisaron, ayudaron y aportaron a la realización de este trabajo.

DEDICATORIA

Dedico el siguiente proyecto:

A mis padres: Sandra y Javier quienes me han dado todo su apoyo, respeto, valores y formación. Algún día retribuiré todo lo que me han dado.

A mis hermanas y hermanos:

Pamela y su esposo Memo (q.d.p),

Viviana y su esposo Edwin,

Andrea.

A mis sobrinos:

Caleb, Joel y Noemí,

Janne, Jannice y Keren Hapuc.

Y en futuro dedico a mis hijos, tengan siempre la convicción en que yo pude realizar este proyecto, ustedes pueden hacer mejores cosas.

CONTENIDO

DECLARACIÓN I
CERTIFICACIÓN III
AGRADECIMIENTOS IV
DEDICATORIA V
CONTENIDO VI
ÍNDICE DE TABLAS XI
ÍNDICE DE FIGURAS XII
SIMBOLOGÍA Y SIGLAS XV
RESUMEN XVI
ABSTRACT XVII
PRESENTACIÓN XVIII
CAPÍTULO 1 1
INTRODUCCIÓN 1
1.1 ANTECEDENTES 1
1.1.1 HIPÓTESIS 2
1.2 OBJETIVOS 3
1.2.1 OBJETIVO GENERAL 3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 3
1.3 ALCANCE 3
1.4 JUSTIFICACIÓN 3
1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA 3
1.4.2 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA Y METODOLÓGICA 4
CAPÍTULO 2 5

MARCO TEÓRICO 5
2.1 MODELACIÓN FÍSICA EN INGENIERÍA CIVIL 5
2.1.1 MODELOS FÍSICOS EN LA HISTORIA 6
2.1.2 TIPOS DE MODELOS FÍSICOS EN INGENIERÍA CIVIL 8
2.1.3 MODELOS ESTRUCTURALES FÍSICOS 10
2.1.4 TIPOS DE MODELOS ESTRUCTURALES 10
2.2 CRITERIOS PARA VERIFICAR EL REFORZAMIENTO 12
2.3 REQUERIMIENTOS EN DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS 12
2.3.1 CÓDIGO ACI 318S-14 13
2.3.2 CÓDIGO EAE-2011 14
2.3.3 CÓDIGO CTE-DB-SE-2006 15
2.4 CONSIDERACIONES GENERALES EN DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA EN ELEMENTOS REFORZADOS 15
2.4.1 CRITERIOS PARA CUMPLIMIENTO DEL DISEÑO 15
2.5 ENSAYOS EN SISTEMAS ESTRUCTURALES 16
2.5.1 ENSAYO CUASI ESTÁTICO CONTROLADO POR FUERZAS 19
2.5.2 CRITERIOS PARA INSTRUMENTACIÓN EN EL ENSAYO 20
2.6 REFORZAMIENTO PARA VIGA EN VOLADIZO 20
2.6.1 SECCIONES DE LOS ELEMENTOS 21
2.6.2 DETALLADO ESTRUCTURAL DEL REFORZAMIENTO 22
CAPÍTULO 3 23
METODOLOGÍA 23
3.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE LOS ESTADOS DE FRONTERA 23
3.2 UBICACIÓN DEL MODELO FÍSICO EN LOSA DE REACCIÓN 25
3.3 DISEÑO DEL MODELO FÍSICO 26
3.3.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ANCLAJE 26

3.3.2 DISEÑO DEL CUERPO RÍGIDO PARA .....
LA APLICACIÓN DE CARGA 28
3.4 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO 29
3.4.1 PRIMERA ETAPA 30
3.4.2 SEGUNDA ETAPA 32
3.5 VARIABLES DE MEDICIÓN 34
3.6 INSTRUMENTACIÓN DEL PROTOTIPO 34
3.6.1 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES 34
3.6.2 UBICACIÓN ESQUEMÁTICA DE STRAIN GAUGES 37
3.6.3 UBICACIÓN ESQUEMÁTICA DE LVDT Y DA 38
3.7 ENSAYO CUASI ESTÁTICO CONTROLADO POR FUERZA 39
3.7.1 EQUIPO 39
3.7.2 ASIGNACIÓN DEL PROTOCOLO DE CARGA 40
3.8 RECOPILACIÓN Y DOCUMENTACIÓN DEL ENSAYO 41
3.8.1 RECOPILACIÓN DE FISURA REGISTRADAS .....
DURANTE EL ENSAYO 41
3.8.2 EVALUACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL EJE 43
3.8.3 RECOPILACIÓN DE FISURAS .....
REGISTRADAS DESPUÉS DEL ENSAYO 45
CAPÍTULO 4 47
RESULTADOS Y DISCUSIÓN 47
4.1 RESULTADOS DE LOS DEFORMÍMETROS ANÁLOGOS 47
4.2 RESULTADOS DE LOS STRAIN GAUGES 49
4.3 RESULTADOS DE LOS LVDT 68
4.4 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS 73
4.4.1 GALGAS EXTENSIOMÉTRICAS 73
4.4.2 RESUMEN DE DATOS DE LOS STRAIN GAUGES 78

4.4.3 EXPLICACIÓN DE LOS DATOS DEL SG17-PC 79
4.4.4 EXPLICACIÓN DE LOS DATOS DEL SG22-PV 81
4.4.5 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO 82
4.5 DEFLEXIONES PARA CADA ESTADO DE CARGA 83
4.5.1 CORRECCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN LVDT-1 84
4.5.2 COMPROBACIÓN MEDIANTE ..... MODELOS COMPUTACIONALES 86
4.5.3 CORRECCIÓN POR LA DISTANCIA DEL VOLADIZO 89
4.5.4 CORRECCIÓN POR EL TIPO DE CARGA 90
4.5.5 DESPLAZAMIENTOS PROCESADOS ..... PARA CADA ESTADO DE CARGA 90
4.6 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN ∆/L 91
4.7 COMPROBACIÓN DE DEFLEXIONES 93
4.7.1 CÓDIGO ACI 318S-14 93
4.7.2 CÓDIGO EAE-2011 93
4.7.3 CÓDIGO CTE-DB-SE-2006 94
CAPÍTULO 5 95
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 95
5.1 CONCLUSIONES 95
5.2 RECOMENDACIONES 96
REFERENCIAS 98
ANEXOS 103
ANEXO No. 1 104
COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES EN VIGAS EMPOTRADAS Y SIMPLEMENTE APOYADAS 104
ANEXO No. 2 107
PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO 107

ANEXO No. 3 108

DEMOSTRACIÓN PARA LA CORRECCIÓN POR LA DISTANCIA DEL VOLADIZO 108

ANEXO No. 4 111

DEMOSTRACIÓN PARA LA CORRECCIÓN POR EL TIPO DE CARGA. 111

ANEXO No. 5 114

PLACAS PARA REFUERZO DEL PATÍN DE LA VIGA DE ACERO 114

ANEXO No. 6 116

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN DESPUÉS DE 7 DÍAS..... 116

ANEXO No. 7 118

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN DESPUÉS DE 15 DÍAS..... 118

ANEXO No. 8 120

COMPRESIÓN MONOAXIAL EN HORMIGÓN DESPUÉS DE 41 DÍAS..... 120

ANEXO No. 9 127

PROTOCOLO DE CARGA 127

ANEXO No. 10 130

PLANOS *AS BUILT* DEL MODELO FÍSICO 130

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 LÍMITE DE DEFLEXIONES 13
TABLA 2.2 VALORES LÍMITE DE FLECHAS 14
TABLA 2.3 DATOS DE RESISTENCIA EN LA VIGA 16
TABLA 3.1 VALORES DE CARGA 40
TABLA 4.1 TABLA DE RESUMEN DE STRAIN GAUGES 78
TABLA 4.2 RESORTE EQUIVALENTE 87
TABLA 4.3 DEFORMACIONES OBTENIDAS EN LVDT1 Y LVDT6 88
TABLA 4.4 DEFORMACIONES DEL EJE. 88
TABLA 4.5 DEFLEXIONES DE LDVT1 CORREGIDO 89
TABLA 4.6 COMPARACIÓN DE LOS VALORES CORREGIDOS 89
TABLA 4.7 TABLA RESUMEN DE LVDT-1 PROCESADO 91
TABLA 4.8 RELACIONES ∆/L 92
TABLA 4.9 RELACIONES ∆/L DE LA VIGA EN VOLADIZO 92
TABLA 4.10 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES CON EL ACI318S-14 93
TABLA 4.11 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES CON EL EAE-2011 94
TABLA 4.12 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES CON EL CTE-DB-SE-2006 ... 94

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 MODELO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS RELLENOS 8
FIGURA 2.2 MODELO HIDRÁULICO DE UNA DISIPADOR DE ENERGÍA..... 9
FIGURA 2.3 MODELO GEOTÉCNICO DE UNA TUNELADORA 9
FIGURA 2.4 VISTA EN PLANTA EDIFICIO 21
FIGURA 2.5 SECCIÓN DE LA COLUMNA REFORZADA 21
FIGURA 2.6 SECCIÓN DE LA VIGA EN VOLADIZO REFORZADA 22
FIGURA 3.1 ESTADOS DE FRONTERA 23
FIGURA 3.2 CONCEPTUALIZACIÓN DE ESTADOS DE FRONTERA..... 24
FIGURA 3.3 CAMBIOS DE ESQUEMA..... 25
FIGURA 3.4 ESQUEMA DE IMPLANTACIÓN 26
FIGURA 3.5 ANCLAJE EN LOSA DE REACCIÓN..... 27
FIGURA 3.6 ANCLAJE EN EL MURO 28
FIGURA 3.7 CUERPO RÍGIDO PARA APLICACIÓN DE CARGA 29
FIGURA 3.8 ELABORACIÓN DEL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO..... 30
FIGURA 3.9 ENCOFRADO FINAL 31
FIGURA 3.10 VERTIDO DE HORMIGÓN 31
FIGURA 3.11 PERFORACIÓN EN VIGA 32
FIGURA 3.12 COLOCACIÓN DE ADHESIVO EPÓXICO 33
FIGURA 3.13 AJUSTE DE PERNOS..... 33
FIGURA 3.14 VERIFICACIÓN DE LA SOLDADURA ELÉCTRICA 36
FIGURA 3.15 COLOCACIÓN DE CINTA AUTOFUNDENTE..... 37
FIGURA 3.16 UBICACIÓN DE LOS STRAIN GAUGES 38
FIGURA 3.17 UBICACIÓN DE LOS LVDT Y DA..... 39
FIGURA 3.18 PROTOCOLO DE CARGA..... 40
FIGURA 3.19 FISURA CERCANA A LA COLUMNA..... 41
FIGURA 3.20 PLACAS ENCAMISADO DE LA VIGA 42
FIGURA 3.21 FISURAS A 45 [T] 42
FIGURA 3.22 FISURA CENTRAL A LAS 47 [T] 43

FIGURA 3.23 DESPLAZAMIENTO VERTICAL DE LA COLUMNA 44
FIGURA 3.24 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LA COLUMNA..... 45
FIGURA 3.25 FISURA CERCA DE LA CARA DE LA COLUMNA 45
FIGURA 3.26 COLUMNA SIN ENCAMISADO DESPUÉS DEL ENSAYO..... 46
FIGURA 4.1 CURVA FUERZA – DESPLAZAMIENTO DA-1 Y DA-2 48
FIGURA 4.2 CURVA FUERZA – DESPLAZAMIENTO DA-3 Y DA-4 48
FIGURA 4.3 CURVA FUERZA – DESPLAZAMIENTO DA-5 Y DA-6 49
FIGURA 4.4 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG5-V 50
FIGURA 4.5 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG9-V 51
FIGURA 4.6 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG10-V 52
FIGURA 4.7 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG11-HPS 53
FIGURA 4.8 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG12-HPS 54
FIGURA 4.9 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG13-HPS 55
FIGURA 4.10 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG14-HPI 56
FIGURA 4.11 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG15-HPI 57
FIGURA 4.12 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG16-HPI 58
FIGURA 4.13 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG17-PC 59
FIGURA 4.14 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG18-PC 60
FIGURA 4.15 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG19-PV 61
FIGURA 4.16 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG20-PV 62
FIGURA 4.17 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG21-PV 63
FIGURA 4.18 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG22-PV 64
FIGURA 4.19 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN S23-PC 65
FIGURA 4.20 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG24-PC 66
FIGURA 4.21 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG25-PV 67
FIGURA 4.22 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG26-PV 68
FIGURA 4.23 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 1..... 69
FIGURA 4.24 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 2..... 70
FIGURA 4.25 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 3..... 71
FIGURA 4.26 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 4..... 71
FIGURA 4.27 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 5..... 72
FIGURA 4.28 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 6..... 73

FIGURA 4.29 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN VARILLAS 74
FIGURA 4.30 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN PATINES 75
FIGURA 4.31 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN ENCAMISADO 76
FIGURA 4.32 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN PLACAS 77
FIGURA 4.33 RESUMEN DE SG EN COMPRESIÓN Y TENSIÓN 79
FIGURA 4.34 UBICACIÓN DE SG17-PC 80
FIGURA 4.35 GIRO EN PERNOS 80
FIGURA 4.36 ESCENARIO POSIBLE PARA SG17-PC 81
FIGURA 4.37 UBICACIÓN DE SG22-PV 82
FIGURA 4.38 CARGA VS DESPLAZAMIENTO EN LDVT-1, 2 ,3 Y 4 83
FIGURA 4.39 CONDICIONES PARA SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS 84
FIGURA 4.40 ESQUEMA PARA CÁLCULO DE ΔR1 85
FIGURA 4.41 MODELO COMPUTACIONAL 86
FIGURA 4.42 CONDICIONES DE APOYO Y RESORTE EQUIVALENTE 87
FIGURA 4.43 RELACIÓN ∆/L EN LA VIGA EN VOLADIZO 91

FIGURA A. 1 CONSIDERACIONES PARA LA DEMOSTRACIÓN 105
FIGURA A. 2 CONDICIONES PARA LA CORRECCIÓN 109
FIGURA A. 3 CONDICIONES PARA LA DEMOSTRACIÓN 112
FIGURA A. 4 PLACAS EN EL EXTREMO DEL PATÍN DE LA VIGA ACERO 115
FIGURA A. 5 PLACAS ADYACENTES AL PATÍN DE LA VIGA DE ACERO 115

SIMBOLOGÍA Y SIGLAS

ACI: American Concrete Institute

CIV: Centro de Investigación de la Vivienda

CTE-DB-SE: Código Técnico Español Documento Básico de Seguridad Estructural

DA: Deformímetro Análogo

DICA: Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

FEMA: *Federal Emergency Management Agency*

FRP: *Fiber Reinforced Polymer*

EPN: Escuela Politécnica Nacional

IG: Instituto Geofísico

LVDT: *Linear Variable Differential Transformer*

NEC-SE-RE: Norma Ecuatoriana de la Construcción

PGA: *Peak Ground Acceleration*

RCS: *Reinforced Concrete Steel*

RENAC: Red Nacional de Acelerógrafos

SG: *Strain Gauge*

RESUMEN

El presente trabajo de titulación se realizó con el objetivo en evaluar de manera experimental el comportamiento estructural de una viga en voladizo, la cual fue reforzada con placas y vigas de acero. Con la finalidad en que este tipo de reforzamiento sea aplicado a varias vigas de una edificación de la ciudad de Guayaquil. Para ello, se diseñó y se construyó un solo modelo físico dentro de las instalaciones del Centro De Investigación De la Vivienda a escala natural ya que se replicaron secciones de los elementos estructurales, el diseño estructural, resistencia de los materiales y utilizando mano de obra calificada de la ciudad antes mencionada, con el fin en que este prototipo sea lo más representativo.

Después el modelo físico fue ensayado utilizando los estándares publicados por el FEMA-461 (Ensayo Cuasi Estático Controlado Por Fuerzas). Las variables que se midieron; fueron las deflexiones en la viga en voladizo y las deformaciones unitarias en los elementos del reforzamiento. Por esta razón se instrumentó del siguiente modo; se colocó transductores de desplazamiento (LVDT) y deformímetros análogos (DA), y se ubicaron galgas extensiométricas (*Strain gauges*). Todos estos instrumentos fueron ubicados estratégicamente para su medición. Con los resultados del ensayo se realizó un procesamiento de datos en el cual para cada estado de carga se obtuvo un desplazamiento, este conjunto de desplazamientos fueron comparados con los límites establecidos en normas y códigos. Con los resultados de las deformaciones unitarias se encontraron comportamientos locales de los elementos que conforman el reforzamiento. Finalmente se evaluó la capacidad de la viga sea mayor a la demanda. Siendo estos los criterios de evaluación que determinaron en que la viga en voladizo reforzada cumple con los requerimientos estructurales y sea aplicado en obra.

PALABRAS CLAVE: modelo físico, reforzamiento, deflexión, voladizo, FEMA-461, capacidad.

ABSTRACT

*The present graduation work was carried out for the purpose of experimentally evaluating the structural behavior of a cantilever beam, which was reinforced with steel plates and beams. With the purpose that this type of reinforcement is applied to several beams of a building in the city of Guayaquil. To that end, a single physical model was designed and built within the facilities of "*Centro De Investigación De la Vivienda" *on a natural scale, since sections of structural elements, structural design, resistance of materials and skilled labor were replicated of the aforementioned city, in order that this prototype is the most representative.*

After the physical model was tested using the standards published by FEMA-461 (Force Controlled Quasi-Static Test). The variables that were measured; were the deflections in the cantilever beam and the unit deformations in the reinforcement elements. For this reason it was instrumented in the following way; linear variable differential transformer (LVDT) and dial gauge (DA) were placed, and strain gauges were placed. All these instruments were strategically located for measurement. With the results of the test a data processing was carried out in which a displacement was obtained for each state of load, this set of displacements were compared with the limits established in norms and codes. With the results of the unit deformations, local behaviors of the elements that make up the reinforcement were found. Finally, the capacity of the beam is greater than the demand. These being the evaluation criteria that determined in which the reinforced cantilever beam meets the structural requirements and is built.

Keywords: physical modelling, reinforcement, deflection, cantilever, FEMA-461, capacity.

PRESENTACIÓN

Este proyecto de titulación está conformado por cinco capítulos establecidos en el siguiente orden.

En el capítulo 1 “Introducción”, se presenta el antecedente del cual parte la hipótesis de este proyecto, con esta, se plantea el objetivo general, los objetivos específicos y el alcance. Luego se expone las justificaciones pertinentes para evidenciar la necesidad de este proyecto de titulación.

En el capítulo 2 “Marco teórico”, se presenta los conceptos básicos sobre la modelación física en ingeniería estructural, también se expone el reforzamiento de la viga y los criterios de serviciabilidad y durabilidad que debe cumplir la viga en voladizo.

En el capítulo 3 “Metodología”, se presenta todo el proceso que se realizó para el diseño del modelo físico y de la fase experimentación mediante la ensayo cuasi estático controlado por fuerza

En el capítulo 4 “Resultados y discusión”, se presenta todos los resultados obtenidos de los instrumentos de medición y se hace una discusión a todo lo encontrado. También se hace un procesamiento de datos para obtener desplazamientos y sean comparados con los límites de deflexiones.

En el capítulo 5 “Conclusiones y recomendaciones”, se presenta todas las conclusiones relevantes sobre los resultados encontrados, así se afirma la hipótesis y a los objetivos planteados. También se presenta recomendaciones para mejorar el diseño de la viga en voladizo, y recomendaciones para investigaciones futuras.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La separación insuficiente entre edificios ha sido una de las causas de colisión lateral entre edificios adyacentes durante terremotos ocurridos en el Ecuador y en otras partes del mundo. Esta colisión provoca un incremento inesperado de la fuerza inercial de los edificios causando un aumento inesperado de esfuerzos en los elementos estructurales generando graves daños y colapso (Inel, Cayci, Kamal, & Altinel, 2014). Esto es crítico cuando las estructuras se encuentran a desnivel ya que se puede generar un choque de la losa contra las columnas quedando seriamente afectadas (Pulamarin, 2017).

En el Ecuador el golpeteo en estructuras es un problema estructural significativo, esto se pudo evidenciar durante el evento sísmico del 16 de abril en la ciudad de Guayaquil, pues se registró un PGA de 0.23 m/s^2 medido por la estación AGYE de la RENAC del IG (Instituto Geofísico, 2016). Aunque teniendo un registro de PGA bajo, dos edificaciones de dicha ciudad chocaron debido a la flexibilidad que presentaban y a la falta de una junta o separación.

Debido a la afectación que se produjo por el choque entre las edificaciones, los dueños del edificio que sufrió más daños contrataron a la empresa Argudo & Asociados S.A. Para que realicen un estudio técnico en el reforzamiento de la edificación. Mediante el estudio se determinó que la creación de una junta de construcción de 70 cm es necesaria para evitar los efectos de golpeteo. Esto se logrará eliminando el eje de columnas colindantes del edificio mencionado, así se proporcionará un espaciamiento suficiente entre las dos edificaciones, evitando así la ocurrencia de golpeteo en eventos sísmicos futuros.

En este proceso de reforzamiento estructural, las partes más afectadas son las vigas que quedaran en voladizo y las columnas soportaran a dichas vigas, por ende es necesario reforzarlas, pues la configuración estructural cambiará ocasionando que su refuerzo interno sea insuficiente. Se debe recordar que una viga en voladizo

es una estructura isostática y con cualquier falla produce el colapso de la misma. Debido a este posible colapso se debe dar una capacidad necesaria y también para evitar deformaciones excesivas.

Por lo tanto la empresa mencionada realizó el diseño del reforzamiento mediante la colocación de placas de 10 mm de espesor en la parte superior e inferior de la losa cercana a la viga en voladizo. Estas placas serán sujetas con espárragos y pernos Kwik. También se adiciona una viga H en la parte inferior de la viga de hormigón y será anclada con espárragos de doble anclaje, para que la sección se comporte como una sola. Y también se realizará un encamisado con placas de acero de 10 mm a la columna que quedará unida a la viga en voladizo.

Este reforzamiento planteado para las vigas en voladizo es necesario e importante en términos de capacidad, por esta razón, la empresa mencionada tiene la necesidad de evaluar y verificar el comportamiento estructural real sea semejante a lo obtenido en los cálculos teóricos.

Con base a lo expuesto, este trabajo técnico experimental propone el diseño para la construcción del modelo físico, para que este sea lo más representativo al reforzamiento que se realizará en el edificio de Guayaquil.

Así también se realiza el diseño de la fase de experimentación, para obtener datos reales a partir del ensayo del modelo físico y estos sean verificados con los requerimientos de normas y códigos en construcción a nivel nacional e internacional. Con la finalidad de que este reforzamiento sea aplicable en las vigas y columnas del edificio ya mencionado y se pueda crear la junta de construcción.

En consecuencia se podrá dar solución al problema de golpeteo que presenta dicha edificación para en un futuro evitar pérdidas humanas y económicas debido al posible daño o colapso de la estructura durante un evento sísmico.

Expuesto el antecedente de este trabajo técnico experimental, se plantea la hipótesis que se comprobará al concluir el análisis de datos del presente trabajo:

1.1.1 HIPÓTESIS

El diseño del modelo físico-experimental construido y ensayado simula el comportamiento estructural de la viga en voladizo y columna, permitiendo verificar

el cumplimiento de los requerimientos técnicos de serviciabilidad, resistencia, estabilidad y seguridad de la estructura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar un modelo físico para evaluar de manera experimental y verificar el comportamiento estructural de la viga en voladizo reforzada mediante placas y viga de acero previo a ser construida en obra para generar una junta de construcción y solucionar el problema de golpeteo en una edificación de la ciudad de Guayaquil.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar el modelo físico y el proceso de experimentación de la viga en voladizo con su conexión con el resto de la estructura.
- Verificar el comportamiento estructural de la estrategia de reforzamiento mediante el análisis de los datos obtenidos.

1.3 ALCANCE

El presente proyecto contempla el diseño del modelo físico, el diseño de la fase de experimentación y el análisis de datos, los cuales servirán para la comprobación y evaluación del comportamiento estructural de la viga en voladizo reforzada con placas y viga de acero, así también el reforzamiento de las columnas.

Para finalmente generar conclusiones y recomendaciones ingenieriles que aporten en la fase de reforzamiento, para que este sea aplicado en un edifico de la ciudad de Guayaquil y así poder crear la junta de construcción dando solución al problema de golpeteo que presenta dicha edificación. Y que en un evento sísmico a futuro se evite pérdidas humanas y económicas debido al posible daño o colapso de la misma.

1.4 JUSTIFICACIÓN

1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Es importante resaltar que la literatura existente presenta información y aplicaciones en reforzamiento de estructuras con elementos estructurales en acero, pero debido al planteamiento de la creación del voladizo hace que este reforzamiento sea de características únicas y diferentes a lo encontrado en la

literatura. Esto motiva y justifica por una parte a la propuesta de este trabajo de titulación.

Adicional se aportará con una propuesta de diseño de modelo físico y su experimentación correspondiente, que servirá como referencia para futuros ensayos de iguales condiciones y semejantes características. También contribuirá con nuevos conocimientos para los estudiantes para que ellos puedan plantear diferentes alternativas y variantes en reforzamientos. Y para que estas sean evaluadas de forma experimental con el fin de comprobar sus propiedades y así en el futuro contribuyan a las líneas de investigación del área de estructuras del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

1.4.2 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA Y METODOLÓGICA

En los últimos años se han desarrollado varios paquetes computacionales que son capaces en modelar y analizar una estructura en tiempos muy cortos pero hay que tener en cuenta que la estructura modelada de manera computacional no se va a comportar igual que la realidad. Y también, estos programas no son capaces en entender el comportamiento que puede tener la estructura en la realidad. Debido a estas limitantes, el desarrollo de modelos físicos-experimentales es muy importante, pues en ellos se puede ver el comportamiento estructural real, también se puede perfeccionar, comprobar, optimizar los recursos y calibrar modelos matemáticos (Harris, 1999).

Es así que se pone en manifiesto la justificación de este trabajo de titulación, pues se realizará el diseño del modelo físico, el ensayo y el análisis de datos, para comprobar la estrategia de reforzamiento y evaluar el comportamiento estructural de la viga en voladizo. Y también generar conclusiones y recomendaciones ingenieriles que aporten en la fase de reforzamiento, para que este sea aplicado en el edifico ya mencionado y poder crear la junta de construcción, dando una solución al problema de golpeteo que presenta dicha edificación.

Además este trabajo será un aporte que tendrá un respaldo experimental realizado en el Centro de Investigación de la Vivienda y puede ser utilizado como base para ensayos futuros de este tipo.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 MODELACIÓN FÍSICA EN INGENIERÍA CIVIL

Los modelos físicos han tenido un rol muy importante en la educación de diversas ingenierías, pero en especial en la ingeniería estructural, ya que, en ellos se ha podido estudiar, comprobar y analizar varias hipótesis. Este proceso ha aportado en el aprendizaje de diferentes conceptos de la ingeniería estructural (Harris, 1999).

Hay que mencionar que estos modelos físicos han sido una herramienta muy antigua y de gran importancia, ya que se utilizan para entender de mejor manera el diseño estructural y la implicación de su elección desde la etapa conceptual hasta la etapa final. Por ejemplo las grandes industrias de automóviles hacen modelos físicos de los motores y entran a fase de experimentación. Con el objetivo en hacerlos más eficientes y ver sus posibles fallas antes que sean construidos en serie. Lo mismo ocurre con represas, puentes, edificios de gran altura y aviones (Saidani & Shibani, 2014).

En proyectos, cuyos diseños no se admite un margen de error, se tiene la obligación de aplicar modelos físicos. Esta aplicación es de suma importancia ya que, no se puede comprometer la vida de las personas y arriesgar una inversión (Tenesaca, 2014).

Existen laboratorios de experimentación, en ellos se puede reproducir fenómenos complejos estos pueden ser: cámaras de viento que reproducen las velocidades del viento para una tormenta, mesas de vibración que reproducen el efecto de un sismo en una estructura, actuadores o gatos hidráulicos que reproducen la carga que soportará el elemento estructural (Misra, 2016).

Es así, en que los modelos físicos han sido una gran herramienta para la solución de problemas existentes de la ingeniería civil y otras ingenierías, pues con estos modelos físicos se puede establecer los factores que obligaron a la infraestructura comportarse de una manera específica (Pérez & Briceño, 2013).

2.1.1 MODELOS FÍSICOS EN LA HISTORIA

Los modelos físicos han sido utilizados desde muchos años atrás, siendo herramientas indispensables en la fase de experimentación. Ya que con estos se han podido estudiar varias hipótesis físicas y matemáticas (Harris, 1999).

Es muy frecuente la aplicación de modelos físicos en obras y sistemas estructurales que están bajo condiciones y demandas complejas, como: la velocidad del viento en puentes y edificios de gran altura, sistemas de contención en represas que están bajo condiciones extremas y sismos que son reproducidos en mesas vibratorias. Todo esto hace posible el desarrollo de materiales, el perfeccionamiento de métodos constructivos y el diseño de sistemas para reducir la vulnerabilidad estructural (Moreno, 2016).

Hablar de los modelos físicos en la historia hace que sea un tema extenso, debido a los años que han pasado. Pues se puede hablar desde la antigua Grecia, en donde, Arquímedes en base a sus experimentos establecía la ley de empuje para fluidos. También se puede hablar de Newton, con su trabajo en óptica pudo corregir el defecto que tenían telescopios de la época.

Lo que se quiere exponer en esta parte; es todo el proceso cronológico que ha tenido la modelación física en la ingeniería estructural. Al principio de los años 20 del siglo pasado, se estudiaba las desviaciones de las estructuras reticulares mediante la obtención de líneas de influencia, esto se realizaba con modelos estructurales indirectos (Harris, 1999).

Desde 1856 Kelvin estudió el principio de resistencia metálica pero su primera aplicación para medir la tensión en metales de manera experimental fue realizada por Carlson y Eaton en la década de los 30. Para ello se utilizó y se desarrolló los primeros strain gauges, estos no eran muy prácticos en el uso, ya que eran muy grandes y estorbaban en el ensayo.

Por ello en 1938 Simmoins y Ruge, aplicando el principio de resistencia eléctrica de un conductor, desarrollan las primeras láminas con cables que funcionan como resistencias, es así en que este strain gauges se podían pegar directamente en las probetas de acero. Desde entonces el strain gauge ha sido aplicado en cientos de

ensayos experimentales de materiales y de sistemas estructurales. En base al mismo principio de resistencia eléctrica aplicada en los strain gauges, se desarrollaron celdas de carga y transductores de desplazamiento desde los años 40.

Después, el uso de modelos indirectos a menor escala fue utilizada en la década de los 40, donde se modeló la represa Hoover en una escala de 1/240 y en puentes colgantes. Desde ese tiempo la tecnología necesitó un rápido desarrollo para una construcción, instrumentación y ensayos en modelos físicos. Y es así en que la modelación física alcanzó una pequeña atención en los códigos de construcción en Norte América, pues en ellos se especifica algunas provisiones para que el ingeniero haga modelos físicos en el proceso de diseño. Por ejemplo en 1969 en el código de construcción de la ciudad de New York establece el uso de modelos físicos para comprobar el diseño estructural. Luego el ACI 318-95 en la sección 19.2.4 permite el uso de análisis experimental en modelos elásticos para analizar soluciones de una estructura compleja (Harris, 1999).

En la actualidad el ACI318S-14 en su inciso 1.8.2 establece que; se puede usar el análisis en modelos físicos para complementar los cálculos obtenidos por medio de programas computacionales, y se tenga una comprobación de ellos. Este análisis debe hacerse a cabo por personas e instituciones expertas en esta técnica.

Por estas razones la creación de laboratorios fue necesaria, y alcanzaron excelente reputación en modelación física los laboratorios de Europa, Norte américa y Asia. La deferencia radica en que los laboratorios norteamericanos son más de uso comercial. En todos estos laboratorios se han venido desarrollando varias investigaciones que han aportado a los códigos de diseño estructural (Harris, 1999).

Con respecto en Ecuador, ante la falta de lugares para realizar investigación en ingeniería estructural, desde el año 1999 se fue concibiendo la idea de formar un Centro de Investigación, encargado de evaluar experimentalmente los procesos constructivos relacionados con la vivienda. En el año 2002 gracias al programa BID-Fundacyt-EPN fue posible la construcción del Centro de Investigación de la Vivienda bajo la dirección del Ingeniero Patricio Placencia.

El CIV es único a nivel nacional debido a sus características, pues tiene una losa de carga y muros de reacción. También cuenta con instrumentación y sistema de adquisición de datos, además allí trabajan ingenieros especialistas en evaluar de forma experimental sistemas constructivos convencionales y no convencionales.

2.1.2 TIPOS DE MODELOS FÍSICOS EN INGENIERÍA CIVIL

Los modelos físicos pueden ser clasificados de diferentes maneras, pero en esta clasificación se lo hace en base a los estudios que permiten apreciar una noción más acertada sobre el comportamiento de las diferentes obras civiles, siendo así, en ingeniería civil se tiene el área de: estructuras, hidráulica y geotecnia. Los modelos físicos se han utilizado para cada una de las áreas ya mencionadas (Pérez & Briceño, 2013).

2.1.2.1 Modelos estructurales

Son modelos o prototipos que representan a un elemento estructural, parte de un sistema o toda la estructura, entre los cuales se encuentran: muros, pórticos, conexión viga-columna, puentes, edificios, cimentaciones entre otros (Pérez & Briceño, 2013).

FIGURA 2.1 MODELO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS RELLENOS

FUENTE: Página web CIV-EPN

2.1.2.2 Modelos hidráulicos

La modelación física en hidráulica se basa en la en el maquetado a escala reducida de obras civiles hidráulicas o parte de ellas, las cuales se encuentran: vertederos,

disipadores de energía, rejillas, alcantarillados, separadores de caudal y represas. También se entiende como modelación: el comportamiento hidrológico de una cuenca, el arrastre de un río o de la marea, la conducta de las olas en diferentes tormentas (Pérez & Briceño, 2013).

FIGURA 2.2 MODELO HIDRÁULICO DE UNA DISIPADOR DE ENERGÍA

FUENTE: Página web CIERHI-EPN

2.1.2.3 Modelos geotécnicos

Son prototipos de estructuras geotécnicas, estas pueden ser: cimentaciones, muros de contención y túneles. También se hace modelos físicos para el desarrollo de: geotextiles, placas de anclaje, pavimentos y otros materiales (Pérez & Briceño, 2013).

FIGURA 2.3 MODELO GEOTÉCNICO DE UNA TUNELADORA

FUENTE: (González & Lombaña, 2009)

2.1.3 MODELOS ESTRUCTURALES FÍSICOS

Los modelos físicos en ingeniería son prototipos de escala real, reducida o simplificada de obras, maquinas o sistemas. Estos modelos son utilizados para estudiar su comportamiento ante las solicitaciones de diseño y permitir así perfeccionar el diseño final, antes de iniciar la construcción de la estructura (Moreno, 2016).

Una segunda definición fue dada por Janney et al. (1970) “Un modelo estructural es cualquier elemento estructural o ensamble del mismo construido a una escala reducida (en comparación con el tamaño de toda la estructura) que es ensayada, y con leyes de similitud son empleadas para interpretar los resultados de los ensayos”

El American Concrete Institute (ACI) en el comité 444 expone una definición del modelo estructural, “Cualquier representación física de una estructura o una porción de la misma. Comúnmente, el modelo es construido a una escala reducida.”

2.1.4 TIPOS DE MODELOS ESTRUCTURALES

Los modelos estructurales pueden ser clasificados de diferente manera. (Harris, 1999) en su libro hace una clasificación de los modelos en base a la función que se quiere tener con el modelo estructural. Esto quiere decir en que el modelo servirá sólo para tener una idea o servirá para ser ensayado y tener resultados reales. A continuación se explica cada tipo de modelo estructural en base a esta clasificación.

2.1.4.1 Modelos elásticos

Son modelos que están construidos con materiales de bajo módulo de elasticidad pero tienen una semejanza directa con la geometría del prototipo. Son utilizados para la demostración de la elástica que son más para fines educativos. Por general están construidos por materiales plásticos o algún tipo de madera (Harris, 1999).

2.1.4.2 Modelos indirectos

Son un tipo especial de modelos elásticos la diferencia es que en general no tiene un parecido físico con el prototipo. Y la carga aplicada no corresponde a la carga actual esperada. Son utilizados para obtener líneas de influencia. Muchos años fueron utilizados pero ahora son utilizados muy pocas veces debido a que los cálculos puramente elásticos son mejor hechos en una computador (Harris, 1999).

2.1.4.3 Modelos directos

Son modelos que tienen una geometría similar en la representación del prototipo y las cargas que serán aplicadas son de la misma forma y manera que van hacer aplicadas en la realidad. Esfuerzos, deformaciones y fuerzas del modelo para condición de carga son representativos en cantidades similares en prototipo (Harris, 1999).

2.1.4.4 Modelos de resistencia

Es un modelo directo que comúnmente se los denomina modelos realistas o réplicas, se llaman así ya que son construidos con materiales similares al original. De tal manera que el modelo servirá para entender el comportamiento estructural real para cada estado de carga. Son muy utilizados para representar los problemas con más dificultad encontrados en estructuras de concreto armado y de acero estructural (Harris, 1999).

El inconveniente en estos modelos son las técnicas de fabricación y la elección de los materiales. Construir un modelo de resistencia no es económico para sólo usarlos en el rango del comportamiento elástico (Harris, 1999).

2.1.4.5 Modelos para efectos de viento

Son modelos a escala reducida, en donde están modelados la forma de la estructura y la rigidez. Son utilizados para medir las fuerzas totales de las presiones ejercidas por el viento en la estructura, también sirve para medir los esfuerzos y deformaciones en la interacción dinámica que tiene la estructura con el viento (Harris, 1999).

2.1.4.6 Modelos dinámicos

Son modelos utilizados para estudiar los efectos de las cargas dinámicas o vibraciones en una estructura. Para estudiar los efectos de un sismo en una estructura los modelos son ensayados en una mesa de vibración, también para ver los efectos del viento en una estructura son ensayados en túneles de viento. Estos modelos son también utilizados para el estudio de los efectos de los impactos en una estructura (Harris, 1999).

2.1.4.7 Modelos institucionales de investigación y diseño

Los modelos de investigación son utilizados para demostrar conceptos o teorías que están bajo estudio o investigación. Por lo general son más sofisticadas ya que están en un rango de exactitud de laboratorio y son utilizados para maestrías. A diferencia de los modelos de diseño, que son utilizados como una herramienta conceptual para tener una mejor idea de la deformación final para un estado de carga. Por lo general son aplicaciones de modelos elásticos e indirectos (Harris, 1999).

2.2 CRITERIOS PARA VERIFICAR EL REFORZAMIENTO

Para estructuras reforzadas con FRP o inclusión de elementos metálicos pegados con resinas epóxicas, el ACI 410.2R establece en la parte 9.1 que la filosofía de diseño en estos sistemas se basa en los estados límites de servicio (deflexiones excesivas y fisuras) y por última resistencia (fatiga, esfuerzo de ruptura y falla). Estos sistemas se diseñan en acorde con los requerimientos del ACI 318S-14 con respecto a resistencia y serviciabilidad.

Es así que el ensayo se basa en evaluar el reforzamiento y verificar los siguientes criterios; la viga en voladizo reforzada tiene una resistencia mayor comparada a la resistencia requerida, y las deflexiones ante las cargas de servicio serán menor a lo establecido por el ACI 318S-14 y otros códigos. Y así el diseñador de la propuesta de reforzamiento, después del ensayo y del procesamiento de datos, tendrá un aporte complementario a los cálculos obtenidos. Tal y como se establece en el ACI-318S-14 en su inciso 1.82.

Para esta verificación no se contempla evaluar la viga y su conexión ante comportamiento sísmico, ya que las vigas en voladizo no aportan rigidez lateral a una edificación y mucho menos disipan energía. Por lo tanto la viga en voladizo se evalúa para cargas gravitacionales.

2.3 REQUERIMIENTOS EN DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS

Las estructuras se deforman al estar sometidas a cargas. Debido a esta deformación, se originan fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales y no estructurales que conforman toda la estructura (Nelson & McCormac, 2007).

Es así, que el análisis estructural, es una ciencia que se encarga en métodos de cálculo, para determinar la resistencia, estabilidad, durabilidad y seguridad estructural (Villareal, 2009). Para garantizar la serviciabilidad y seguridad de una estructura. Existen varias normativas de diseño en los que se establecen las deflexiones admisibles de los elementos estructurales.

En el NEC-SE-RE (Rehabilitación de Estructuras) en la sección 1.3.1 hace referencia al uso de normativas ecuatorianas y extranjeras en la construcción. Este trabajo hacer referencia a la NEC-SE-HA en el cual hace mención a normativas-extranjeras para el diseño de elementos de hormigón armado. Por esta razón se toma las siguientes normativas para límites de deflexiones en vigas.

2.3.1 CÓDIGO ACI 318S-14

El ACI 318S-14 en su capítulo 24 expone sus requerimientos de funcionamiento, uno de estos es; los límites de deflexiones ante cargas gravitacionales. Se hace mención que la norma colombiana NSR-10 en el TÍTULO C hace referencia a la tabla del capítulo 24 del ACI.

Estos límites se toman, ya que el voladizo estará sometido ante cargas gravitacionales.

TABLA 2.1 LÍMITE DE DEFLEXIONES

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r, S y R	$\ell/180$[1]
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)[2]	$\ell/480$[3]
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$[4]

[1]Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.
[2]Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.
[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.
[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

FUENTE: (American Concrete Institute, 2014)

Este código no hace mención para vigas en voladizo, pues estos límites son para vigas simplemente apoyadas. Pero es implícito que; para vigas en voladizo se debe tomar el doble de la longitud, esta deducción se puede observar en el ANEXO No.1.

2.3.2 CÓDIGO EAE-2011

El código español de acero estructural en el artículo 37 del capítulo 10 establece que los valores límites recomendados son de carácter semiempírico y pueden considerarse como valores límites, salvo se tenga otros valores más restrictivos. El estudio de las deformaciones en los elementos se debe realizar en función a las condiciones de servicio (Gobierno de España, 2011, pág. 191).

En la siguiente TABLA 2.2 se observa los valores de la flecha activa, que es para condiciones de carga permanente más la sobre carga con la combinación pertinente de cargas de servicio. También el código europeo establece que para vigas en voladizo se debe tomar el doble de la longitud del volado.

TABLA 2.2 VALORES LÍMITE DE FLECHAS

Condición	**Valores límite W_{activa}**
Cubiertas (accesibles para mantenimiento)	L/250
Cubiertas accesibles (con carácter general)	L/300
Vigas y forjados (en ausencia de elementos frágiles susceptibles a deterioro)	L/300
Vigas y forjados soportando tabiques ordinarios o solados rígidos con juntas.	L/400
Vigas y forjados soportando elementos frágiles: tabiques cerramientos o solados rígidos.	L/500
Vigas soportando pilares	L/500
Vigas soportando muros de fábrica	L/1000

FUENTE: (Gobierno de España, 2011)
ELABORACIÓN: Samuel García

Aunque el código es para estructuras de acero, se lo toma ya que el reforzamiento es con elementos de acero. También se lo toma ya que indica las condiciones para viga en voladizo, y se escogieron dos condiciones; vigas que soporte y no soporten elementos frágiles.

2.3.3 CÓDIGO CTE-DB-SE-2006

Por lo contrario el código español, trabaja con la flecha relativa, la cual es; descenso máximo de vano respecto al extremo de la pieza, la cual es dividida para la longitud de la luz, y se debe tomar el doble de la luz en caso de voladizos (Gobierno de España, 2006, pág. 12).

Para considerar que la estructura horizontal de un piso, viga o cubierta es suficientemente rígida ante cualquier combinación de acciones, considerando las deformaciones instantáneas después de puesta en obra, la flecha relativa a esta debe ser menor que:

- 1/500 en pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas.
- 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.
- 1/300 para el resto de casos. (confort del usuario, apariencia de la obra).

Para este trabajo se toma la primera y última condición, ya que se toma así las condiciones de serviciabilidad de una estructura.

2.4 CONSIDERACIONES GENERALES EN DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA EN ELEMENTOS REFORZADOS

Las teorías para el diseño por última resistencia se empezaron a desarrollar desde el año 1899. Este método fue desarrollado debido a que la carga última se podía medir a partir de ensayos en modelos físicos pero no se podía conocer la distribución de los esfuerzos. Es así, en que se empezó a realizar investigaciones mediantes ensayos experimentales para así desarrollar teorías de diseño basándose en la resistencia última, con la cual se podía predecir la carga última en ensayos. Es así que este método de diseño se basa en el desarrollo de las investigaciones experimentales y analíticas (Hognestad, 1955).

2.4.1 CRITERIOS PARA CUMPLIMIENTO DEL DISEÑO

En el ACI318S-14 en el inciso 4.4.4 establece que; el sistema estructural debe diseñarse para resistir cargas mayoradas en las combinaciones pertinentes y no debe exceder las resistencia de diseño adecuadas de los elementos. Y en el inciso 4.6.2 establece que; las estructuras y miembros estructurales diseñados deben tener una resistencia de diseño mayor a la resistencia requerida.

Con lo antes mencionado, la empresa autora de la propuesta del reforzamiento de la viga en voladizo, proporcionó los resultados finales del diseño.

TABLA 2.3 DATOS DE RESISTENCIA EN LA VIGA

Condición	**Valor [T m]**
Momento por cargas de servicio	55
Momento por combinación (1,2 D +1,6 L)	75
Momento de diseño	130
Momento por ultima resistencia	144

FUENTE: Argudo & Asociados S.A.
ELABORACIÓN: Samuel García

2.5 ENSAYOS EN SISTEMAS ESTRUCTURALES

Hablar de ensayos en sistemas estructurales, es un tema muy amplio, ya que antes de 1900 se ha realizado varios ensayos en algunas ciudades del mundo, con la finalidad en entender, estudiar y analizar el comportamiento mecánico de los materiales y estructural de los sistemas estructurales.

En esta parte se expone algunas experiencias previas en ensayos realizados en conexiones viga-columna de hormigón armado. Ya que servirán como experiencia empírica y científica en el diseño del modelo físico.

Una investigación experimental fue realizada para efectuar la comparación entre conexiones viga-columna monolítica y prefabricada. Se utilizó un total de 18 modelos físicos. Aplicando carga estática en 12 de estas y carga cíclica en las restantes, esto se realizó con el fin de establecer: deflexiones máximas, fisuras, energía absorbida y la rigidez flexural. Determinando que; mejor desempeño tiene una conexión prefabricada. En la parte de instrumentación se utilizó strain gauges ubicados en varillas cercanas a la conexión, para medir deformaciones en los extremos se utilizó deformímetros análogos (Loo & Yao, 1995).

Con el fin de estudiar el comportamiento sísmico en el sistema constructivo híbrido RCS, tomando en cuenta el efecto compuesto de la losa en la viga y también sin tomar ese efecto. Se construyeron y ensayaron un total de 6 conexiones viga-columna cruciforme a escala real. Tomando la altura total de la columna igual a la

altura de entre piso, replicando el diseño de una conexión viga-columna del primer piso. Para el ensayo se lo realizó un marco de carga, utilizando carga cíclica en el extremo de la viga y una carga axial permanente en la columna para representar la carga gravitatoria. Se obtuvieron curvas de histéresis para cada prototipo, y se determinó. Que al tener en cuenta el efecto compuesto de la losa en la viga incrementa un 67% la rigidez. Pero este efecto desaparece después del 3% de la deriva (Cheng & Chen, 2004).

Para efectuar la comparación entre formas de anclaje en varillas soldadas a platinas de acero y su comportamiento en la conexión viga columna se realizó 10 modelos físicos en donde 7 de ellos fue replicando condiciones para conexiones en vigas y columnas interiores y el resto para exteriores. Para el ensayo se aplicó carga cíclica pero no en los extremos de la viga sino en el extremo de la comuna. Con eso se reproducía la carga que se espera al movimiento lateral de una edificación. En las conexiones viga-columna exterior se aplicó la carga axialmente en la viga con el fin de que toda la viga se mueva y la columna permanezca fija. En la parte de instrumentación se utilizó strain gauges en varillas cercanas a la conexión y en las varillas que eran soldadas a la platina. Se utilizó una nueva propuesta de instrumentación para medir la deflexión en columnas, vigas y rotación del nudo. En la instrumentación con strain gauges, se redujo el área de las varillas un 30%, excepto el lugar donde será ubicado el strain gauge, con el fin de que las barras no fluyan y permanezcan en el rango elástico. Al final se obtuvo bucles de histéresis, corte final en columnas, ángulos de rotación de vigas y columnas. Y se determinó que el uso de varillas soldadas en platinas las cuales sirven como anclaje en vigas exteriores, causa un disminución en la capacidad de la columna causando grabes daños a la conexión (Kusuhara & Shiohara, 2008).

Para simular la eliminación de una columna central en una edificación con pórticos intermedios a momento y especiales a momento en acero y hormigón, se realizó experimentación en modelos físicos, para luego llevar a modelación computacional con elementos finitos. En la fase de experimentación se aplicó carga monotónica vertical en la columna central mediante actuador hidráulico. Para todas las condiciones se utilizó modelos físicos a escala real, replicando la configuración estructural de dos vanos consecutivos de 6 [m] cada uno, reproduciendo las

secciones y dimensiones de los elementos en acero y hormigón, en los modelos de hormigón se tenían vigas de 51 × 71 [cm] y columnas de 80 × 80 [cm]. Siendo esta la razón en que se haga un modelo físico para cada condición. Se instrumentó las varillas en la columna y en la viga de la conexión, para establecer la curva de carga vs desplazamiento, e identificar la forma de falla, para luego llevar a modelación computacional (Sadek, Main, & Bao, 2011).

Con el objetivo en ensayar y verificar el comportamiento ante cargas símicas de la conexión viga-columna-losa, se desarrolló una investigación experimental, para lo cual se construyó dos modelos físicos, el primero se hizo con la losa y el otro sin ella. El modelo físico era de tipo cruciforme en donde las vigas eran de 27 × 20 [cm] y la columna era de 27 × 30 [cm]. La altura de columna total era de 1,40 [m] y la viga transversal tenía una longitud total de 2,00 [m] y la losa de espesor de 10 [cm]. En el protocolo de carga se aplicó carga cíclica en los dos extremos de la viga y una carga axial igual al 10% de la capacidad de la columna con el fin proveer el necesario confinamiento a la conexión. Se instrumentó con transductores de desplazamiento en el nudo y extremos de la viga, también se colocó strain gauges. Al final se determinó que la contribución de la losa en la resistencia flexural tiene gran importancia ya que hay un incremento del 67% para momento negativo y un incremento del 17% para momento positivo (Ahmed & Gunasekaran, 2014).

Para introducir una nuevo tipo de conexión viga-columna se realizó una investigación experimental. En este tipo de conexión, la viga tenía estribos en forma de “u” en la parte externa y estribos normales en la parte central de la viga, también tenía varillas longitudinales interconectadas y enlazadas a la columna, siendo este el refuerzo flexural adicional para la conexión. Se diseñaron y se construyó dos modelos físicos con vigas de 30 × 25 [cm] y columnas de 30 × 30 [cm], con distancia de la viga en voladizo de 1,25 [m]. Para el primer modelo se aplicó carga monotónica y para el segundo modelo se aplicó carga cuasi estática por desplazamiento en el extremo de la viga, para tener el peor escenario de carga no se aplicó carga axial en la columna. Se instrumentó las varillas interconectadas a la columna. También se instrumentó con transductores de desplazamientos. Todos los resultados obtenidos se utilizaron para verificar el cumplimiento de la conexión con lo establecido en el ACI 374.1-05. Concluyendo; este nuevo tipo de conexión

cumple con los requerimientos, y que el uso de varillas interconectadas es necesario ya que distribuye los esfuerzos sin deslizamiento, evitando que las varillas se claven en la columna y así se desarrolle su verdadera capacidad a tensión (Noorhidana & Forth, 2016).

Las investigaciones antes expuestas han sido escogidas de toda la referencia bibliográfica presentadas al final de este proyecto, ya que son las más relevantes y asociadas a lo que se quiere evaluar en la viga en voladizo con su conexión. Pero hay que mencionar la siguiente investigación en la que se evaluó el comportamiento de vigas de hormigón armado, con refuerzo adicional consistente en láminas de acero adheridas, mediante resinas epóxicas. En donde se construyó un total de dieciséis vigas, cuatro de ellas no tenían refuerzo adicional, y las demás tenían refuerzo adicional en lámina y en forma de “u”. Se concluye que la aparición de fisuras, en las vigas con reforzamiento adicional, se presenta al 50% del momento último. En la fase de experimentación se realizó con carga monotónica y por ello se recomienda que se haga una investigación bajo cargas cíclicas (Cifuentes, 2011).

Con toda esta experiencia previa se tiene una idea más clara para el diseño del modelo físico y de la fase de experimentación, esta pequeña revisión bibliográfica es sólo una muestra de todo el conjunto de investigaciones experimentales que existe en conexiones viga-columna.

2.5.1 ENSAYO CUASI ESTÁTICO CONTROLADO POR FUERZAS

La empresa antes mencionada, autora del reforzamiento en la viga en voladizo, supo explicar; que el reforzamiento de la viga en voladizo como apéndice isostático es a comportamiento con demanda de ductilidad limitada, por lo tanto, el ensayo a deformación controlada que puede involucrar derivas laterales mayores a 0.5% es complicado porque el reforzamiento está basado en incremento de resistencia que en ductilidad. Por esta razón se ha escogido el ensayo cuasi estático sea controlado por fuerza.

El FEMA-461 establece que la aplicabilidad de este ensayo es posible cuando la cantidad de fuerza es medible, controlable y está relacionada con una cantidad de demanda que se puede predecir mediante el análisis estructural. Y no es

recomendable usar en pruebas de rendimiento de componentes que son sensibles a la velocidad de deformación o efectos de velocidad.

La ventaja en aplicar estos ensayos fue reconocida por (Calvin, Kingsley, & Magenes, 1996) y estas son:

- La aplicación de cargas con magnitudes considerables es fácil.
- El agrietamiento se puede observar con gran detalle.
- Es menos costoso para ensayos en elementos de escala real o reducida.
- La fuerza y el desplazamiento se puede medir de una forma precisa.
- Es ideal para ensayos que quieren llegar al colapso de la estructura.

2.5.2 CRITERIOS PARA INSTRUMENTACIÓN EN EL ENSAYO

En base a la experiencia antes misionada, la instrumentación es el proceso fundamental. Para ello se instrumenta las varillas de la viga en voladizo y de la columna que estén cerca a la conexión viga-columna. Con el fin de establecer su sentido y la magnitud de la deformación unitaria.

Es fundamental instrumentar los componentes de acero del reforzamiento de la viga en voladizo tales como: placas del encamisado de viga y en columna, así también en los patines de la viga de acero.

El FEMA-461 recomienda que se tenga un buen historial de deformaciones y esté en constante grabación. Para esto se utilizará LVDT con su propio sistema de adquisición de datos. Es importante instrumentar el desplazamiento de la viga, y tener un buen control de los desplazamientos del prototipo.

2.6 REFORZAMIENTO PARA VIGA EN VOLADIZO

El refuerzo de la viga en voladizo es con el objetivo en el incremento de la rigidez de la viga en voladizo. Debido a la eliminación del eje de columnas como se puede ver en la FIGURA 2.4. El armado de la viga es insuficiente por esta razón el refuerzo se los hace de manera externa. A continuación se presenta las secciones de viga y columna reforzadas.

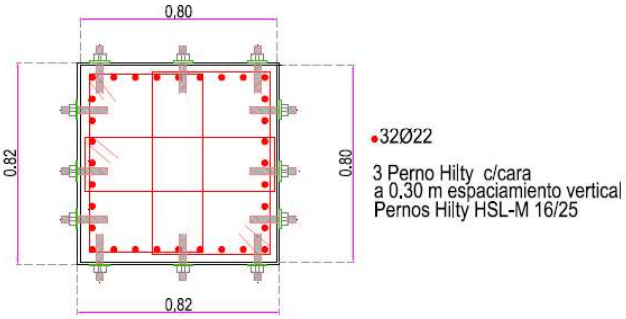
FIGURA 2.4 VISTA EN PLANTA EDIFICIO

FUENTE: Argudo & Asociados S.A.
ELABORACIÓN: Samuel García

2.6.1 SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

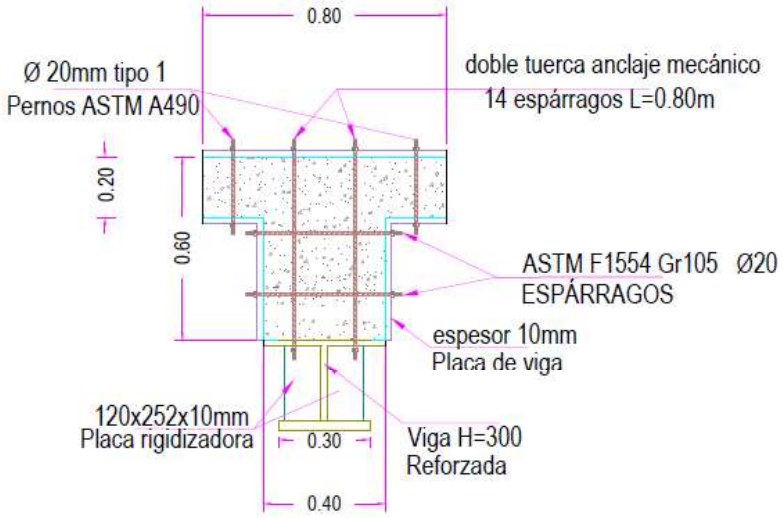
En la FIGURA 2.5 se observa las dimensiones y la configuración del reforzamiento de la columna, así también en la FIGURA 2.6 se observa las dimensiones de la viga en voladizo y la conjuración del reforzamiento que se plantea. La empresa optó por no reducir la escala de las secciones, ya que quiere que lo constructores sepan el proceso constructivo del reforzamiento, y para al momento del ensayo se pueda ver un comportamiento real de la estructura.

FIGURA 2.5 SECCIÓN DE LA COLUMNA REFORZADA



FUENTE: Argudo & Asociados S.A.

FIGURA 2.6 SECCIÓN DE LA VIGA EN VOLADIZO REFORZADA



FUENTE: Argudo & Asociados S.A.

2.6.2 DETALLADO ESTRUCTURAL DEL REFORZAMIENTO

El detallado estructural del reforzamiento fue proporcionado por la empresa Argudo y Asociados S.A. y se encuentra en el ANEXO No.2.

CAPÍTULO 3

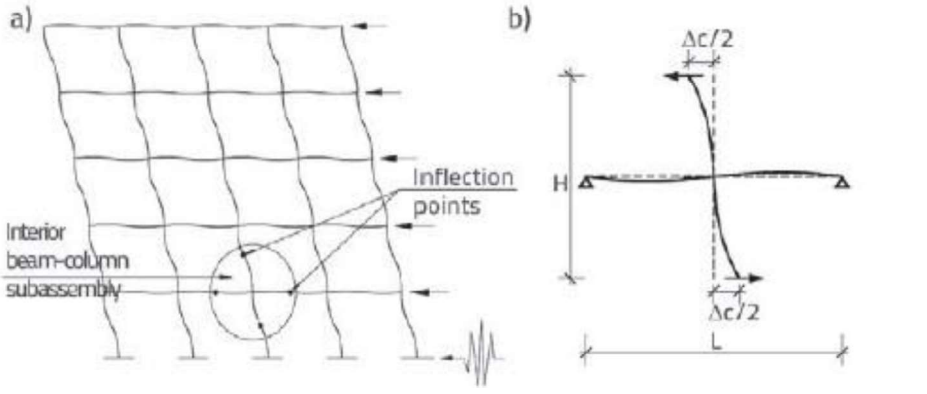
METODOLOGÍA

3.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE LOS ESTADOS DE FRONTERA

La conceptualización de los estados de frontera es muy importante, ya que así se puede limitar y se dimensiona el tamaño del modelo físico (Harris, 1999). Para esta parte se tomó las experiencias previas de ensayos anteriores, los cuales fueron mencionados en la parte 2.4 de este proyecto. La mayoría de estas investigaciones trabajaron con formas de la letra T y cruciformes.

Para este proyecto, se optó que el modelo físico sea cruciforme. Ahmed y Gunasekara, en su investigación realizada recomienda el uso de conceptualización de la forma cruciforme, tomando los puntos de inflexión en vigas y columna debido a carga lateral, como se ve en la FIGURA 3.1. Toman la altura de la columna igual a la altura de entrepiso y la longitud total de la viga igual a la longitud del vano. Con el fin de obtener el giro del nudo.

FIGURA 3.1 ESTADOS DE FRONTERA



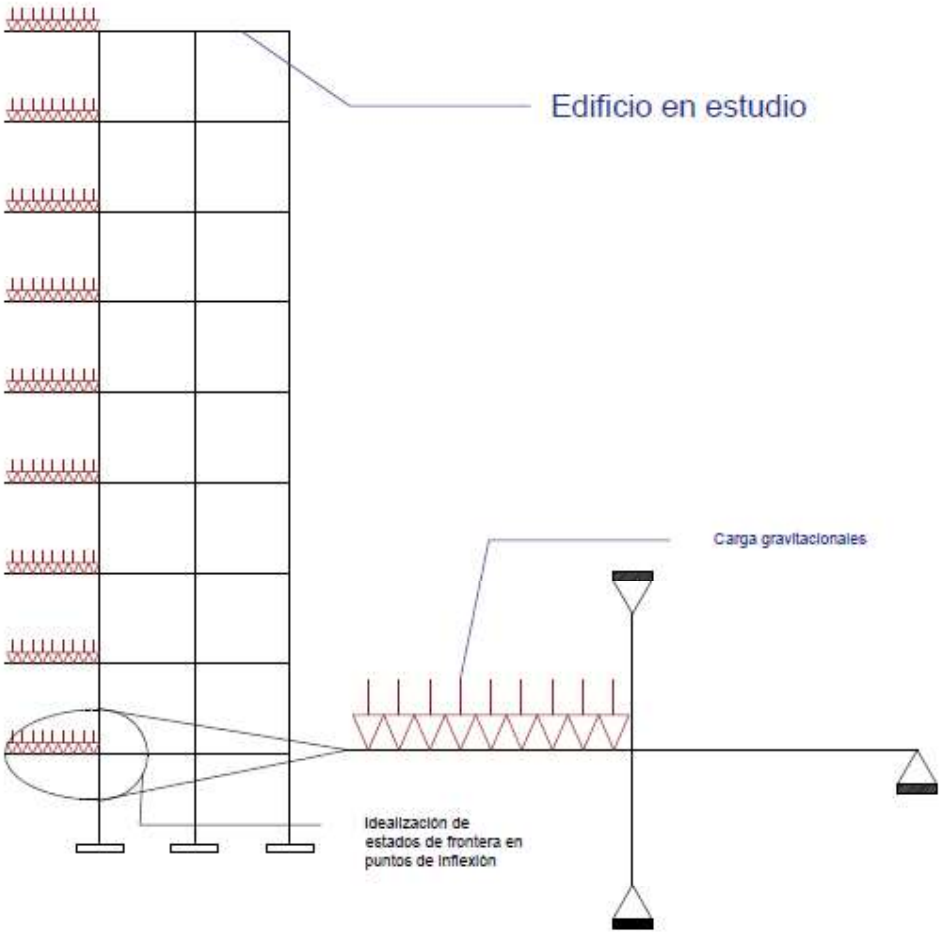
a) Prototype frame subjected to seismic lateral loading;
b) Modelling the interior beam-column subassembly

FUENTE: (Ahmed & Gunasekaran, 2014)

Para hacer la conceptualización para el estado de frontera del modelo físico se toman sólo las cargas gravitacionales que soportará la viga en voladizo. Y se toma

la viga en voladizo del primer piso pues por lo general en los bancos, los primeros pisos son de mayor ocurrencia. Esta conceptualización se puede ver en la FIGURA 3.2.

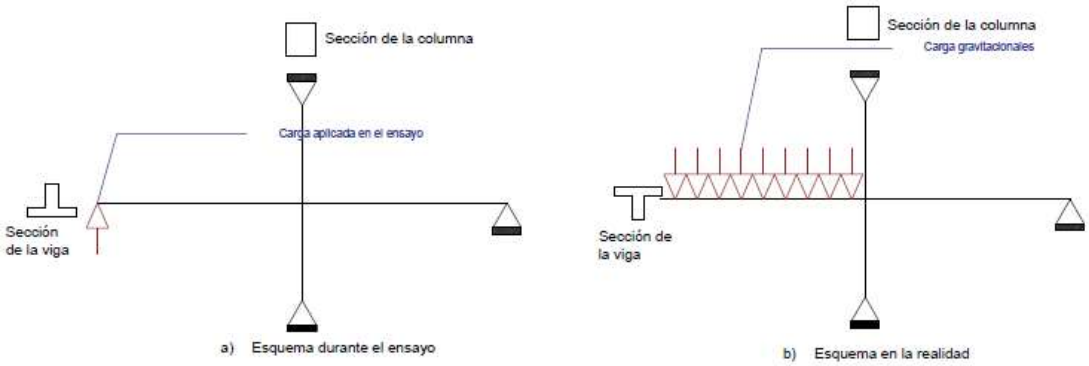
FIGURA 3.2 CONCEPTUALIZACIÓN DE ESTADOS DE FRONTERA



ELABORACIÓN: Samuel García

Para el ensayo hay que modificar el sentido del prototipo, pues el gato hidráulico puede ser colocado en el muro o losa de reacción, para este caso se ubicó en la losa de reacción, adicional en el ensayo solo se puede aplicar carga puntual. Con estas consideraciones la conceptualización se debe modificar a las condiciones antes expuestas y estas se pueden ver en la FIGURA 3.3.

FIGURA 3.3 CAMBIOS DE ESQUEMA



ELABORACIÓN: Samuel García

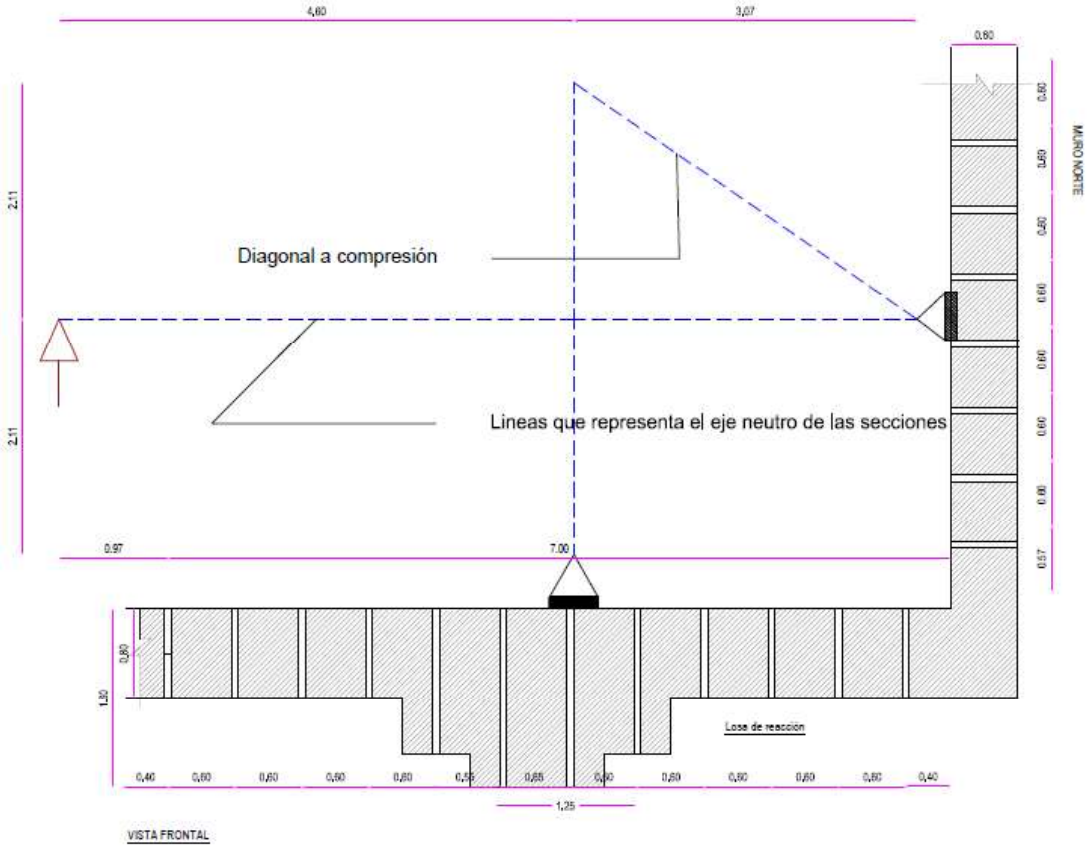
3.2 UBICACIÓN DEL MODELO FÍSICO EN LOSA DE REACCIÓN

Ya teniendo el planteamiento de las condiciones de frontera, se verificó en las instalaciones del CIV, si el modelo físico puede ser emplazado. Para ello se obtuvo las medidas del modelo físico y se verificó el mejor lugar para poder emplazar. Con estas consideraciones, se establece que el mejor lugar para emplazar el modelo es justo por encima de la viga central de la losa de reacción.

Posterior se cotejaron las medidas del modelo físico con las medidas de la losa y muro de reacción. Comprobando en que la viga en voladizo es un metro más larga que la losa de reacción, para solucionar este problema, el tamaño de la viga en voladizo será reducido de 4,60 [m] a 3,60 [m], esta distancia es medida desde la mitad de la columna.

También se adicionó una diagonal que sirve como conector entre la cabeza de la columna y el apoyo en el muro norte como se puede ver en la FIGURA 3.4. Esta se adicionó para que la cabeza de la columna no se mueva de forma horizontal.

FIGURA 3.4 ESQUEMA DE IMPLANTACIÓN



ELABORACIÓN: Samuel García

3.3 DISEÑO DEL MODELO FÍSICO

Una vez conceptualizado los estados de frontera para el modelo físico, se diseñó las condiciones de apoyo trazadas para este prototipo, con el fin de tener un comportamiento teórico planteado en la conceptualización.

3.3.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ANCLAJE

Para el diseño del sistema de anclaje se basó el diseño de las condiciones de apoyo que están asumidas de manera teórica. Para ello se diseñaron las condiciones de apoyo en la losa de reacción y en el muro.

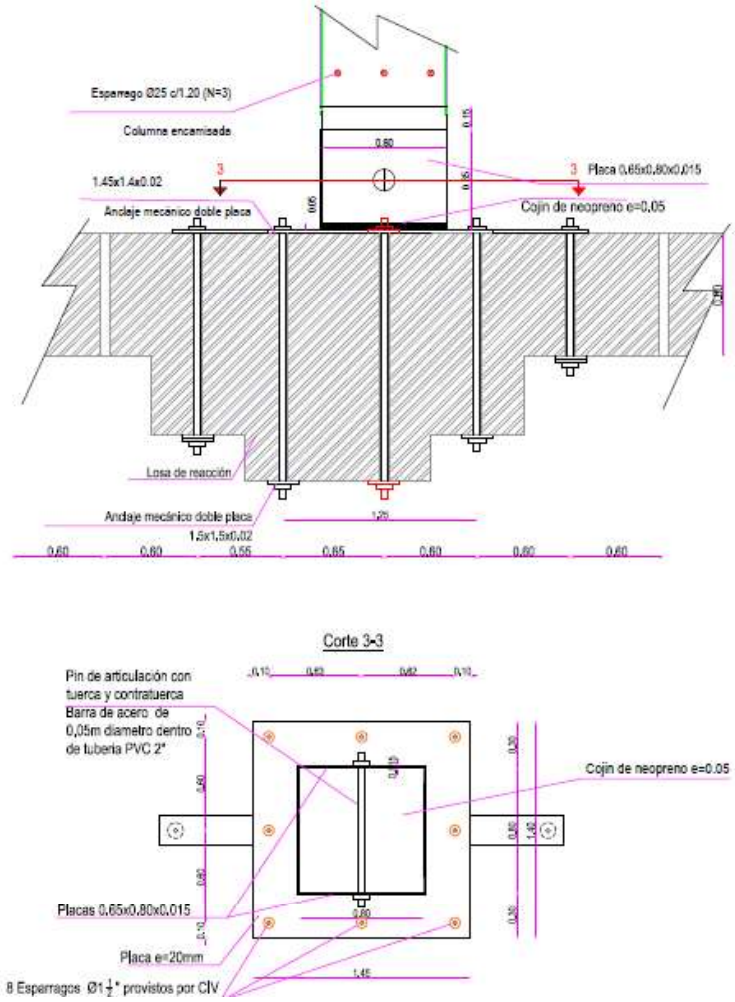
Estos apoyos forman el sistema de anclaje, y la función principal de estos es; trasmitir las cargas a la losa y muro de reacción, para ello deben ser resistentes, rígidos y reproducir las condiciones de apoyo planteadas.

3.3.1.1 Anclaje en losa de reacción

El diseño propuesto para el anclaje en la base de la columnas consistió en; una placa de acero sobre la losa de reacción. La cual tiene agujeros, a través de estos se pasan ejes de acero, los cuales serán tensados hasta su capacidad máxima para que la placa quede fija en la losa.

Para dar la condición de articulación de la columna, se colocó un eje macizo de acero que atraviesa al pie de la columna y este fue sujetado a dos placas en paralelo separadas a una distancia equivalente al ancho de la columna, estas placas son soldadas a la placa ubicada en losa, esto se puede observar en la FIGURA 3.5.

FIGURA 3.5 ANCLAJE EN LOSA DE REACCIÓN

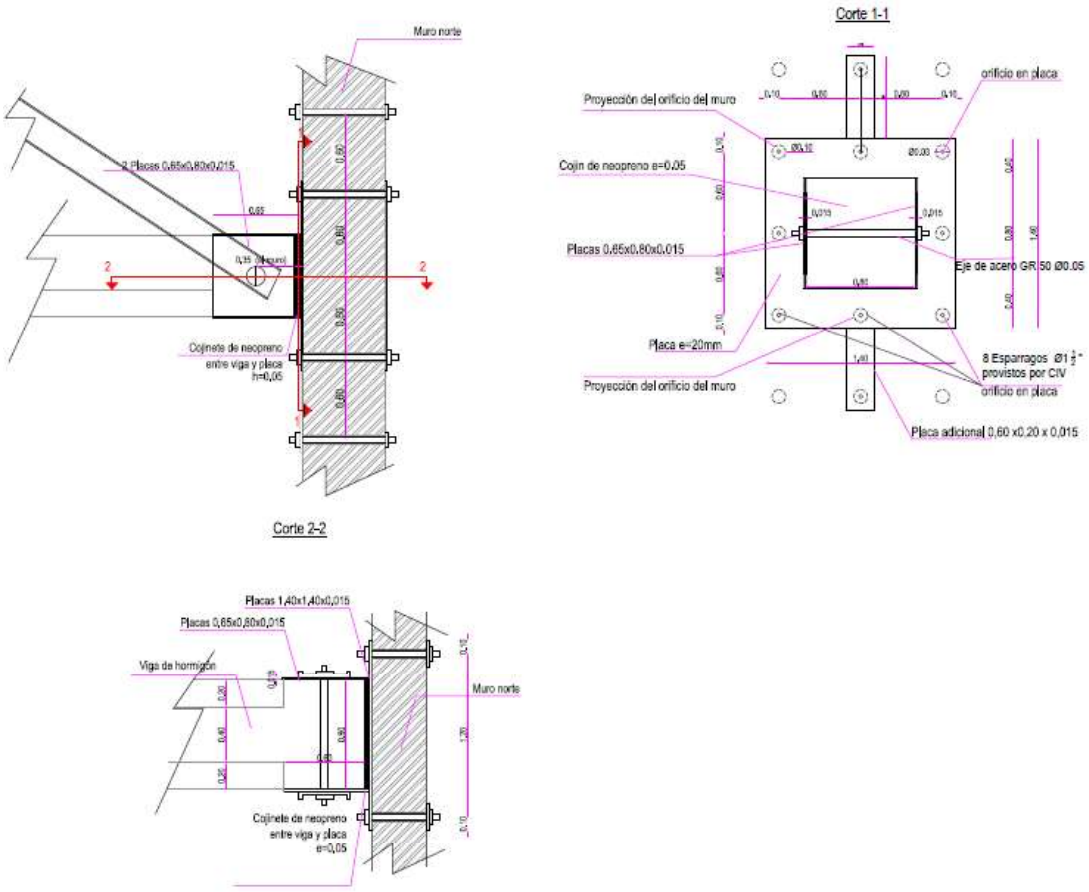


ELABORACIÓN: Samuel García

3.3.1.2 Anclaje en el muro de reacción

El modo de anclaje en el muro consiste en la misma forma en la que se ancló la columna del modelo físico es decir; una placa que va en contacto con la cara del muro y sujeto con ejes. Para que sea una articulación se colocó un eje macizo de acero por la viga y este fue fijado a dos placas que estaban soldadas a la primera placa tal y como se puede ver en la FIGURA 3.6.

FIGURA 3.6 ANCLAJE EN EL MURO



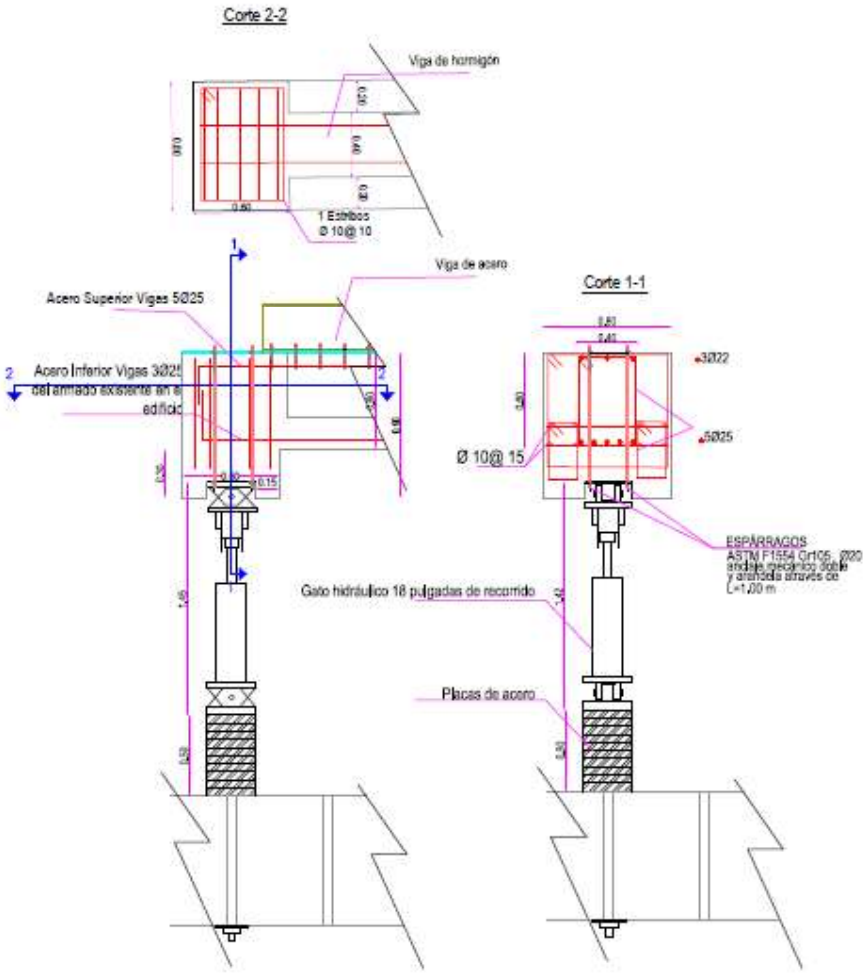
ELABORACIÓN: Samuel García

3.3.2 DISEÑO DEL CUERPO RÍGIDO PARA LA APLICACIÓN DE CARGA

El diseño se presenta en la FIGURA 3.7, este se basa en hacer un bloque rígido confinado y resistente a corte. Para ellos solo se ocupa estribos de 10 [mm] cada

10 [cm]. Para poder ubicar la celda de carga y el gato hidráulico se ubicaron dos espárragos, estos luego fueron sujetados a la placa de la celda de carga.

FIGURA 3.7 CUERPO RÍGIDO PARA APLICACIÓN DE CARGA



ELABORACIÓN: Samuel García

3.4 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO

La construcción del modelo físico lo realizó la empresa Argudo y Asociados .S.A. bajo los planos entregados. La construcción se realizó en dos etapas y se las expone a continuación:

3.4.1 PRIMERA ETAPA

Se inició el proceso constructivo a mediados del mes de abril con el cortado y doblado del refuerzo de acero ver FIGURA 3.8 y la construcción del encofrado ver FIGURA 3.9. También se realizaba la construcción de los puntos de anclaje, esto se terminó el día 7 de junio de 2018. El siguiente día se realizó el colado del hormigón como se puede ver en la FIGURA 3.10, a partir de esta fecha se esperó por 11 días para que el hormigón tenga una resistencia aceptable para poder comenzar la siguiente etapa. Paralelamente en esta etapa se realizaba la instrumentación mediante la colocación de *strain gauges*.

FIGURA 3.8 ELABORACIÓN DEL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO

ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA 3.9 ENCOFRADO FINAL

ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA 3.10 VERTIDO DE HORMIGÓN

ELABORACIÓN: Samuel García

3.4.2 SEGUNDA ETAPA

La segunda etapa se inició el martes 19 de junio del mismo año. En esta etapa se realizó la colocación de las placas de acero, para ello se realizó perforaciones en la viga y en la columna ver FIGURA 3.11. Después de esto se colocaba adhesivo epóxico en la placa para que se adhiera al hormigón, esto se puede ver en la FIGURA 3.12 y al final para que se tenga una adherencia total se incorporan los pernos ver FIGURA 3.13.

FIGURA 3.11 PERFORACIÓN EN VIGA

ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA 3.12 COLOCACIÓN DE ADHESIVO EPÓXICO

ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA 3.13 AJUSTE DE PERNOS

ELABORACIÓN: Samuel García

3.5 VARIABLES DE MEDICIÓN

Las variables de medición de las cuales se tomaran datos durante el ensayo son: las deformaciones unitarias en los elementos de refuerzo, la deflexión en la viga y la carga aplicada.

3.6 INSTRUMENTACIÓN DEL PROTOTIPO

La instrumentación en el proceso de experimentación es uno de los pasos más rigurosos, ya que a partir de los instrumentos de medición se obtendrá datos, con este conjunto de datos se debe generar discusiones a lo encontrado durante el ensayo. Por esta razón en este trabajo de titulación se instrumentó con todo el cuidado posible. Pero se debe mencionar que durante la segunda etapa de construcción, en el proceso de perforación en las vigas y columna, algunos *strain gauges* se dañaron. Se presumen que al ingresar la broca del taladro rompió los cables, siendo esta la razón del daño.

3.6.1 COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES

Para la colocación de *strain gauge* se siguió el procedimiento descrito en la tesis de (Rogel & Tenorio, 2018) ya que este procedimiento se lo ha realizado varias veces para los diferentes ensayos ejecutados en el CIV.

3.6.1.1 Materiales

- *Strain gauges*
- Alambre de cobre
- Alcohol metílico 97° G.L
- Cinchos de plástico
- Cinta adhesiva
- Hisopos de algodón
- Esparadrapo impermeable de 5 cm de ancho.
- Lija de 200 gr
- Lija de 80 gr
- Adhesivo instantáneo universal
- Cinta EPR autofundente

3.6.1.2 Procedimiento

- Si se va a realizar el pegado del *strain gauge* en una varilla corrugada se debe primero esmerilar hasta que se tenga una superficie uniforme.
- Eliminar las irregularidades de la superficie, para ello se debe lijar con la lija número 80 hasta ver que la superficie quede libre de irregularidades.
- Luego se utiliza la lija número 200 hasta que en la superficie no quede ningún tipo de porosidad o surco. Esto se debe hacer hasta que la superficie quede lo más liza posible.
- Los hisopos de algodón se humedecen con el alcohol metílico para limpiar la superficie, pasar el hisopo en sentido vertical y luego horizontal. Esto se debe repetir hasta que el hisopo no se ensucie.
- El pegado de los *strain gauges* se lo debe realizar con mucho cuidado ya que los hilos de alambre se puede romper durante todo el procedimiento y así el *strain gauge* quedará inservible.
- Se debe identificar la cara del *strain gauge* que no va pegada, por lo general el lado visible en donde se lee el número 10 y las letras TMC.
- Para facilitar el pegado del *strain gauge*, se debe pegar la cara identificada anteriormente en la cinta adhesiva.
- Colocar el adhesivo instantáneo universal en la superficie limpiada anteriormente.
- Pegar un extremo de la cinta adhesiva y luego con una cinta de teflón hacer presión cuidadosamente hasta que el adhesivo universal se seque esto puede ser unos 2 minutos.
- Una vez pegado el *strain gauge* se debe colocar un pedazo de esparadrapo por debajo de los hilos de alambre del *strain gauge*. Esto se realiza para que no haga contacto con el metal.
- Unir los hilos de alambre del *strain gauge* con el alambre de cobre mediante soldadura eléctrica. Verificar que queden bien unidos.
- Colocar un cincho alrededor de la varilla y verificar con el multímetro marque una resistencia de 120 Ω ±0.5 ver FIGURA 3.14.

FIGURA 3.14 VERIFICACIÓN DE LA SOLDADURA ELÉCTRICA

ELABORACIÓN: Samuel García

- Colocar esparadrapo alrededor para que los alambres no se muevan y se rompa los hilos de alambre del *strain gauge*.
- Colocar la cinta autofundente, con el fin de proteger a todo el *strain gauge* y el punto de suelda. Esto se realiza si el *strain gauge* quedará sumergido en hormigón como se observa en la FIGURA 3.15. Caso contrario sólo colocar el esparadrapo.

FIGURA 3.15 COLOCACIÓN DE CINTA AUTOFUNDENTE

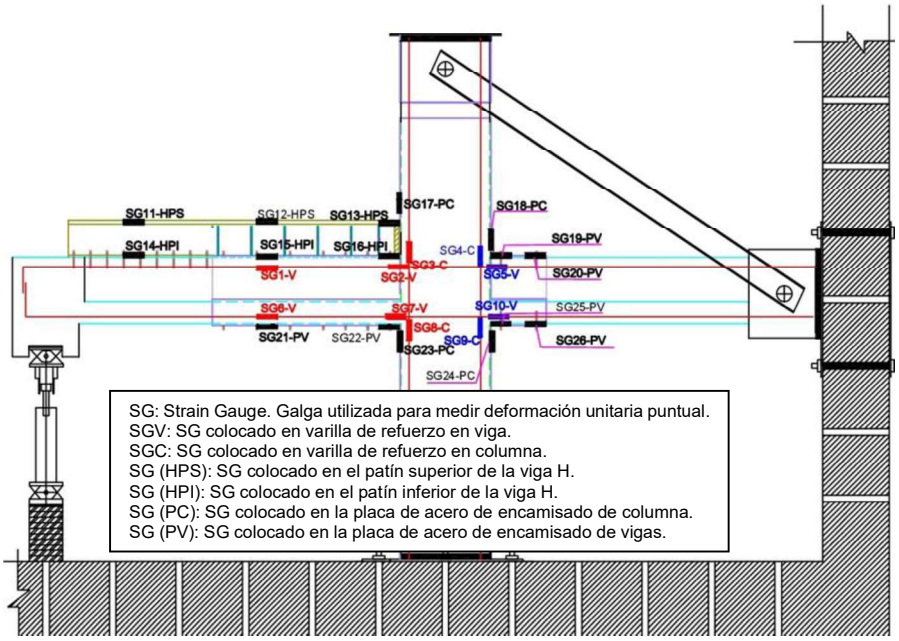
ELABORACIÓN: Samuel García

- Volver a verificar con el multímetro marque una resistencia de 120 Ω ±0.5. Sino marca volver a revisar los puntos de suelda, si aún siguen unidos o que algún hilo de alambre del *strain gauge* se haya roto.
- Colocar los cinchos en el alambre de cobre con el fin de que quede fijo. Ya que por el movimiento del alambre puede fatigar a los puntos de suelda.

3.6.2 UBICACIÓN ESQUEMÁTICA DE STRAIN GAUGES

La ubicación de los *strain gauges* se lo realizó con la finalidad de analizar el comportamiento de los elementos de acero, estos son: las varillas de acero, las placas de acero colocadas en la viga y columna. Y también en la viga de acero que va sobre la viga de hormigón esto se puede ver en la FIGURA 3.16 . La ubicación de los *strain gauges* es estratégica y por ello se los ubicó cerca de la conexión con la columna con el fin de verificar si algún elemento supera el límite de fluencia.

FIGURA 3.16 UBICACIÓN DE LOS STRAIN GAUGES



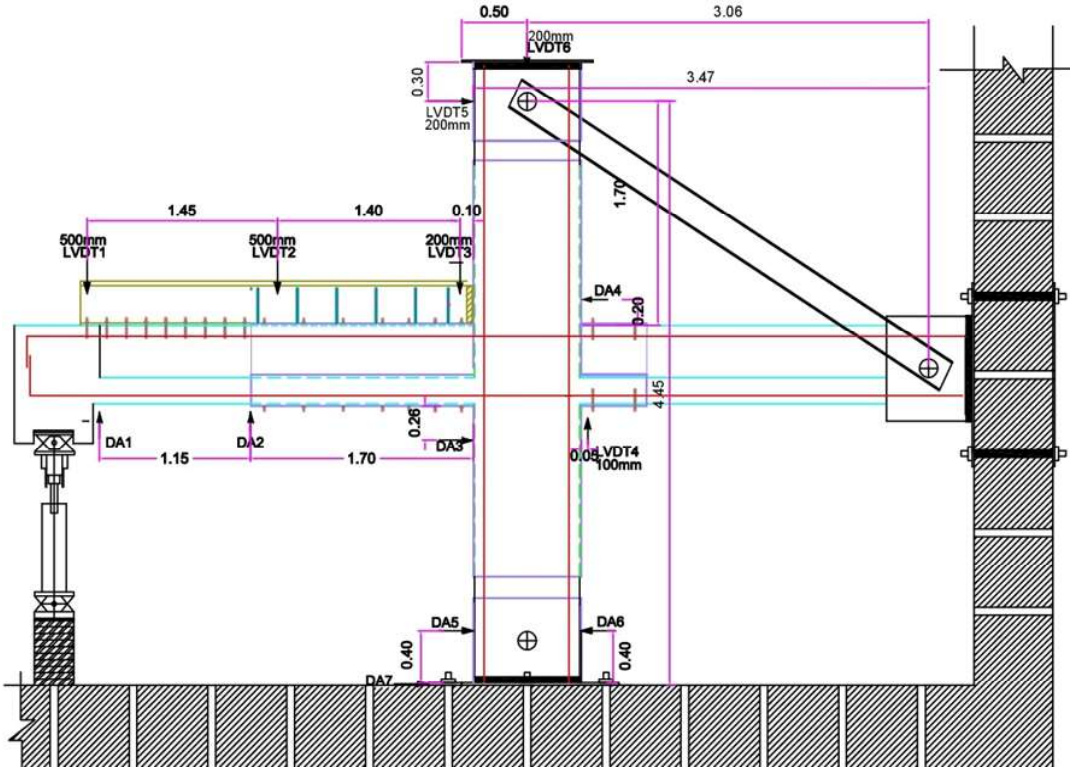
ELABORACIÓN: Samuel García

3.6.3 UBICACIÓN ESQUEMÁTICA DE LVDT Y DA

La ubicación de los LVDT1, 2 y 3 fue necesaria para la medición de los desplazamientos de la viga en voladizo ya que, a partir de los datos procesados y corregidos se procedió a la comparación con los límistes de deflexión y así se determinará el cumplimiento de la deflexión en el voladizo. El LVDT6 y 5 fueron colocados para propósitos de control y para medir el posible desplazamiento del modelo físico durante el ensayo.

Los DA5, 6 y 7 fueron ubicados para medir el desplazamiento del modelo físico con respecto al anclaje en el pie de la columna. Los LVDT 3 y 4 al igual que los DA3 y 4 fueron ubicados con el fin de medir el desplazamiento generado por el giro en el nudo. Las ubicaciones y las distancias en la que fueron colocados cada instrumento de medición se pueden ver en la FIGURA 3.17 .

FIGURA 3.17 UBICACIÓN DE LOS LVDT Y DA



ELABORACIÓN: Samuel García

3.7 ENSAYO CUASI ESTÁTICO CONTROLADO POR FUERZA

El ensayo consistió en dar una fuerza que simule las cargas que actúan sobre una viga en voladizo, con la finalidad de generar un momento de fuerza en la conexión. Para ello la carga es aplicada mediante un gato hidráulico a una distancia de 3,20 [m] medido desde la cara de la columna. Esto se puede ver en la anterior FIGURA 3.17. También, para tener el estado más crítico de carga no se aplicó carga axial en la columna.

3.7.1 EQUIPO

Para el ensayo se utilizó el siguiente equipo:

- Celda de carga de 100 toneladas de capacidad, sólo a compresión.
- Gato hidráulico, ENERPAC, modelo 10018.
- Sistema de adquisición de datos, HBM, UPM-100.

- Transductores de desplazamiento.

3.7.2 ASIGNACIÓN DEL PROTOCOLO DE CARGA

Como se mencionó la carga debe reproducir el momento de fuerza que la viga debe soportar en la conexión. Para ello se realizó la siguiente TABLA 3.1 en esta se establece los valores de carga que se utilizarán en el ensayo que servirán para verificar el diseño de la viga.

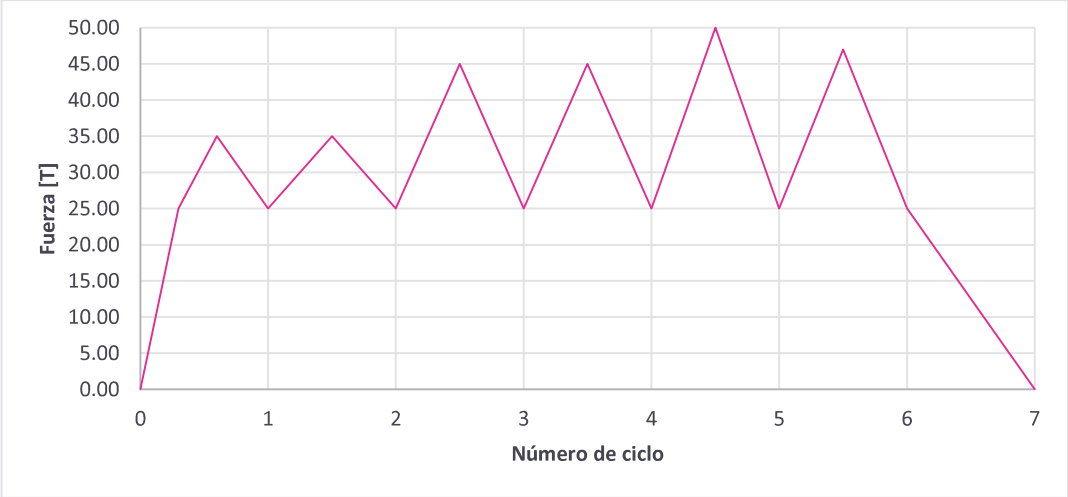
TABLA 3.1 VALORES DE CARGA

Condición	**Valor [T m]**	**Carga [T]**
Momento por cargas de servicio	55	17,19
Momento por combinación (1,2 D +1,6 L)	75	23,44
Momento de diseño	130	40,63
Momento por ultima resistencia	144	45,00

ELABORACIÓN: Samuel García

En base a lo expuesto en el FEMA-461 se ha creado este protocolo de carga, que se presenta en la siguiente FIGURA 3.18.

FIGURA 3.18 PROTOCOLO DE CARGA



ELABORACIÓN: Samuel García

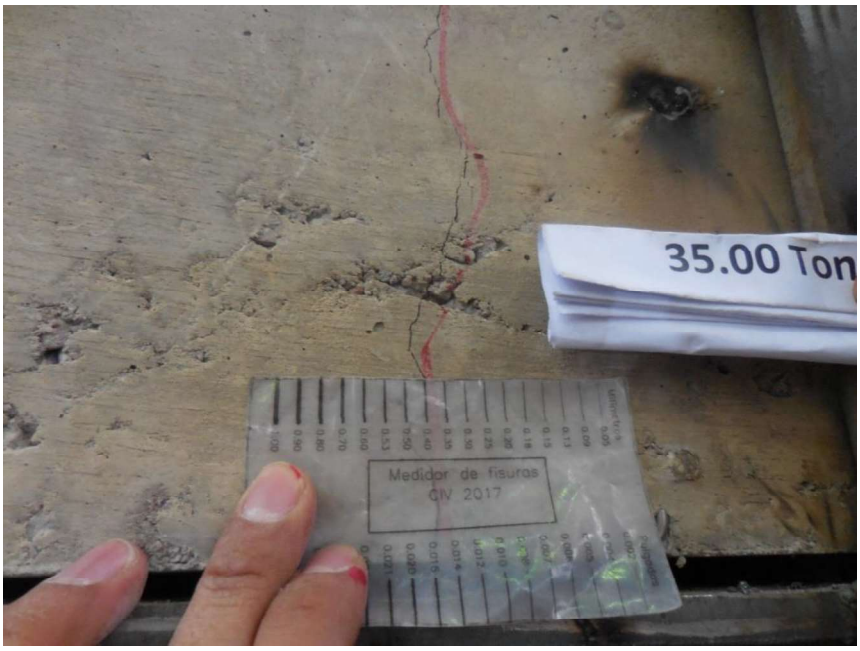
3.8 RECOPILACIÓN Y DOCUMENTACIÓN DEL ENSAYO

El FEMA-461 recomienda que durante el ensayo se vaya registrando en base a evidencia documentales, por ejemplo: fotografías, videos y anotaciones lo que va pasando durante el ensayo. Para ello se ha tomado fotografías durante el ensayo y después del ensayo, a continuación se exponen lo más relevante.

3.8.1 RECOPILACIÓN DE FISURA REGISTRADAS DURANTE EL ENSAYO

Durante el ensayo se recopiló la aparición de fisuras que se iban presentando a lo largo del ensayo. Las primeras se presentaron cuando la carga aplicada era 25 [T]. La aparición de una fisura de 0,4 [mm] de abertura, se presentó muy cercana a la cara de la columna, esta apreció a las 35 [T], y se puede observar en la FIGURA 3.19

FIGURA 3.19 FISURA CERCANA A LA COLUMNA



ELABORACIÓN: Samuel García

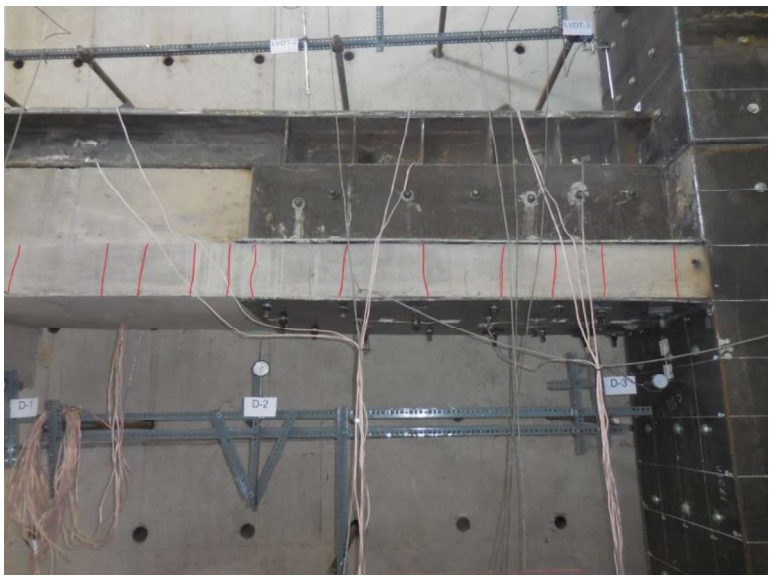
También se evidenció que las placas del encamisado en la viga se comenzaron a desprender de la viga. Eso se pudo ver con el espacio entre la viga y la placa de unos 7 [mm] como se puede ver en la FIGURA 3.20.

FIGURA 3.20 PLACAS ENCAMISADO DE LA VIGA

ELABORACIÓN: Samuel García

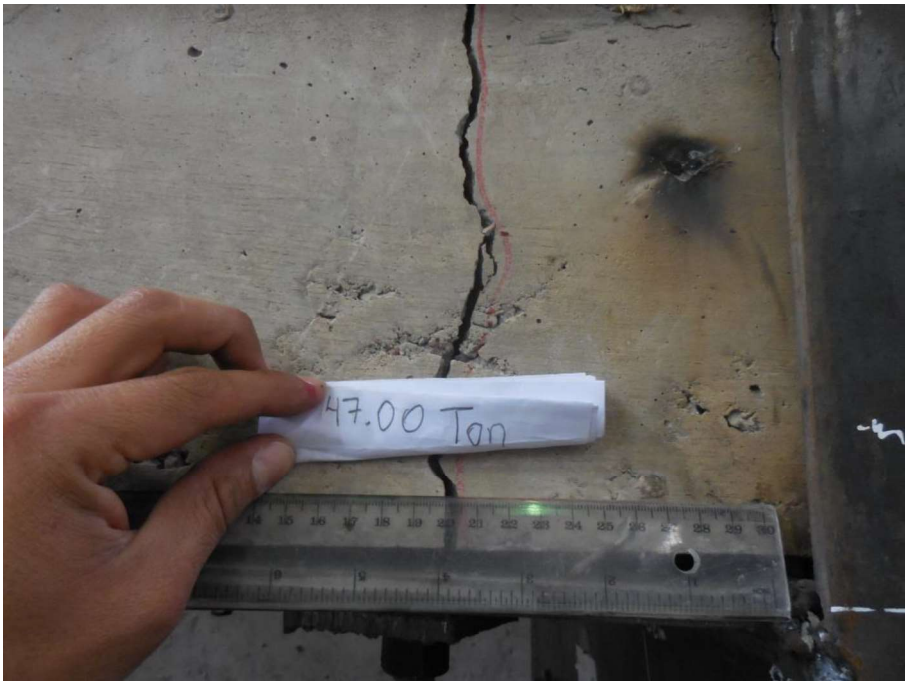
Ante la carga de 45 [T] el estado de las fisuras se puede observar en la FIGURA 3.21. Se observa que la fisura muy cercana a la cara de la columna, es la fisura central ya que esta apertura crece a 5 [mm] en la carga de 47 [T], esto se puede observar en la FIGURA 3.22.

FIGURA 3.21 FISURAS A 45 [T]



ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA 3.22 FISURA CENTRAL A LAS 47 [T]



ELABORACIÓN: Samuel García

3.8.2 EVALUACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL EJE

Para el último estado de carga de 25 [T], se inspeccionó el desplazamiento del eje colocado en la base de columna. Evidenciando en la FIGURA 3.23 que la columna se ha elevado 3 [cm] con respecto a la plancha de neopreno y 2,5 [cm] horizontalmente, esto se puede ver en la FIGURA 3.24.

FIGURA 3.23 DESPLAZAMIENTO VERTICAL DE LA COLUMNA

ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA 3.24 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LA COLUMNA

ELABORACIÓN: Samuel García

3.8.3 RECOPILACIÓN DE FISURAS REGISTRADAS DESPUÉS DEL ENSAYO

Después del ensayo, cuando se removió las placas de la viga, se evidenció que la fisura cercana a la columna atraviesa por el agujero que se realizó para pasar los espárragos, esto se puede observar en la FIGURA 3.25.

FIGURA 3.25 FISURA CERCA DE LA CARA DE LA COLUMNA

ELABORACIÓN: Samuel García

Al sacar las palcas de la columna, se inspeccionó que en la cara de la columna y en la conexión viga columna no existen fisuras, esto se puede ver en la FIGURA 3.26.

FIGURA 3.26 COLUMNA SIN ENCAMISADO DESPUÉS DEL ENSAYO

.

ELABORACIÓN: Samuel García

CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

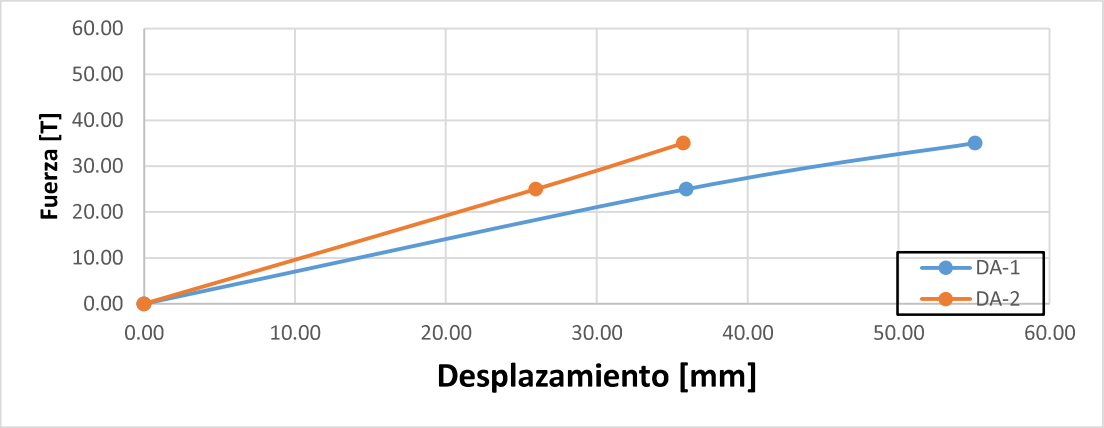
4.1 RESULTADOS DE LOS DEFORMÍMETROS ANÁLOGOS

En base a la hoja de registro de prueba de carga que fue llenada y realizada por los ingenieros especialistas del CIV. Se hace las siguientes observaciones. Durante el ensayo. Los deformímetros análogos DA1 y DA2 llegan a su límite de capacidad en el estado de carga de 35 [T]. Los datos siguientes para el DA1 y DA2 para los siguientes estados de carga se pueden obtener a partir de la interpolación con los datos obtenidos de los LVDT-1 Y LVDT-2. Pero para fines de experimentación se ha seleccionado sólo los valores reales medidos por los DA.

Con los datos registrados para cada deformímetro se ha graficado las deformaciones para cada estado de carga. Y se han hecho parejas de la siguiente manera; El DA-1 y el DA-2 se los ha unido ya que fueron ubicados para medir los desplazamientos del voladizo, el DA-3 Y DA-4 se unen ya que fueron ubicados para medir el desplazamiento que se puede generar a la rotación del nudo, y para los DA-5 y DA-6 fueron ubicados en la base de la columna y en caras opuestas y son para medir el desplazamiento en el pie de columna.

En la FIGURA 4.1 se ha graficado fuerza-vs desplazamiento de los DA-1 y DA-2, se observa que tiene una relación a los esperado. Ya que el DA-1 se ha deformado más que el DA-2. Lo que no se esperó es que lleguen muy rápido a la capacidad de los deformímetros.

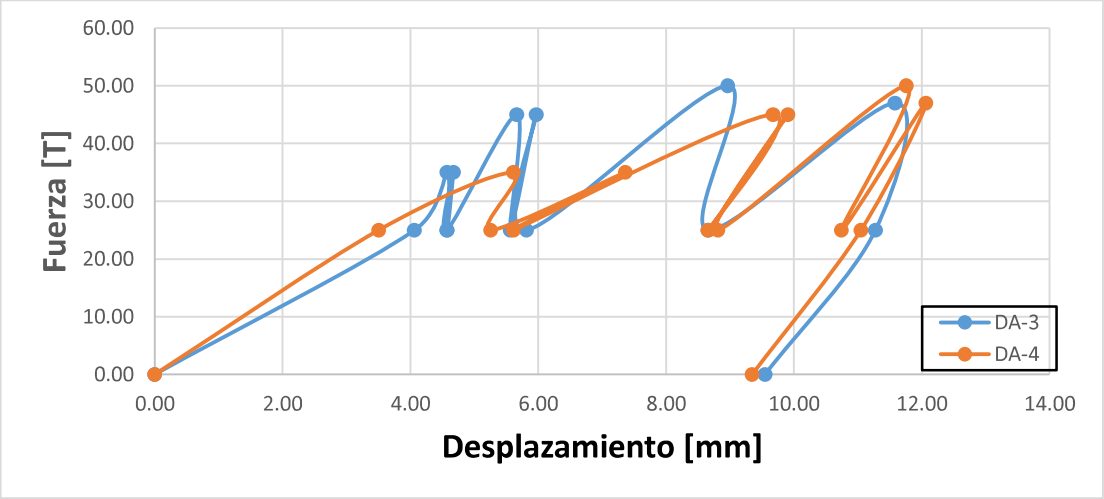
FIGURA 4.1 CURVA FUERZA – DESPLAZAMIENTO DA-1 Y DA-2



ELABORACIÓN: Samuel García

Para la FIGURA 4.2 se observa que los deformímetros tienen una relación ya que tiene un patrón. Pero el DA-3 se deforma menos en los primeros tres ciclos, pero después comienza a deformarse en la misma proporción que el DA-4 pues tienen valores similares en los tres últimos datos.

FIGURA 4.2 CURVA FUERZA – DESPLAZAMIENTO DA-3 Y DA-4

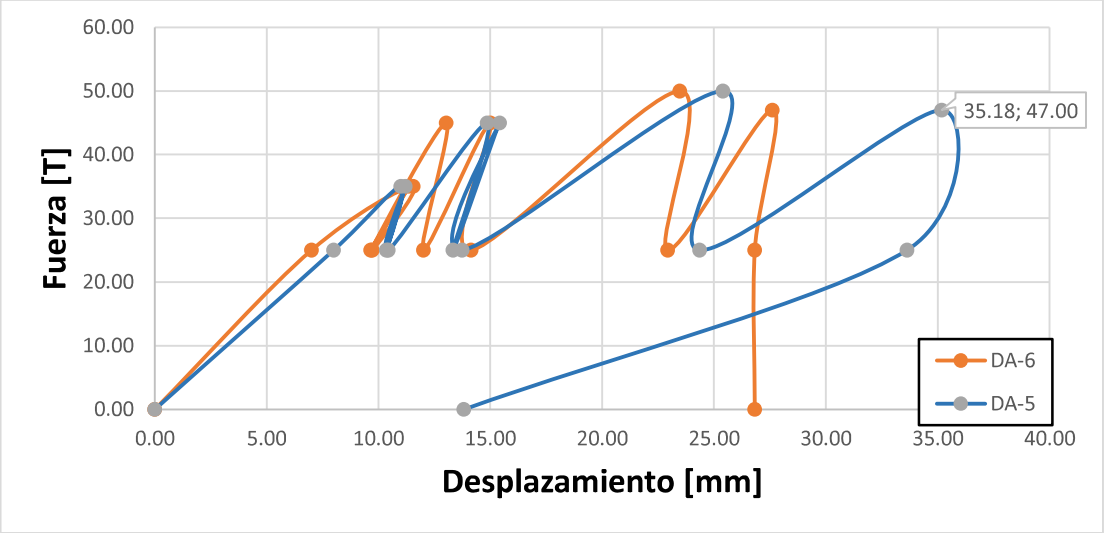


ELABORACIÓN: Samuel García

Los desplazamientos registrados por el DA-5 y el DA-6 son muy parecidos ya que casi se superponen en los primeros ciclos de carga, esto va conforme a lo esperado

ya que ambos fueron ubicados a la misma altura a partir de la base de la columna pero a caras opuestos de la misma.

FIGURA 4.3 CURVA FUERZA – DESPLAZAMIENTO DA-5 Y DA-6



ELABORACIÓN: Samuel García

Si se observa detenidamente a las dos figuras anteriores se puede distinguir que todos los DA no llegan a una deformación cero al final del ensayo. Todas registran una deformación final que son diferentes de cero, esto quiere decir; el modelo físico tuvo un desplazamiento global permanente.

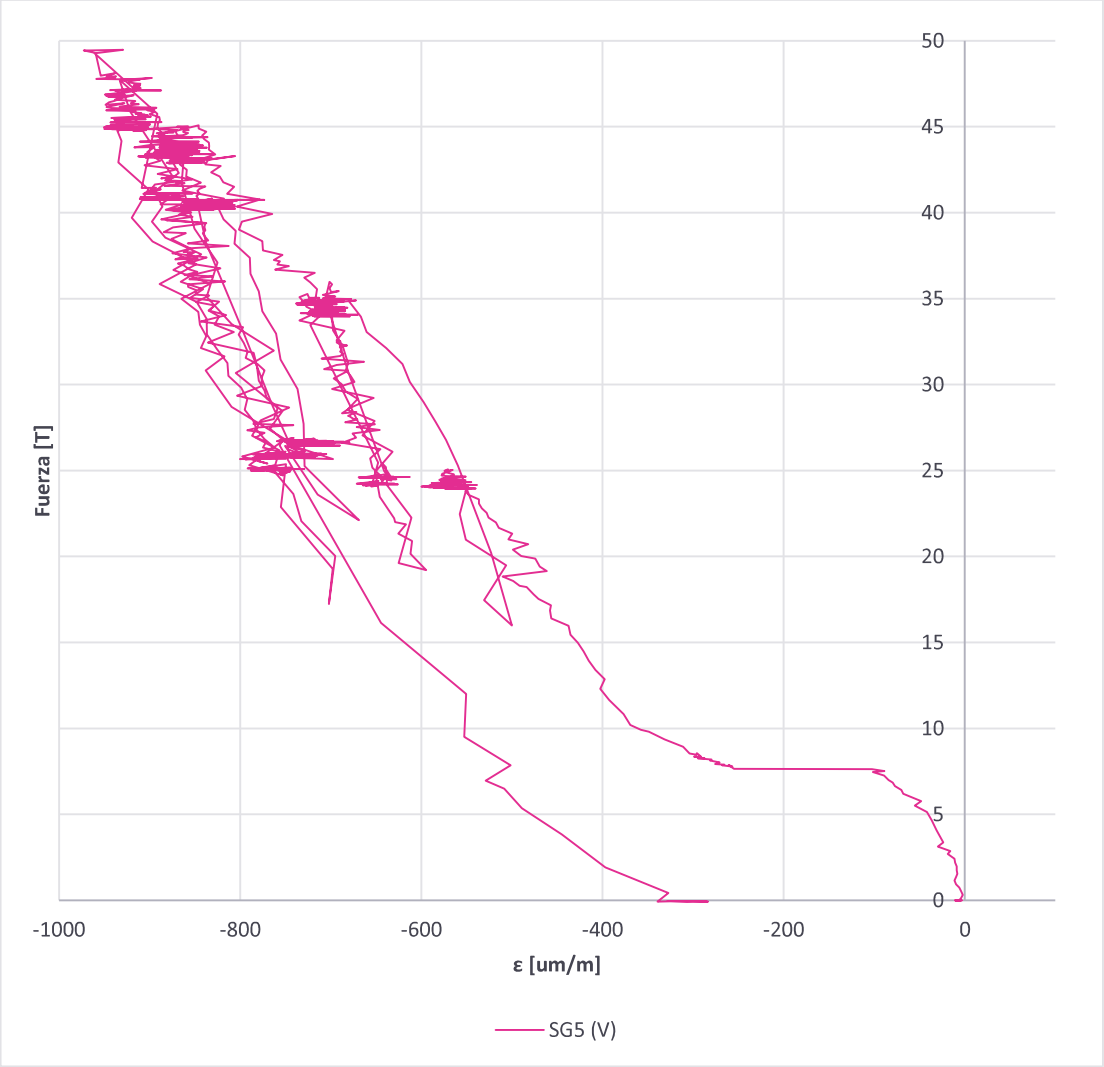
4.2 RESULTADOS DE LOS STRAIN GAUGES

Para entender los resultados que registraron los *strain gauges* se debe primero conocer la ley de signos que tienen. Esto quiere decir; si el signo es negativo la deformación puntual es en compresión, y si el signo es positivo la deformación puntual del elemento es en tracción (Harris, 1999).Para poder observar y entender los datos obtenidos y medidos de los *strain gauges* se debe realizar unas graficas en donde se grafica la fuerza vs la deformación unitaria. A continuación se expone cada una de las gráficas realizadas para cada uno de los *strain gauges*.

En la FIGURA 4.4 se puede observar que el SG5-V en todo el ensayo estuvo en compresión. También se observa que los valores se van distorsionado cuando la fuerza aplicada en el ensayo supera las 25 [T], esta distorsión puede ser producida

por al agrietamiento interno del hormigón ya que este *strain gauge* estuvo colocado en la varilla de acero.

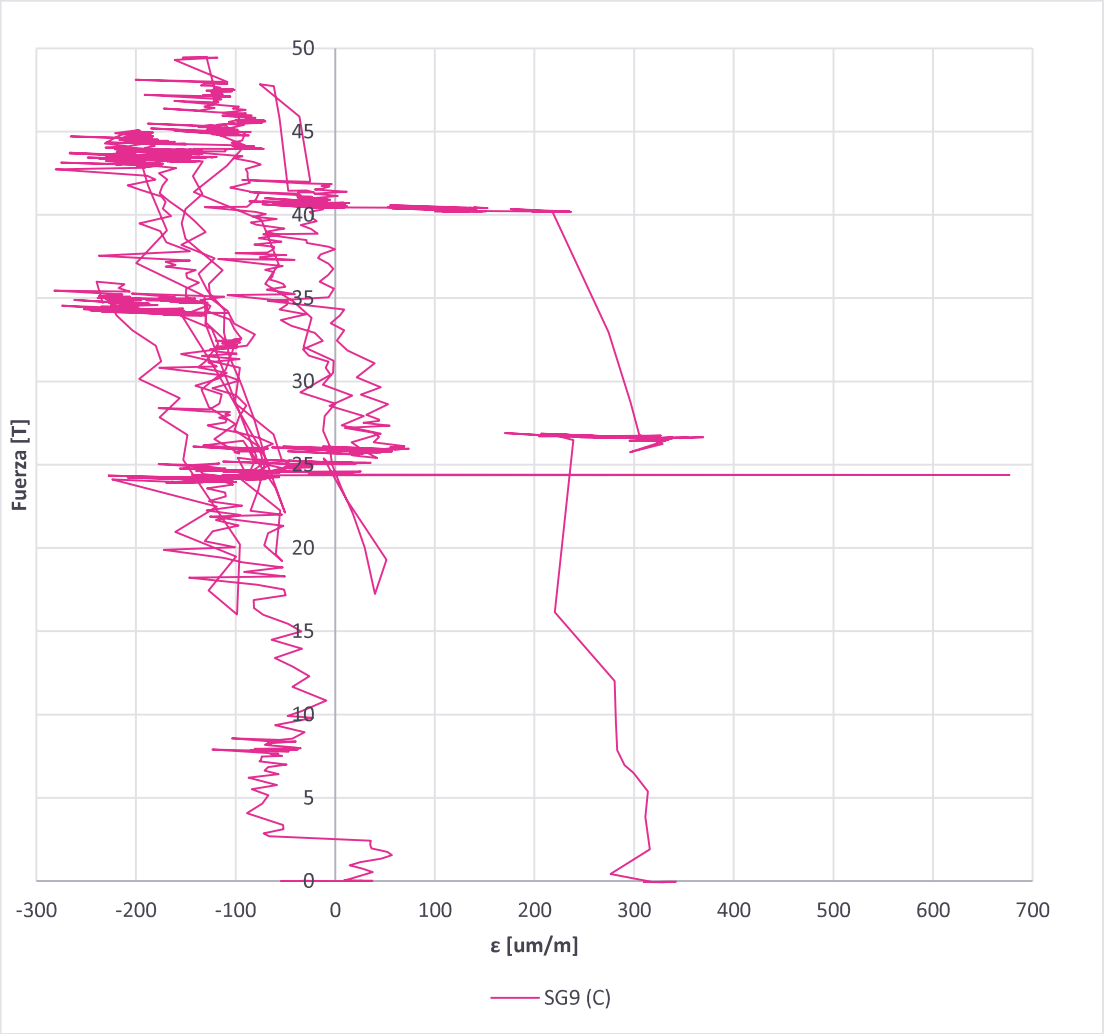
FIGURA 4.4 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG5-V



ELABORACIÓN: Samuel García

Se puede observar en la FIGURA 4.5, el SG9-C inicia en tracción pero al incrementar la carga cambia a compresión. Para después terminar en tracción y también se observa que los datos tiene un gran distorsión en cargas superiores a las 20 [T].

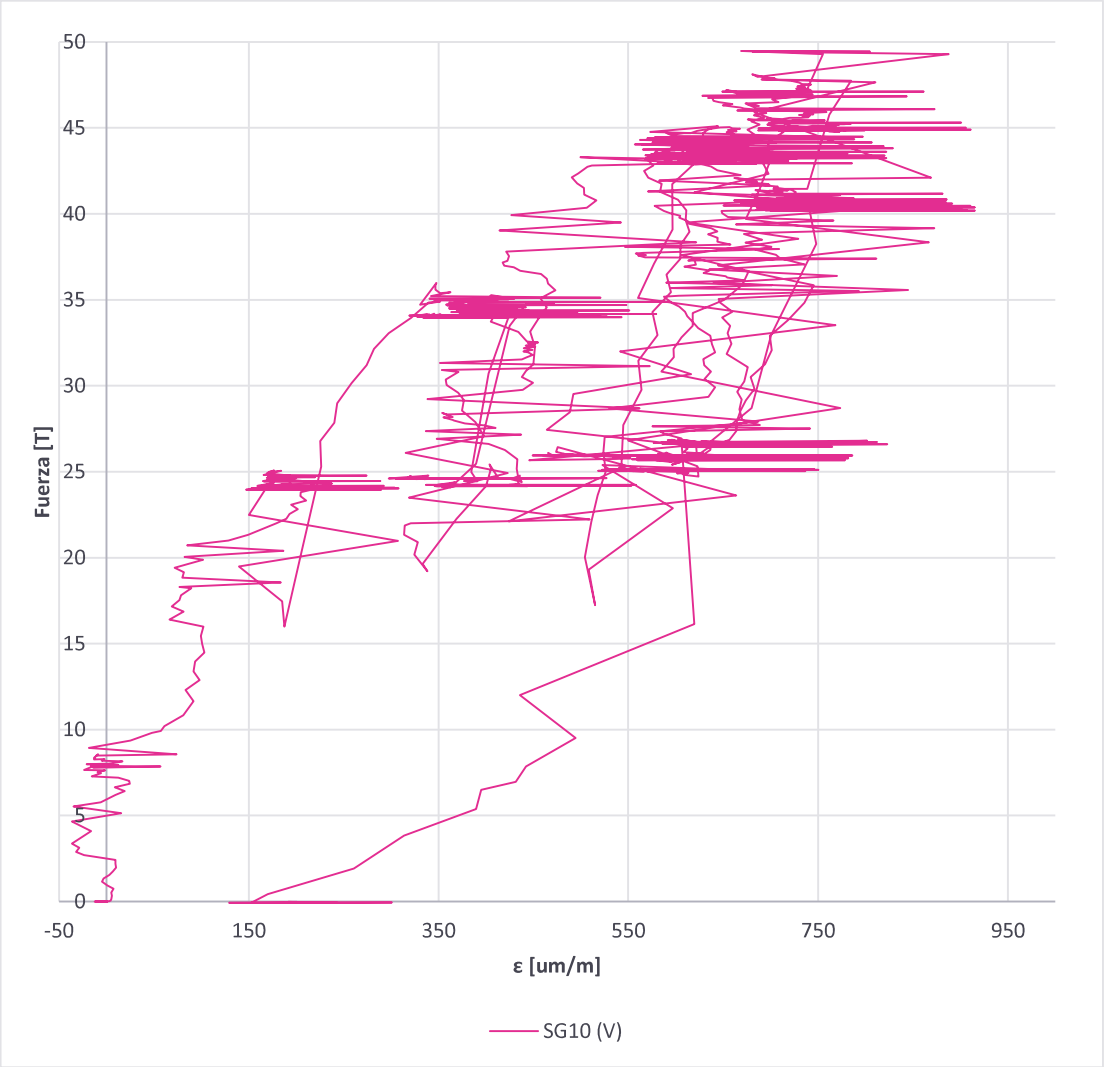
FIGURA 4.5 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG9-V



ELABORACIÓN: Samuel García

En la FIGURA 4.6 se observa que el SG10-V antes de las 10[T] está en compresión, después de superar esta carga entra en tracción. También se observa que después de las 20 [T] la distorsión de los datos es muy grande y repetida.

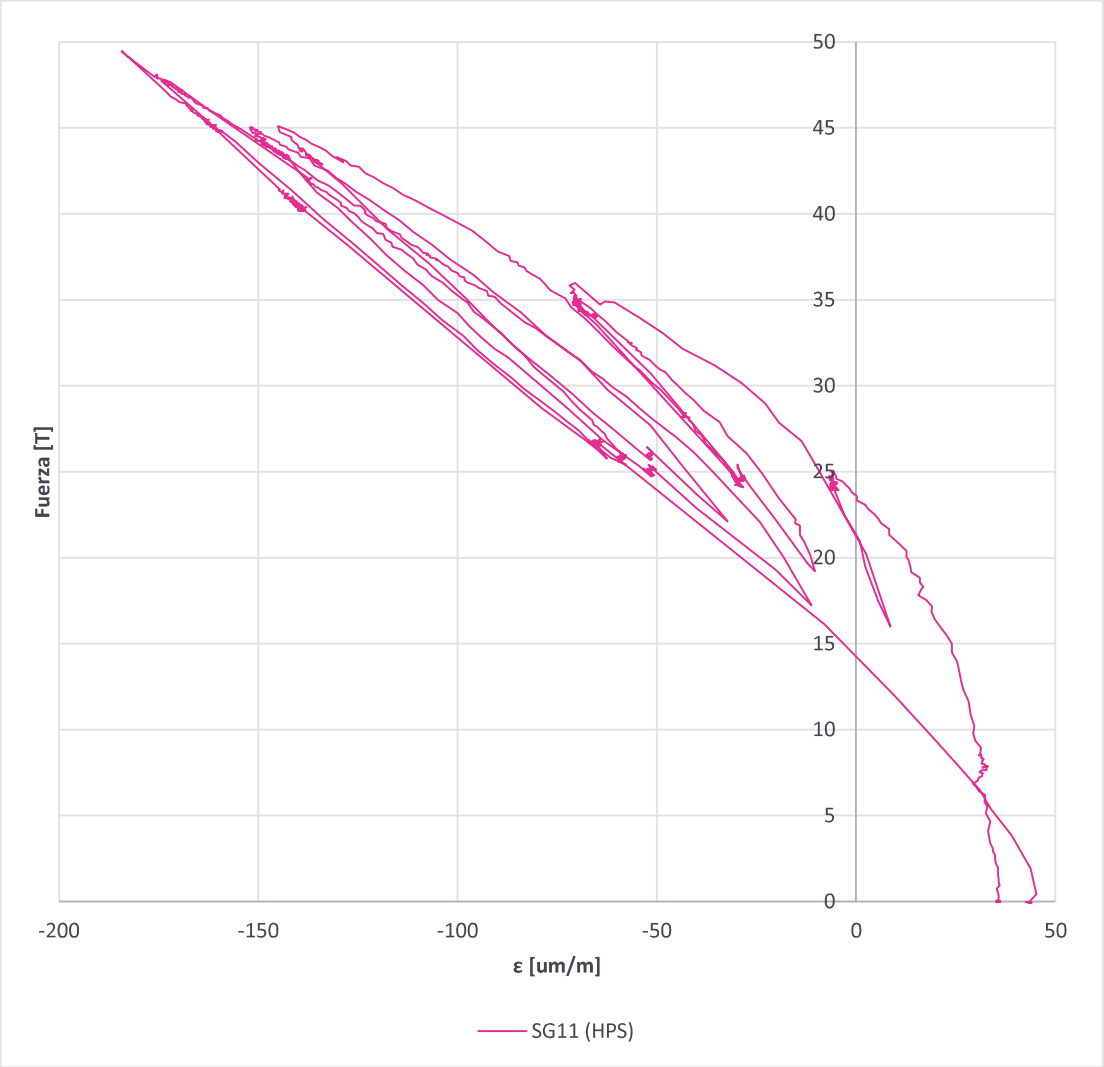
FIGURA 4.6 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG10-V



ELABORACIÓN: Samuel García

Para la deformación unitaria del SG11-HPS, se observa que antes de aplicar la carga ya marca un valor, esto puede ser por una mala calibración en el UPM o el *strain gauges* ya se está deformando. Como se puede observar en la FIGURA 4.7 inicia en tracción y luego pasa a compresión después de las 15 [T]. Las líneas obtenidas son más definidas ya que no tienen distorsiones.

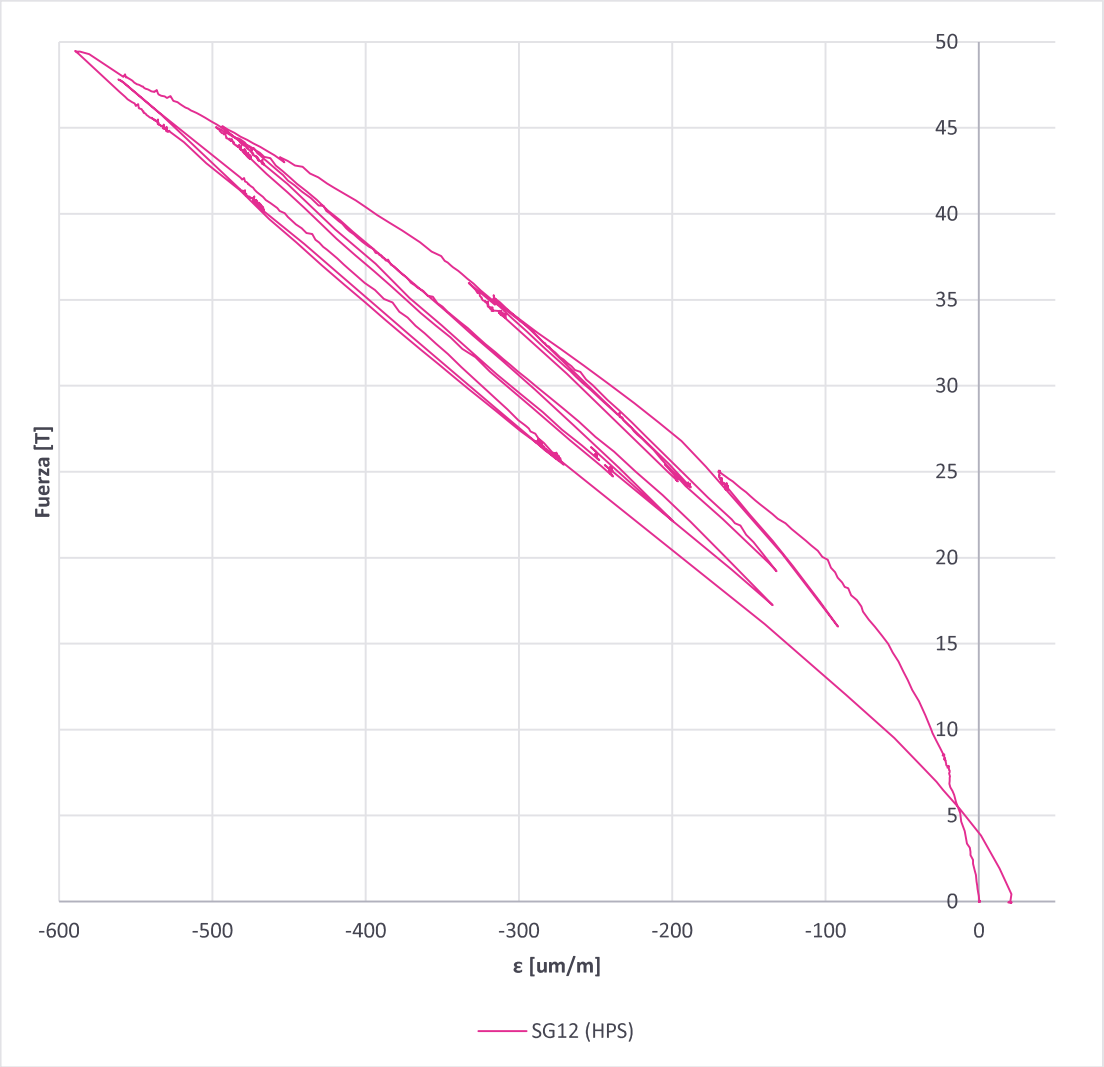
FIGURA 4.7 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG11-HPS



ELABORACIÓN: Samuel García

En la FIGURA 4.8 se puede observar que el SG12-HPS en todo el ensayo estuvo en compresión. Solamente al descargar, en la parte final pasa a tracción.

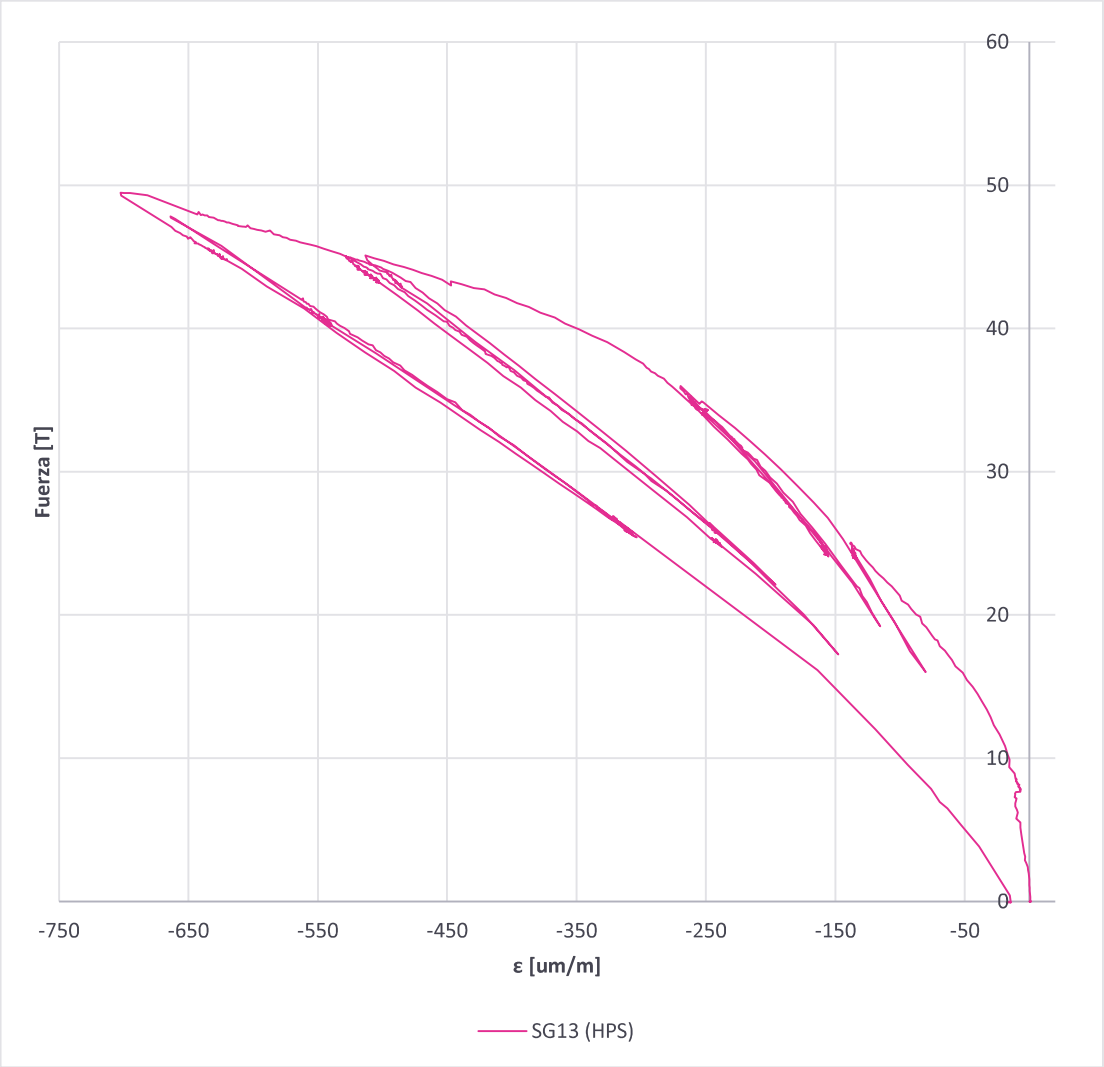
FIGURA 4.8 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG12-HPS



ELABORACIÓN: Samuel García

Se puede observaren la FIGURA 4.9 el SG13-HPS en todo el ensayo estuvo en compresión

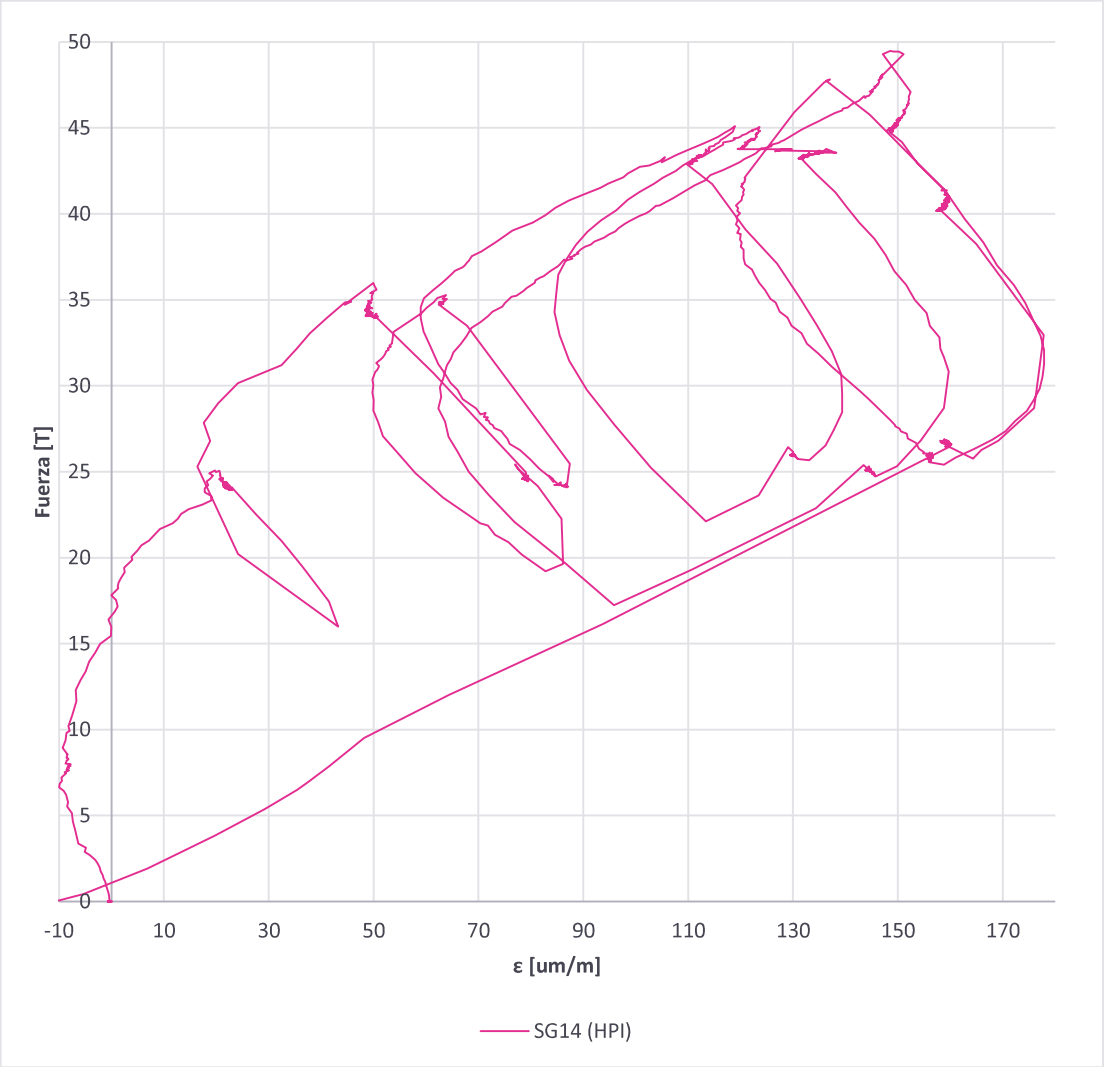
FIGURA 4.9 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG13-HPS



ELABORACIÓN: Samuel García

Se puede observar que el SG14-HPI comienza en compresión pero después de las 15[T] pasa a tracción. Siendo interesante la forma de las líneas ya que cuando se va descargando trata de regresar a compresión y eso provoca que tenga esa forma tan peculiar en comparación con los demás *strain gauges*.

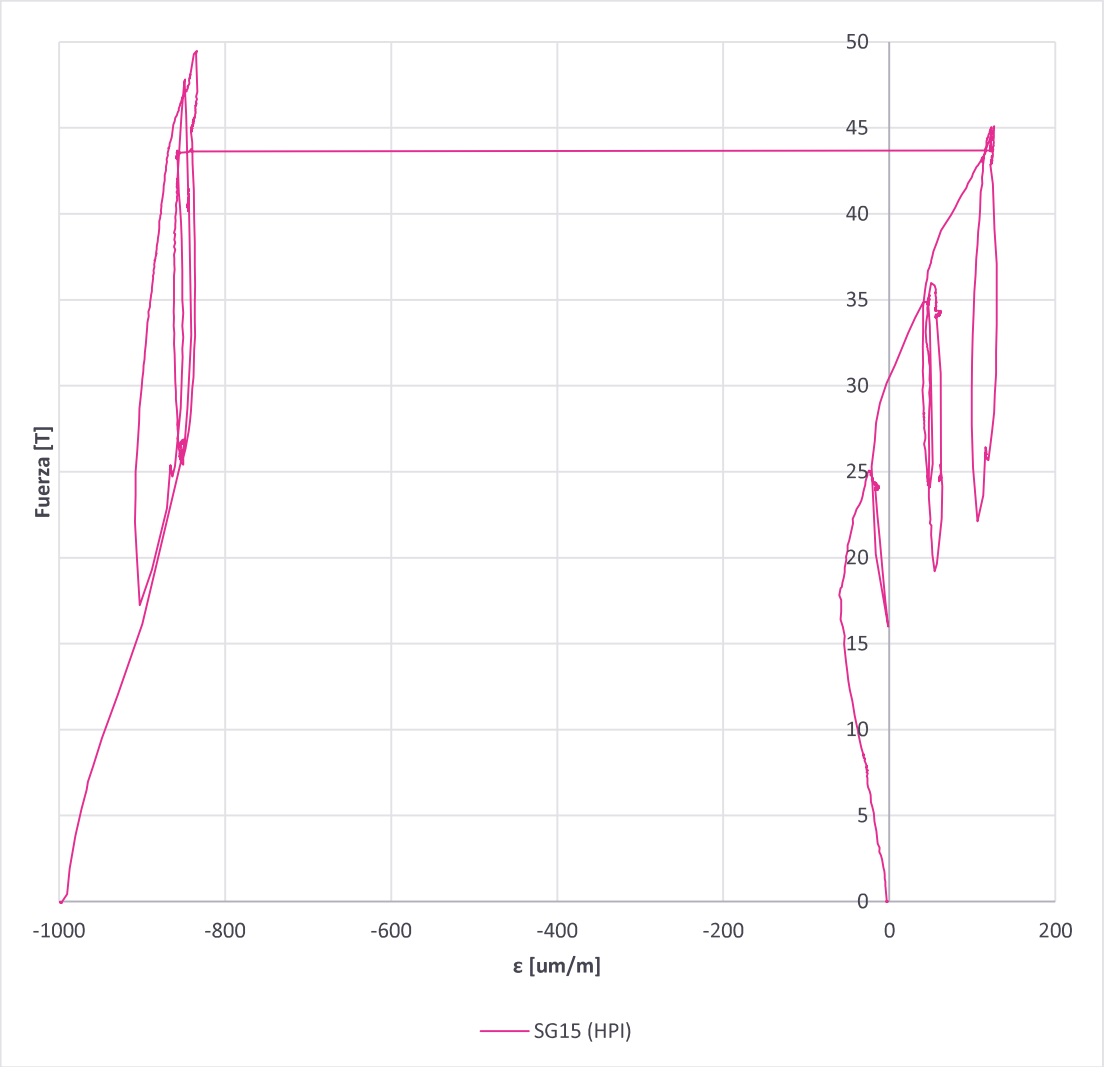
FIGURA 4.10 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG14-HPI



ELABORACIÓN: Samuel García

En la FIGURA 4.11 se puede observar que el SG15-HPI se encuentra en compresión pero después de las 30 [T] pasa tracción, lamentablemente algo pasó antes de llegar nuevamente a las 45 [T] en donde la deformación hace un salto a compresión, es posible que sea por falla del *strain gauges*.

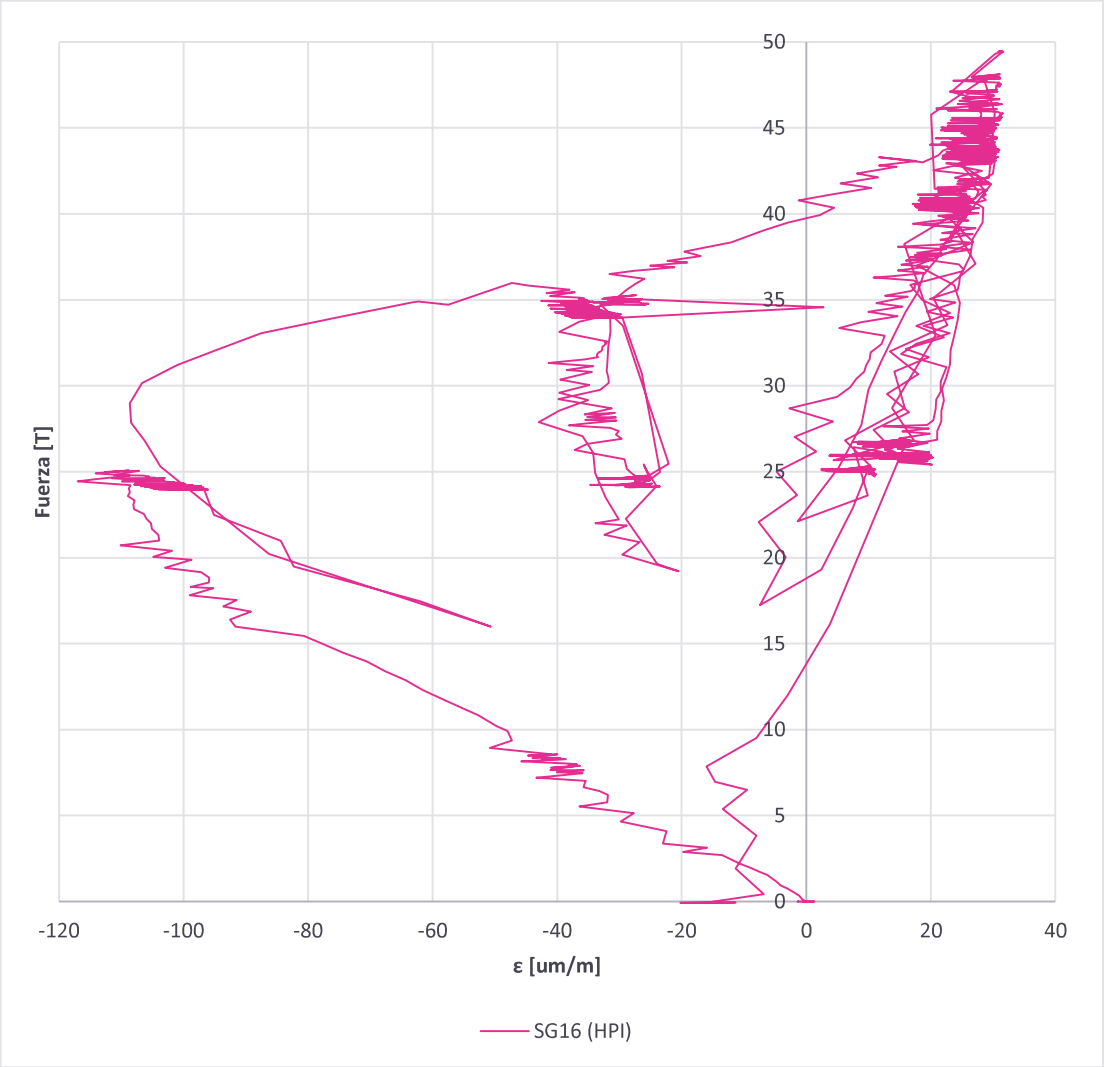
FIGURA 4.11 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG15-HPI



ELABORACIÓN: Samuel García

En el SG16-HPI se observa que está en compresión, pero después de las 40 [T} pasa a tracción, hay que mencionar que tiene grandes distorsiones como se lo puede ver en la FIGURA 4.12.

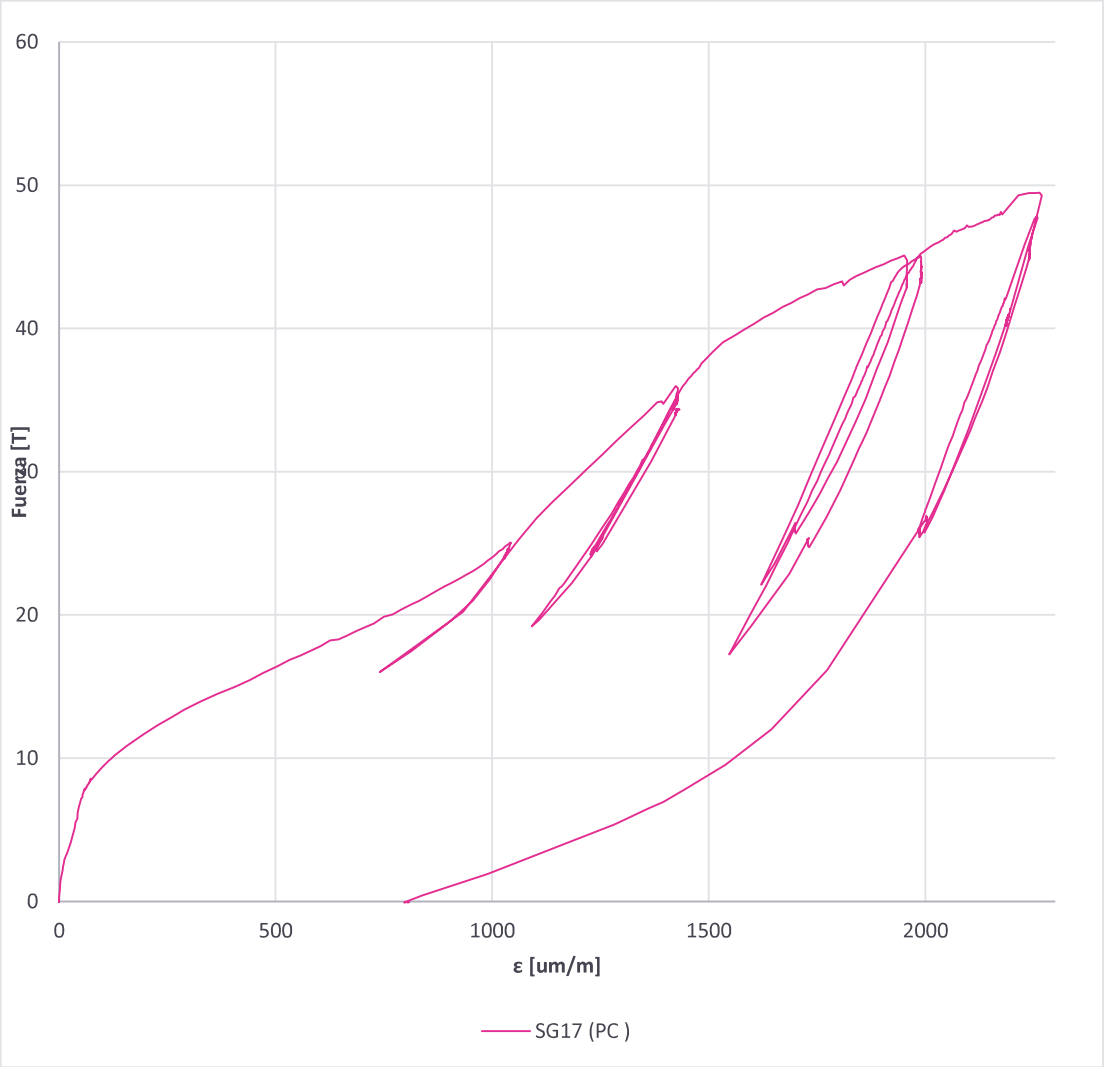
FIGURA 4.12 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG16-HPI



ELABORACIÓN: Samuel García

El SG17-PC es el único *strain gauge* que supera el límite de fluencia, además en todo el ensayo se encontró en tracción esto se puede ver en la FIGURA 4.13. El análisis de este *strain gauge* se lo hace con cuidado ya que es el único que se deforma excesivamente hasta llegar a superar el límite de fluencia.

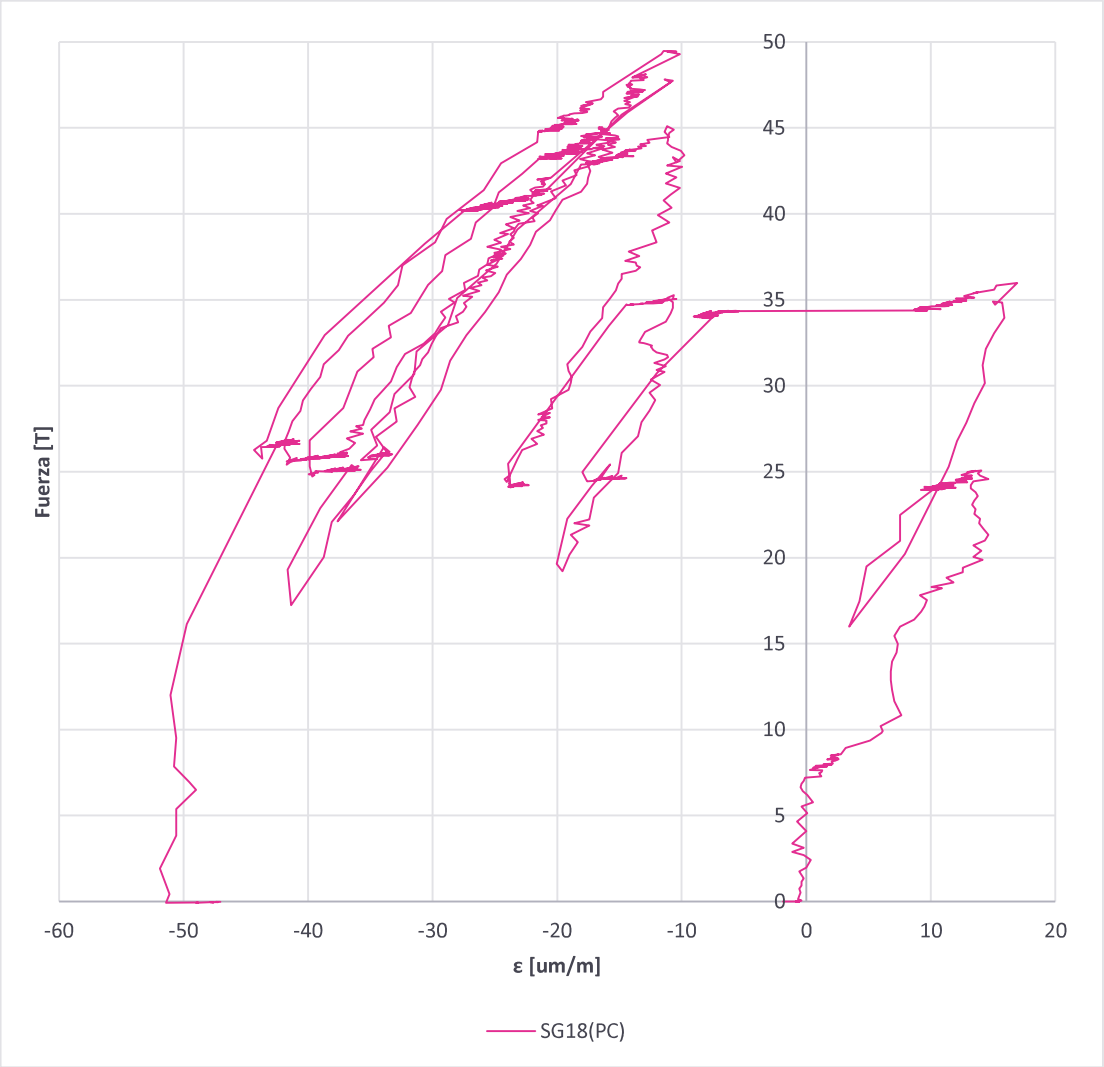
FIGURA 4.13 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG17-PC



ELABORACIÓN: Samuel García

Como se puede observar en la FIGURA 4.14, se tiene que el SG18-C se ha deformado muy poco en comparación al SG17-PC, además se observa que al inicio del ensayo está en tracción y luego pasa a compresión.

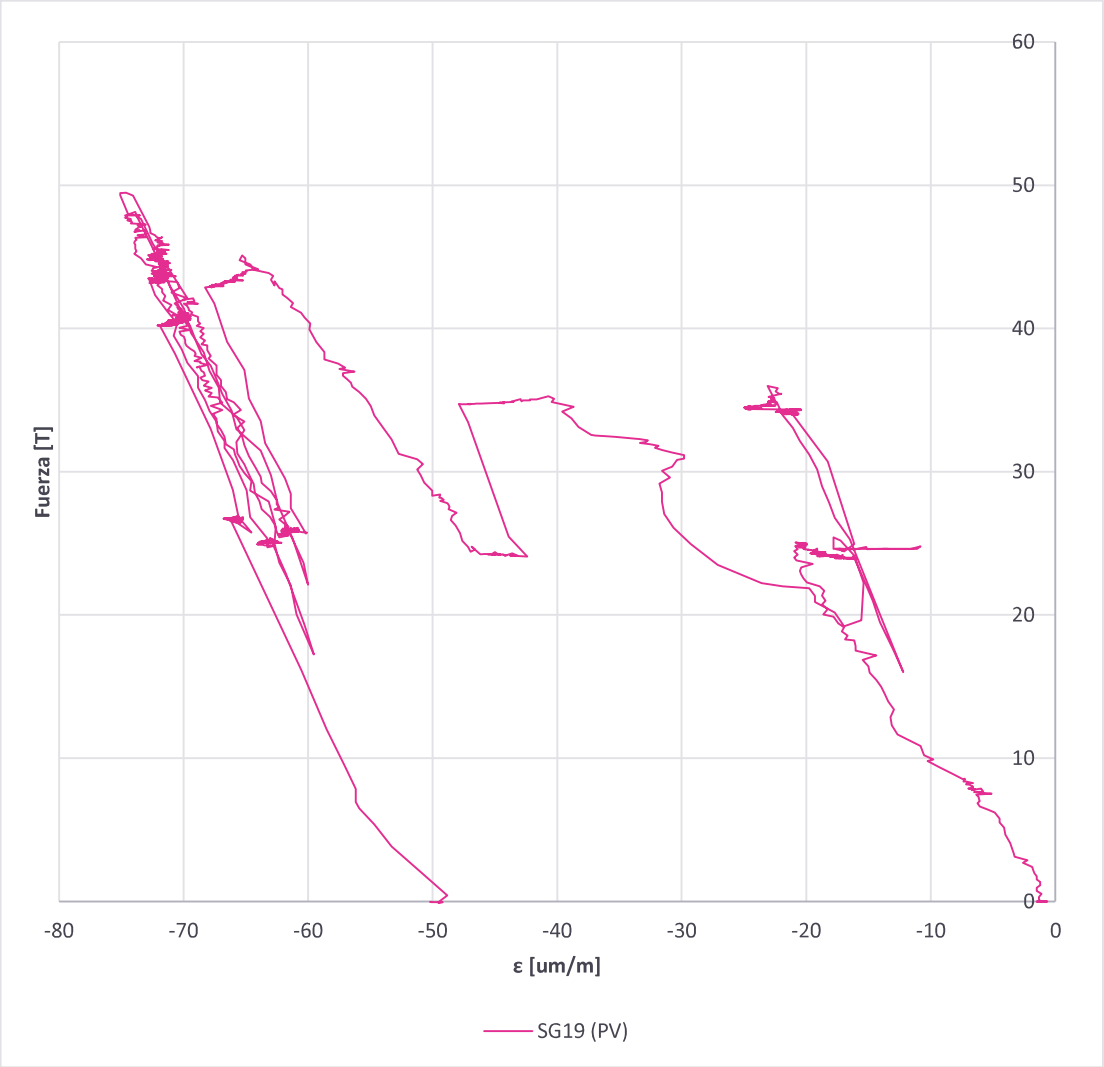
FIGURA 4.14 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG18-PC



ELABORACIÓN: Samuel García

Para el SG19-PV se puede observar que se ha deformado muy poco si lo comparamos con el SG17-PC, en todo el ensayo estuvo en compresión, todo esto se puede observar en la FIGURA 4.15.

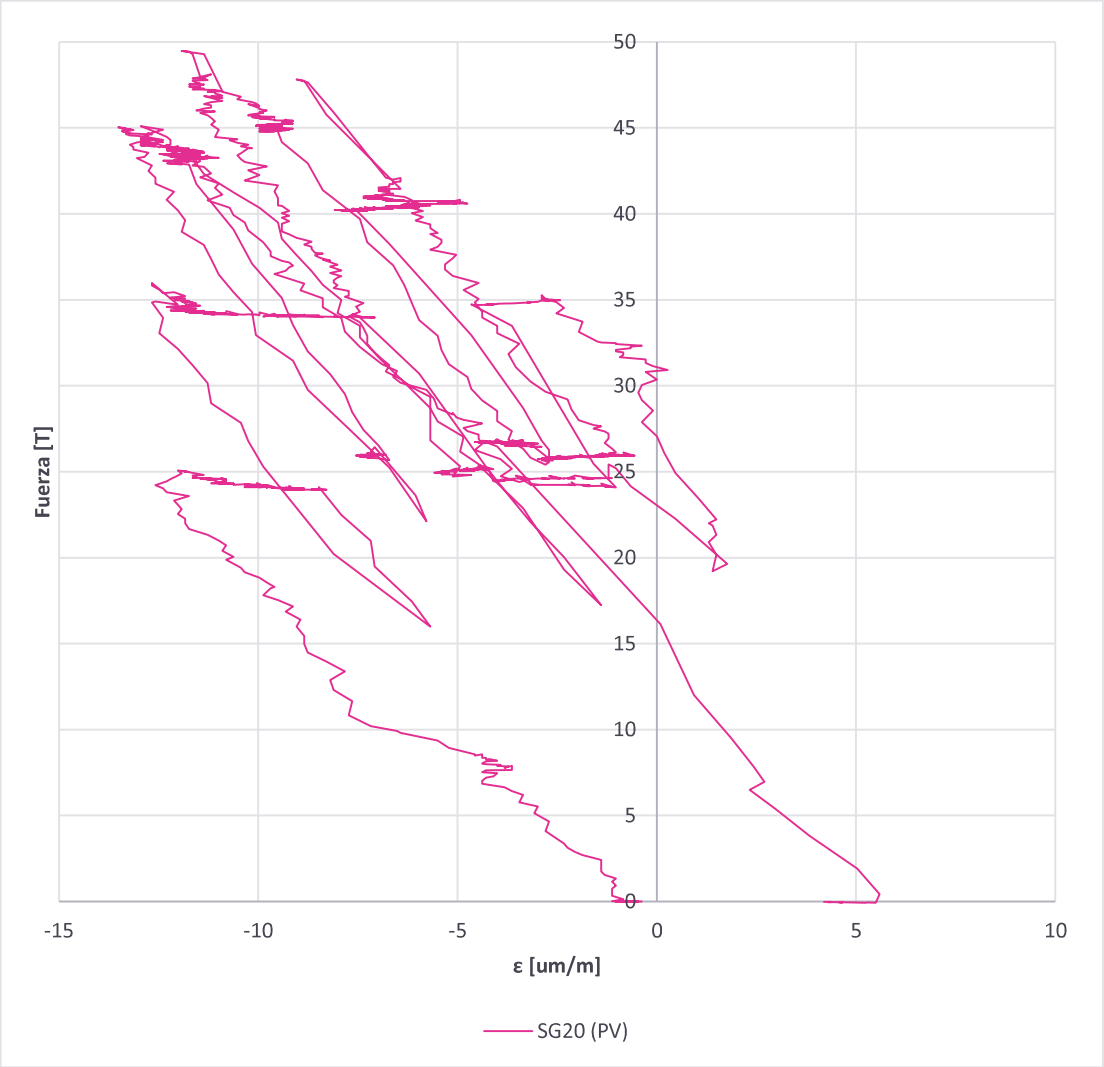
FIGURA 4.15 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG19-PV



ELABORACIÓN: Samuel García

El SG20-PV estuvo en compresión en casi todo el ensayo excepto al final ya que paso a tensión, adicional se deformó muy poco, esto se lo puede observar en la FIGURA 4.16.

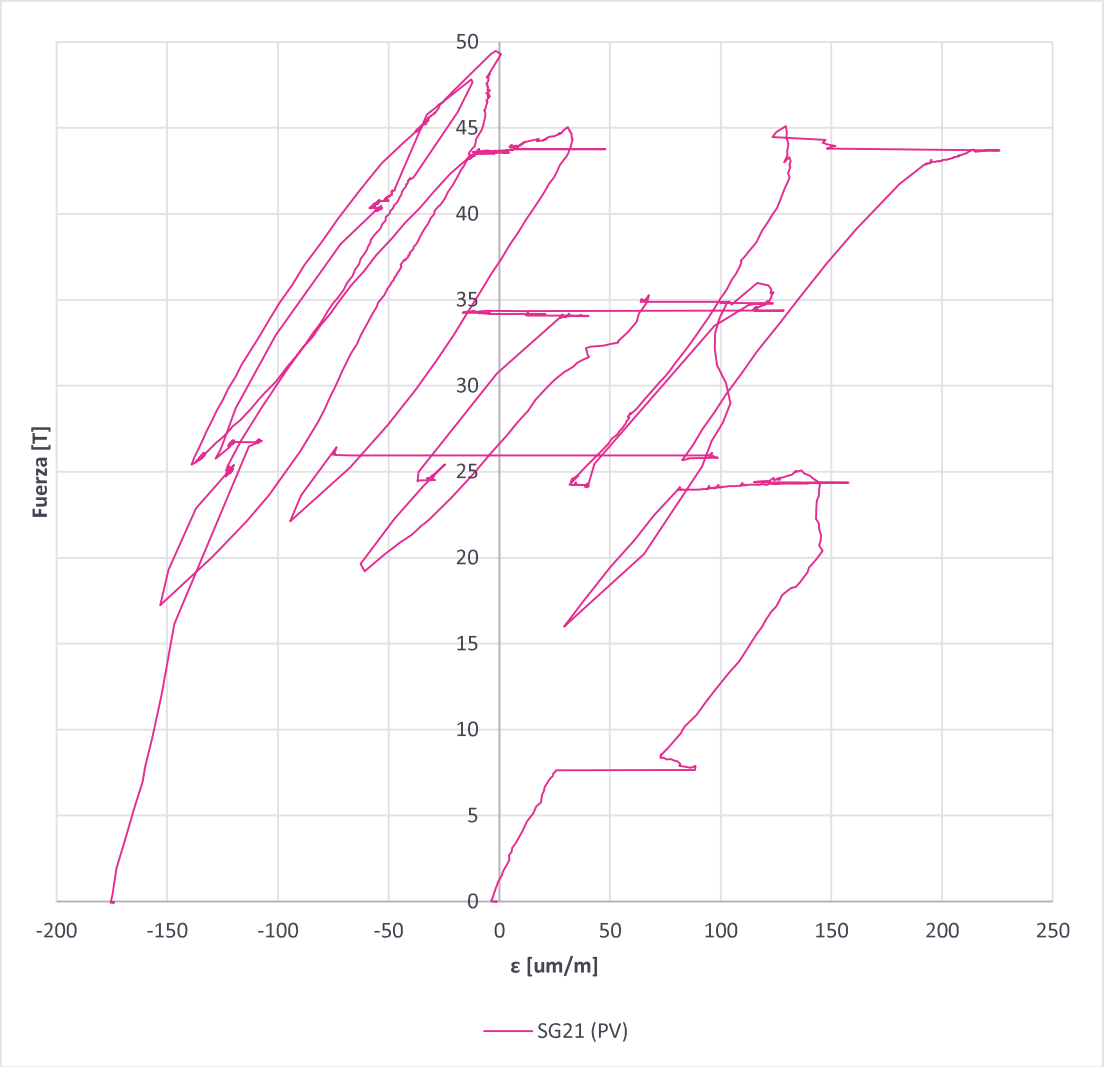
FIGURA 4.16 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG20-PV



ELABORACIÓN: Samuel García

A diferencia del SG20-PV, el SG21-PV se ha deformado más, también se observa que al inicio del ensayo estaba en tensión pero después de las 25 [T] el *strain gauge* pasa a compresión con un salto, ya que se observa una línea horizontal en la FIGURA 4.17, esto es muy extraño es posible que el *strain gauge* haya estado mal pegado. Y ese salto registrado sea un desprendimiento del *strain gauge*.

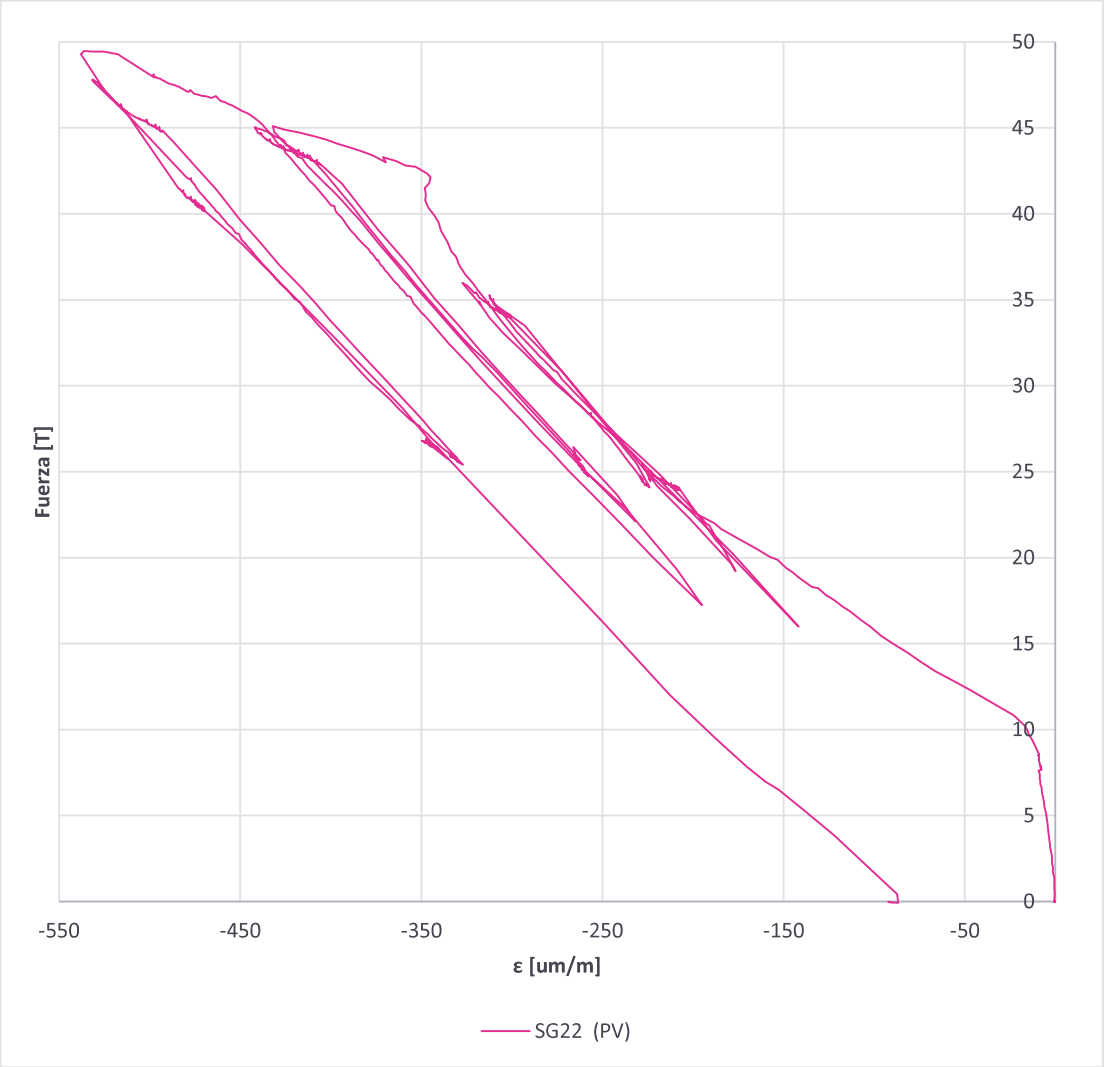
FIGURA 4.17 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG21-PV



ELABORACIÓN: Samuel García

El SG22-PV se observa que estuvo en compresión todo el ensayo, la definición de la línea es definida ya que tiene poca distorsión. También se observa en la FIGURA 4.18 que al inicio del ensayo tiene una pendiente bien pronunciada, pero después de las 10 [T] esa pendiente cambia y es menor.

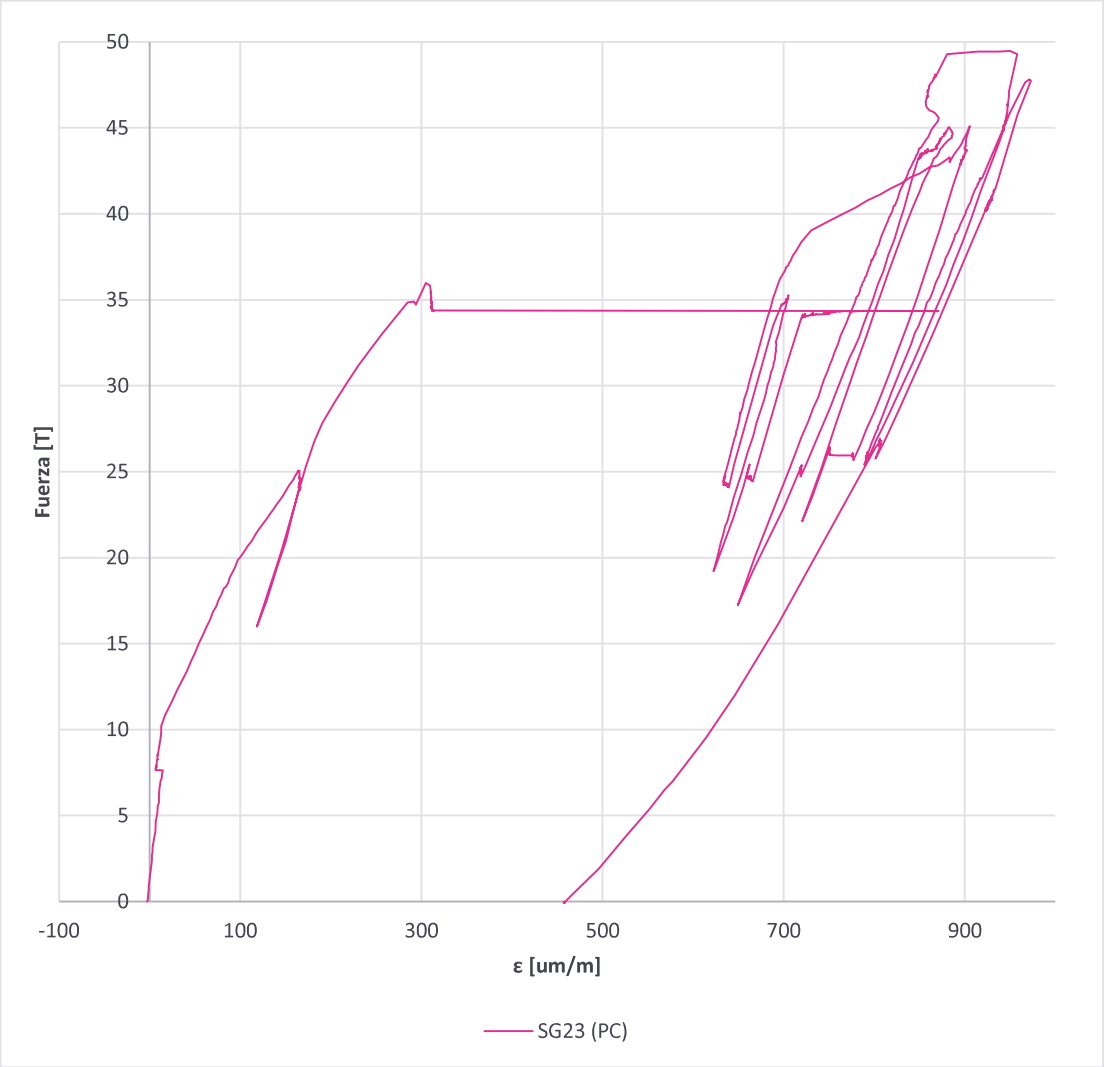
FIGURA 4.18 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG22-PV



ELABORACIÓN: Samuel García

EL SG23-PC presenta un salto aproximadamente a las 35 [T] pues se puede observar en la FIGURA 4.19 hay una línea en horizontal es posible que el *strain gauge* se haya desprendido al igual que el SG22-PV.

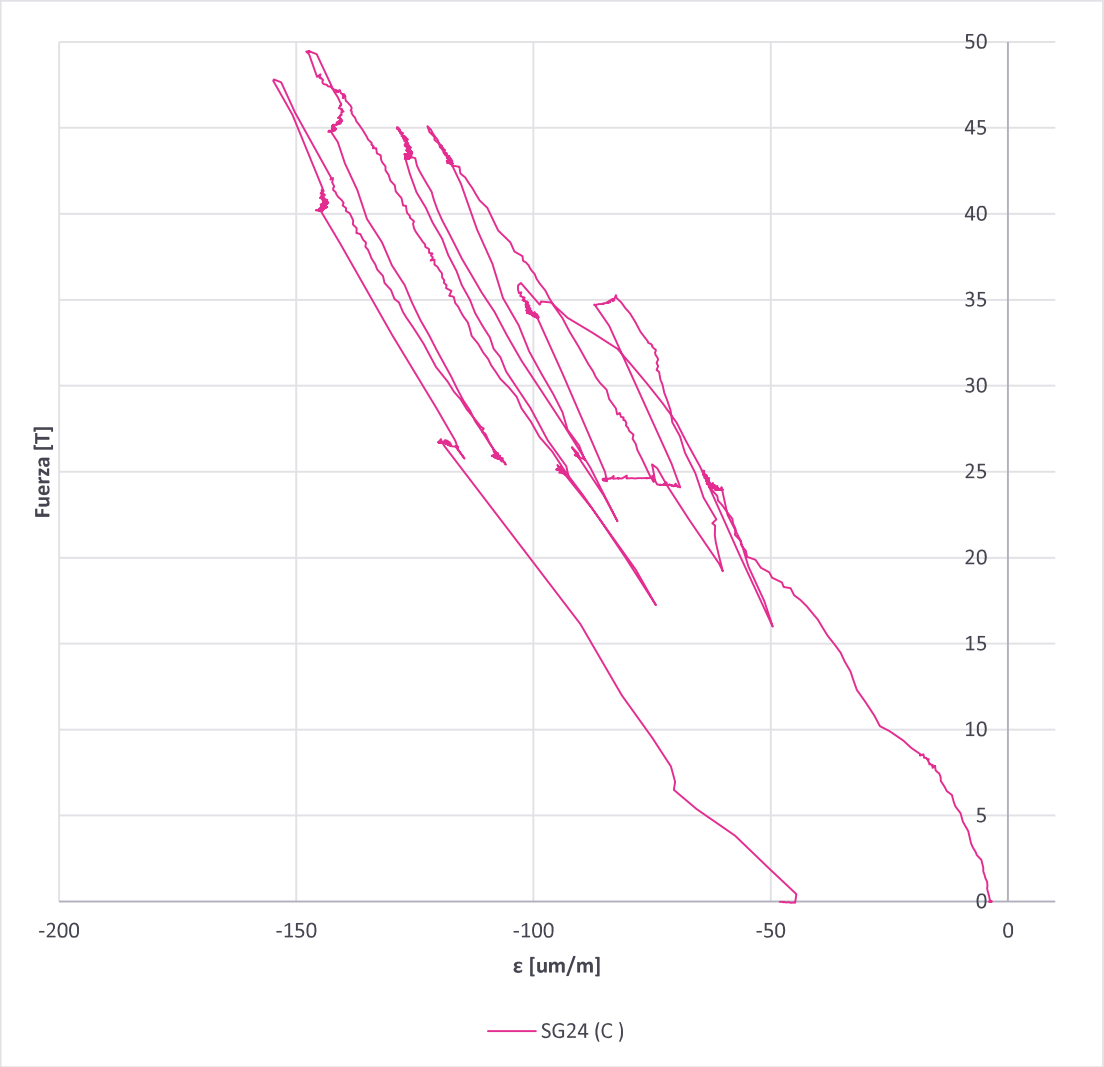
FIGURA 4.19 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN S23-PC



ELABORACIÓN: Samuel García

En la FIGURA 4.20 se puede observar que el SG24-C estuvo en compresión en todo el ensayo, la definición de líneas obtenida es buena ya que no existe distorsión.

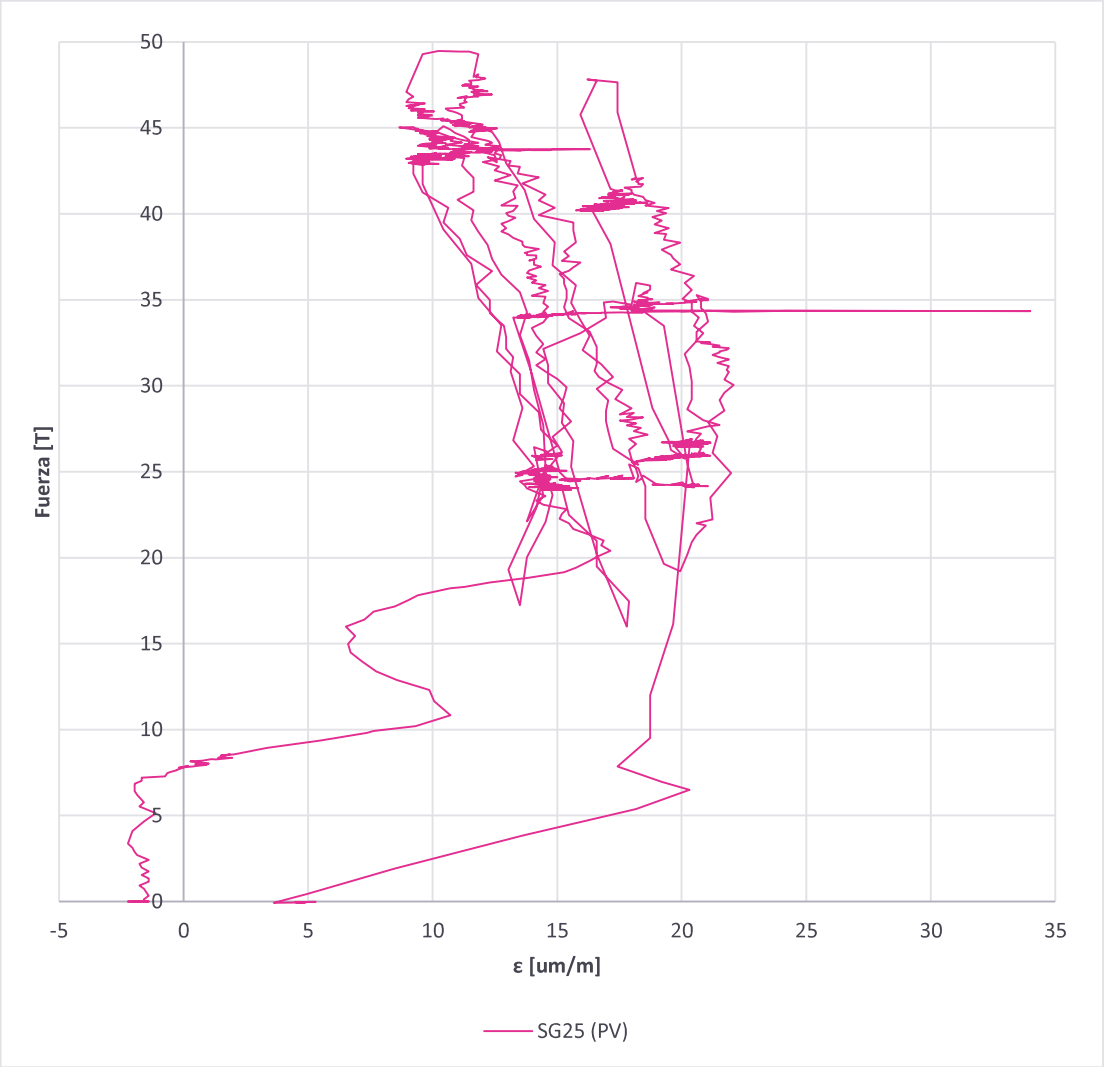
FIGURA 4.20 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG24-PC



ELABORACIÓN: Samuel García

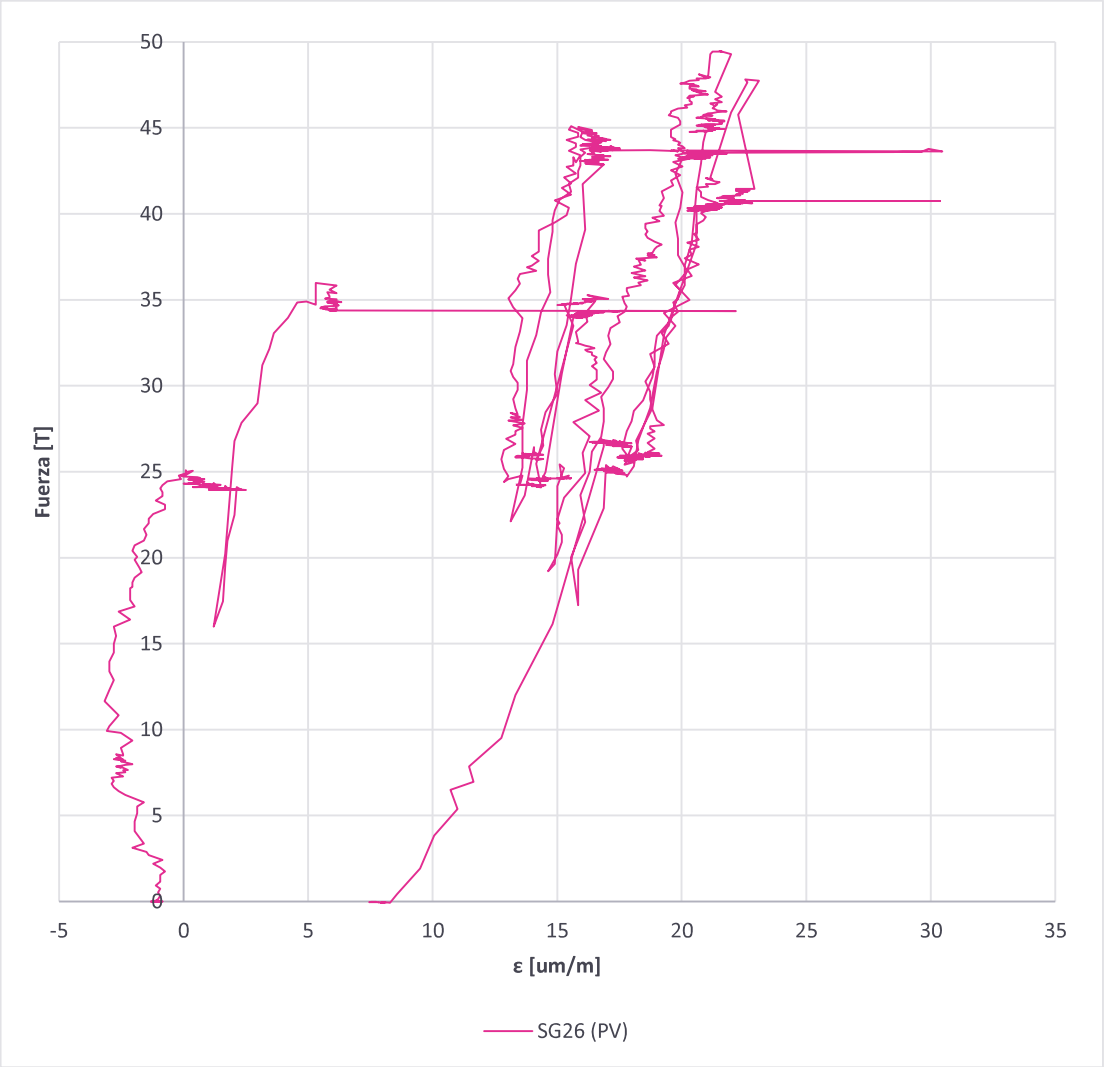
En el SG25-PV se observa que en el inicio del ensayo está en compresión pero después de las 5 [T], se puede observar en la FIGURA 4.21 que presenta deformaciones en tensión. También se observa que tiene distorsiones esto produce que la línea no tenga buena definición.

FIGURA 4.21 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG25-PV



El SG26-PV se puede observar que al inicio del ensayo estaba en compresión pero después de las 25 [T] pasa a tensión se ha deformado muy poco comparando con el SG22-PV, también presenta algunas distorsiones.

FIGURA 4.22 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN SG26-PV



ELABORACIÓN: Samuel García

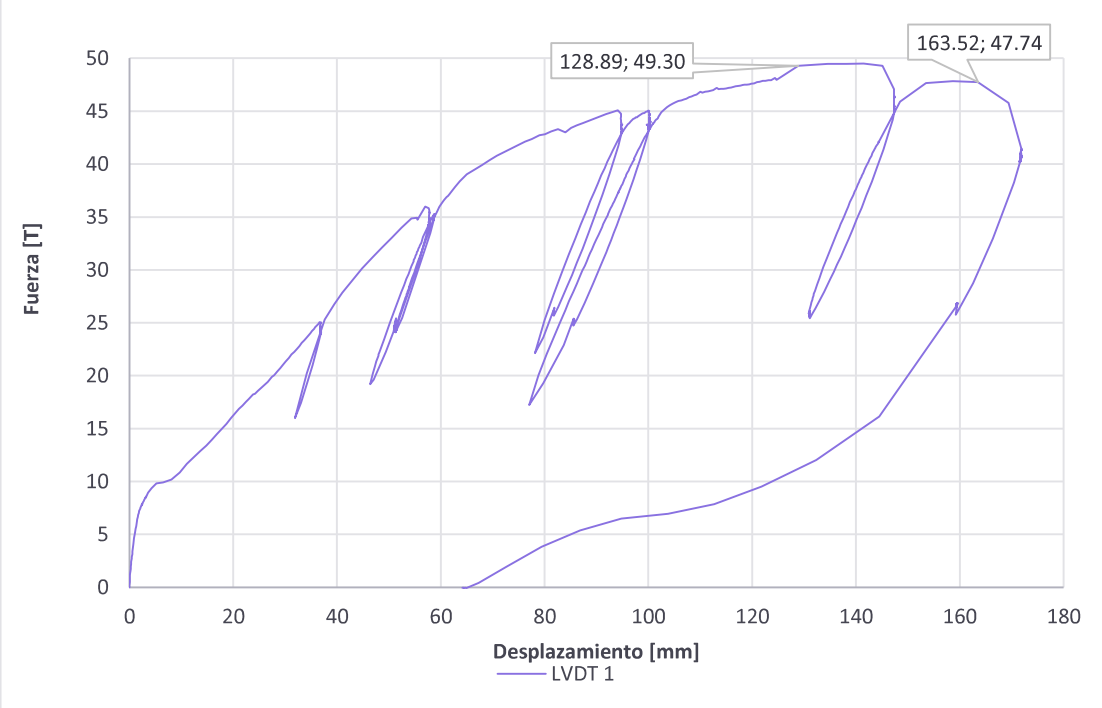
Se ha presentado los resultados obtenidos de los *strain gauges* mediante las figuras mostradas con anterioridad, cada strain gauges fue analizado y de todos solo algunos se realizó el procesamiento de datos.

4.3 RESULTADOS DE LOS LVDT

Los resultados obtenidos de los LVDT se presentan mediante las siguientes gráficas. En la que en el eje de las ordenadas va la fuerza o carga aplicada y en el eje de las abscisas va el desplazamiento obtenido del LVDT.

En la FIGURA 4.23 se puede observar los resultados del LVDT-1 el cual fue colocado a 2,95 [m] medido desde la cara de columna. Se ha obtenido una línea bien definida, se puede observar también que al inicio del ensayo tiene una pendiente muy pronunciada; esto quiere decir que es muy rígido, pero después de las 10 [T] la pendiente cambia y disminuye. Es posible que los elementos del reforzamiento se hayan desplazado relativamente al hormigón. Después de esto se ajustaron y comenzaron a trabajar otra vez en conjunto. Se observa también que para la carga máxima alcanzada se tiene un desplazamiento aproximado de 129 [mm]. Pero en el último ciclo de carga, para una carga de 47 [T] se tiene un desplazamiento de 164 [mm]. Hay que mencionar que los datos de este transductor de deformación son importantes pues desde estos se debe concluir si el reforzamiento cumple con los requerimientos de deflexiones.

FIGURA 4.23 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 1

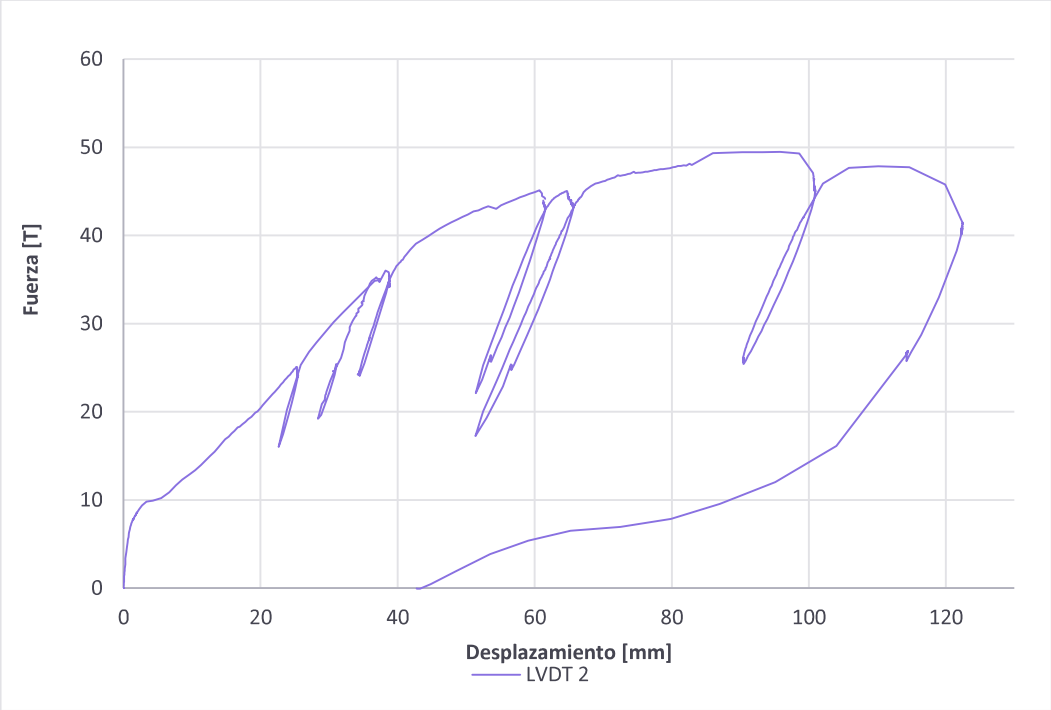


ELABORACIÓN: Samuel García

Para el LVDT-2 se observa en la FIGURA 4.24 que la línea obtenida no tiene distorsiones. También se observa que se deforma menos en comparación al LVDT-

1 esto va de acuerdo con la teoría, ya que se espera mayores deformaciones en LVDT-1 pues fue ubicado en el extremo del volado.

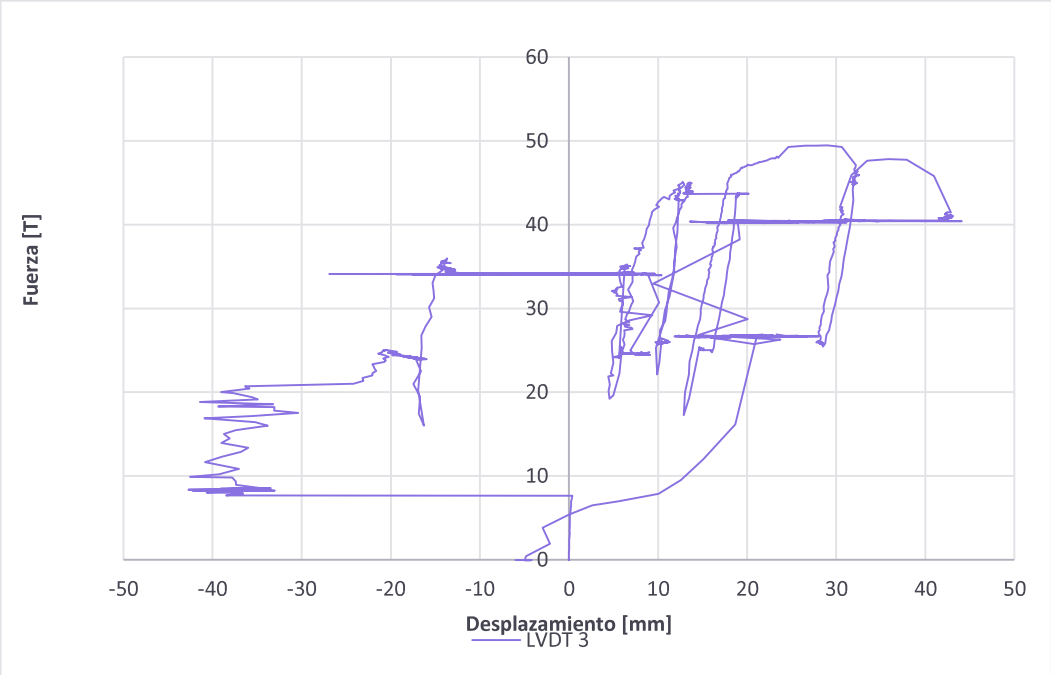
FIGURA 4.24 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 2



ELABORACIÓN: Samuel García

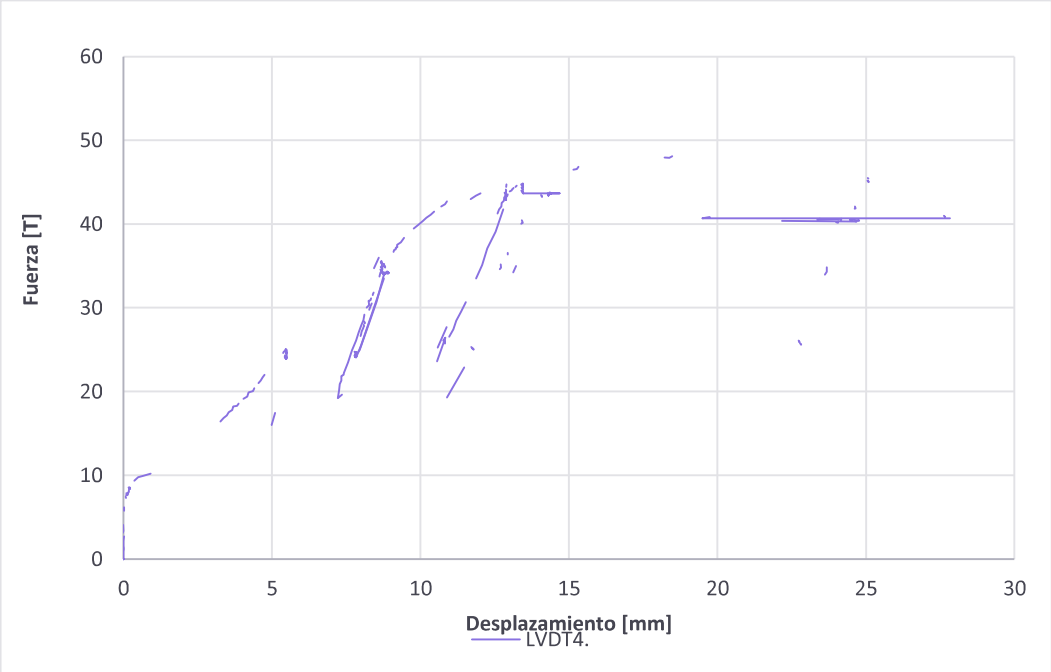
Los LVDT3 y 4 en sus graficas FIGURA 4.24 y FIGURA 4.25 respectivamente, se puede observar que tienen grades distorsiones, es posible que se deba al tiempo que tiene el instrumento, también es posible al estar tan cerca del nudo, el giro de este, hizo que la lectura sea afectada. En la parte de procesamiento de datos se reconstruirá las curvas tomando valores de los segmentos que están definidos.

FIGURA 4.25 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 3



ELABORACIÓN: Samuel García

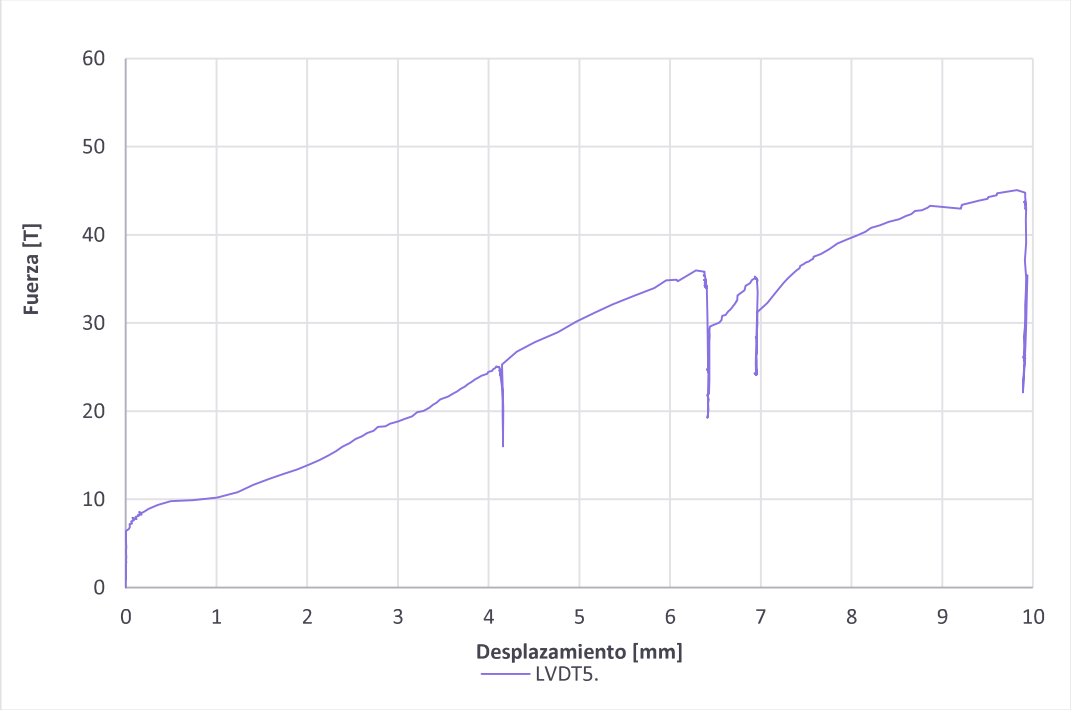
FIGURA 4.26 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 4



ELABORACIÓN: Samuel García

Para el LVDT-5, que fue ubicado en la cabeza de la columna a una altura de 4,45 [m], se puede observar en la FIGURA 4.27 que se desplazó hacia el muro de reacción. También se observa que el desplazamiento fue pequeño, aproximadamente un centímetro, esto demuestra que la diagonal si funcionó como soporte pues impidió el libre movimiento de este punto.

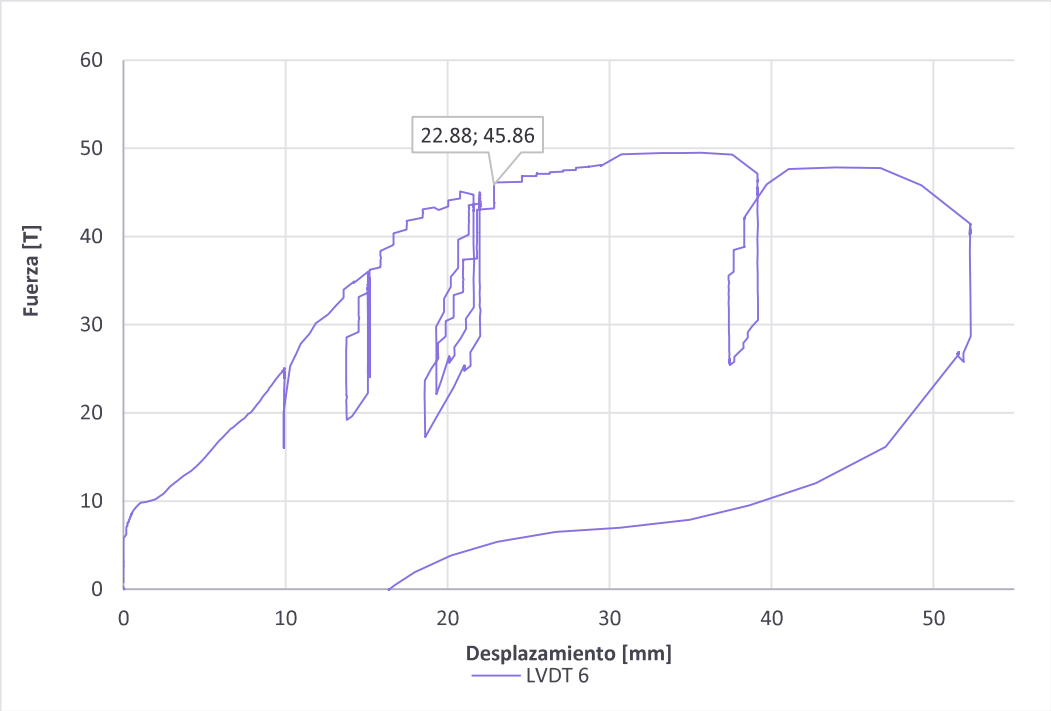
FIGURA 4.27 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 5



ELABORACIÓN: Samuel García

En la FIGURA 4.28 se puede observar que el LVDT-6 registró el movimiento vertical de la columna, esto evidencia que; el punto de anclaje en la base de la columna no pudo ser lo suficientemente resistente. Esto se confirma ya que a partir la caga 45,86 [T] empieza a crecer la deformación pero sin incremento de fuerza, en otras palabras, el eje está fluyendo. Con lo expuesto a partir de estos resultados se tomó la decisión que los valores de carga y deformación no sean tomados después del punto antes mencionado y señalado en la FIGURA 4.28.

FIGURA 4.28 CARGA VS. DESPLAZAMIENTO LVDT 6



ELABORACIÓN: Samuel García

4.4 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

4.4.1 GALGAS EXTENSIOMÉTRICAS

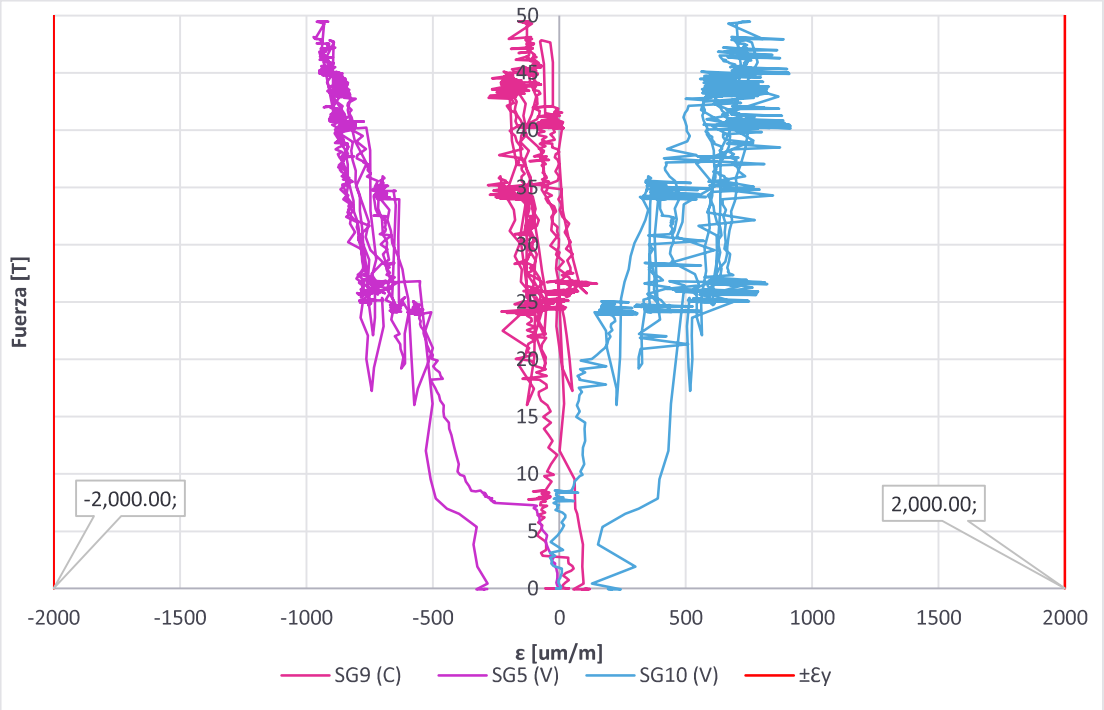
Para esta parte sólo se han tomado los *strain gauges* que no han tenido distorsiones, y los que han tenido una deformación de 10 veces menor a la deformación del SG17-PC., con la finalidad en tener valores importantes. También se los agrupó conforme a su ubicación.

4.4.1.1 Varillas de refuerzo

Como ya se ha mencionado anteriormente algunas galgas extensiométricas se dañaron en el proceso de construcción. En la FIGURA 4.29 se observa el SG5-V estuvo en compresión y en el SG10-V estuvo en tracción. Viendo la ubicación de estos en la FIGURA 3.16, al estar ubicados en lugares opuestos de la viga de hormigón, va de acuerdo con la teoría. También se observa que ninguno de ellos alcanzó el límite de fluencia.

Lamentablemente para el SG9-C no se tiene otro *strain gauges* en varillas para comparar. Se observa que no alcanza el límite de fluencia y estuvo en compresión. Para este *strain gauge* se tuvo que corregir algunos datos ya que como se observó en la FIGURA 4.5 este tenía algunas distorsiones. La corrección se realizó en omitir estos valores y construir la curva mediante la interpolación de los otros datos obtenidos.

FIGURA 4.29 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN VARILLAS

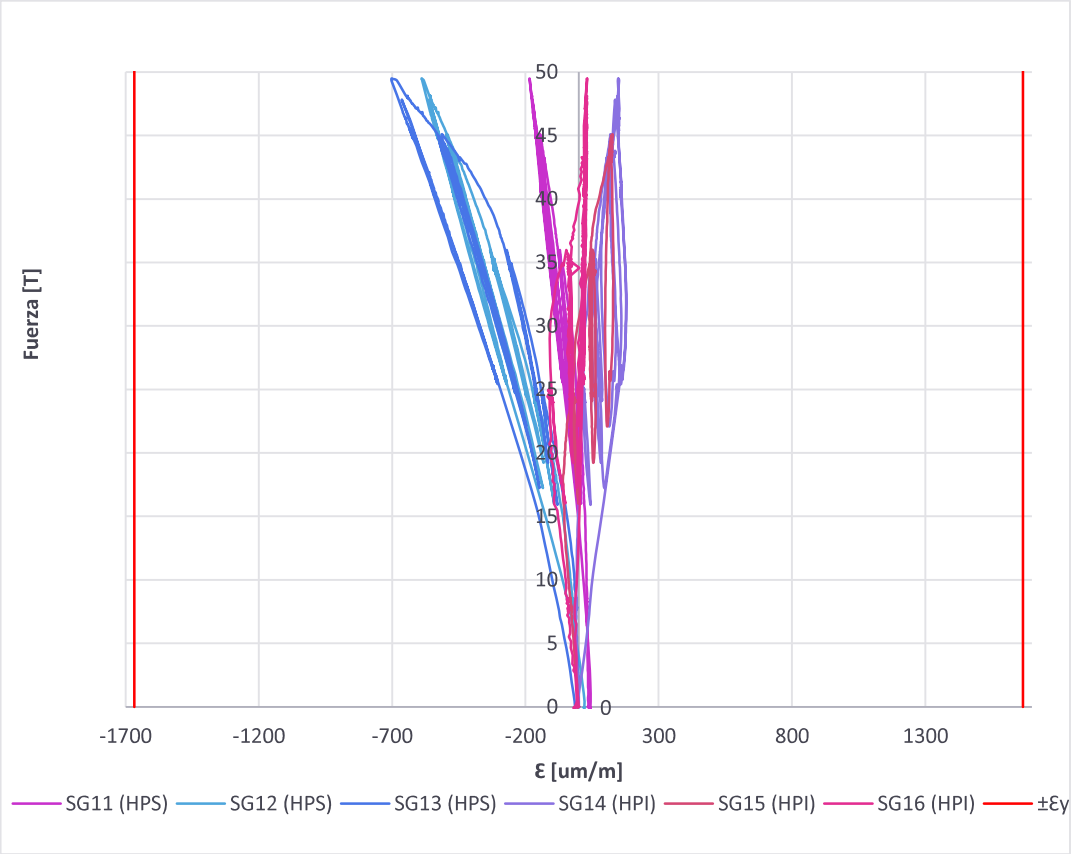


ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.1.2 Viga de acero

Se ha agrupado los resultados de las galgas extensiométricas que fueron ubicados en la viga de acero. Y se puede observar que conforme a la ubicación de estos en la FIGURA 3.16 y a la FIGURA 4.30 se puede decir que el patín superior estuvo en compresión y el patín inferior estuvo en tensión después de las 35 [T]. Por esta razón el patín superior presenta mayores deformaciones.

FIGURA 4.30 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN PATINES

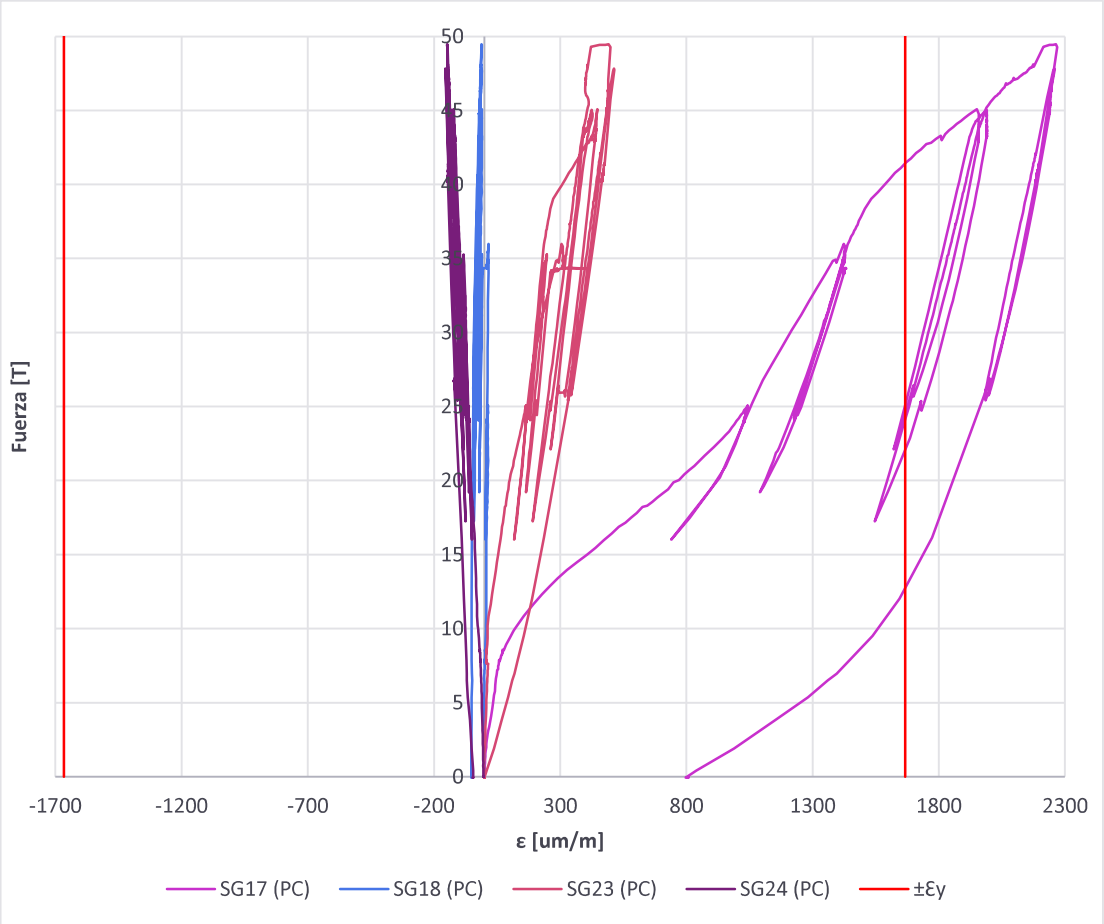


ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.1.3 Placas de encamisado en columna

Se observa en la FIGURA 4.31 que el SG17-PC fue el único en superar el límite de fluencia y estuvo en tensión. Esto genera una interrogante ¿Qué paso para que supere el límite de fluencia? Esta interrogante se responderá en los siguientes puntos. Pero cabe mencionar que este es un caso local y particular. Ya que observa que los demás *strain gauges* no llegan el límite de fluencia.

FIGURA 4.31 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN ENCAMISADO

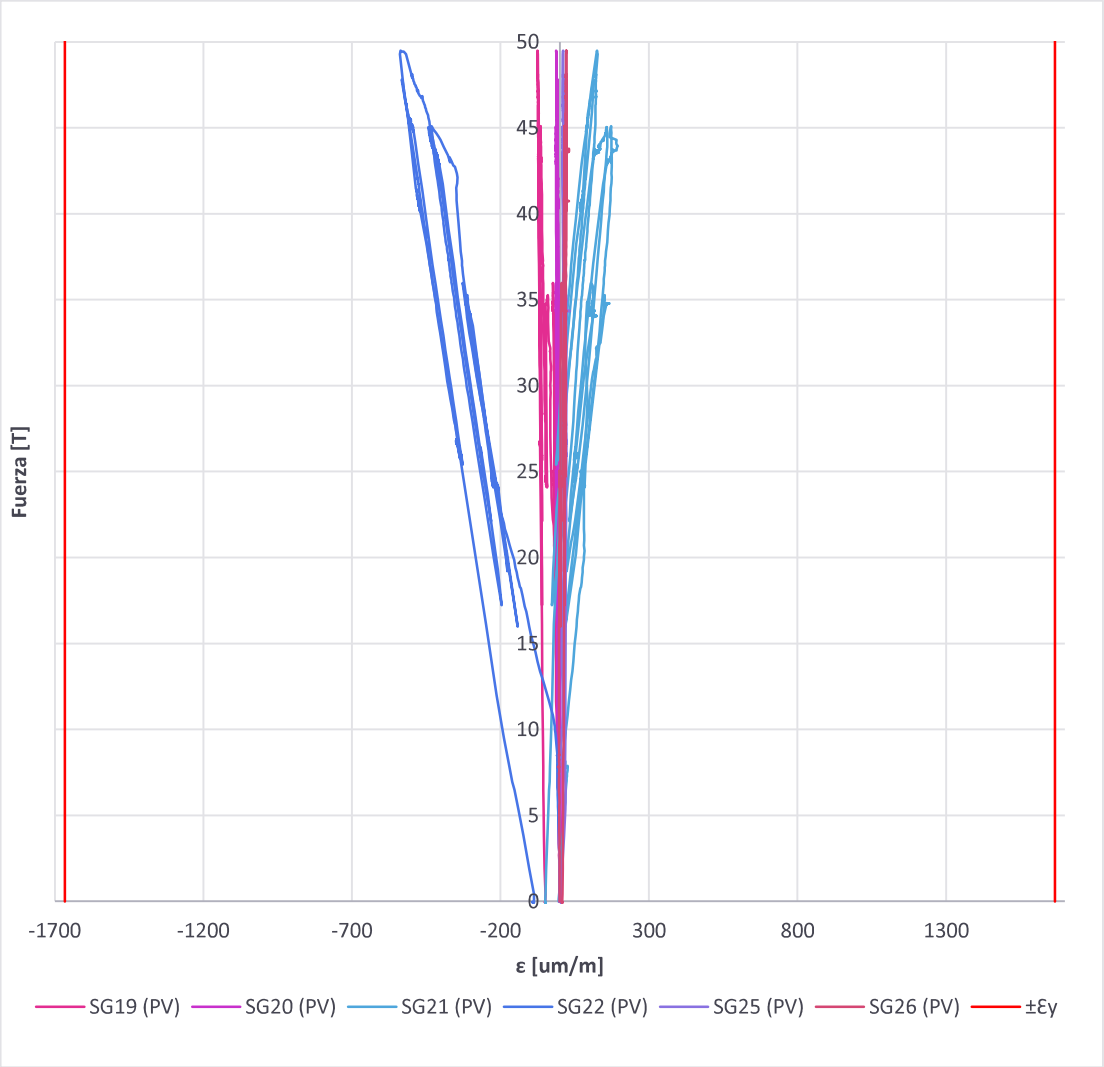


ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.1.4 Placas de encamisado en viga

Para los *strain gauges* que fueron ubicados en las placas del encamisado de la viga se obtuvo la FIGURA 4.32, en donde, se observa que ninguno de estos alcanza el límite de fluencia.

FIGURA 4.32 CARGA VS DEFORMACIÓN UNITARIA EN PLACAS



ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.2 RESUMEN DE DATOS DE LOS STRAIN GAUGES

Todas las figuras antes presentadas se han analizado y se generó la TABLA 4.1, en donde se puede ver el porcentaje de la relación entre la deformación untaría máxima y el límite de fluencia. Se observa que el SG22-PV tiene la menor relación y que el SG17-PC pasa todo lo contrario, pues este ha superado el límite de fluencia por un 36%.

TABLA 4.1 TABLA DE RESUMEN DE STRAIN GAUGES

ELEMENTO DEL REFUERZO	SG	Límite Ɛy	ε máx.	RELACIÓN ε máx./Límite Ɛy	SENTIDO DE LA DEFORMACIÓN
VARILLAS DE ACERO	5-V	2000,00	-972,74	48,64%	COMPRESIÓN
	9-C		-281,92	14,10%	COMPRESIÓN
	10-V		915,35	45,77%	TENSIÓN
VIGA H	11-HPS	1666,67	-184,21	11,05%	COMPRESIÓN
	12-HPS		-589,59	35,38%	COMPRESIÓN
	13-HPS		-702,50	42,15%	COMPRESIÓN
	14-HPI		117,83	7,07%	TENSIÓN
	15-HPI		131,26	7,88%	TENSIÓN
	16-HPI		-117,00	7,02%	COMPRESIÓN
ENCAMISADO EN COLUMNAS	17-PC		2268,84	136,13%	TENSIÓN
	18-PC		-51,88	3,11%	COMPRESIÓN
	19-PC		515,18	30,91%	TENSIÓN
	20-PC		-154,83	9,29%	COMPRESIÓN
ENCAMISADO EN COLUMNAS	21-PV		-75,08	4,50%	COMPRESIÓN
	22-PV		-13,51	0,81%	COMPRESIÓN
	23-PV		195,17	11,71%	TENSIÓN
	24-PV		-537,89	32,27%	COMPRESIÓN
	25-PV		34,00	2,04%	TENSIÓN
	26-PV		30,16	1,81%	TENSIÓN

5,00%	70,00%	80,00%	120,00%	140,00%

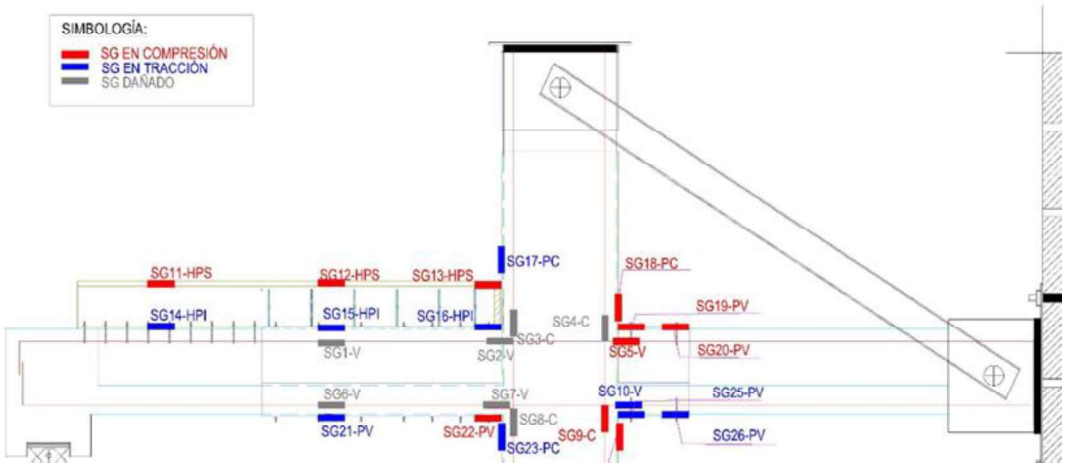
RANGO DE VALORES

ELABORACIÓN: Samuel García

Se observa que el SG22-PV está en compresión, y lo normal debería estar en tensión, lo que nace otra interrogante ¿Qué pasó para que ocurra esto? Esta interrogante se responde en los siguientes puntos. En la FIGURA 4.33 se puede

observar el resumen del sentido de la deformación unitaria a la que estuvieron expuestos *strain gauges* en la carga máxima al momento del ensayo.

FIGURA 4.33 RESUMEN DE SG EN COMPRESIÓN Y TENSIÓN



ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.3 EXPLICACIÓN DE LOS DATOS DEL SG17-PC

Debido a que este *strain gauge* superó el límite de fluencia en un 36%, se generó una interrogante. A continuación se explica el posible escenario al que estuvo expuesto el *strain gauge*.

En la FIGURA 4.34 se puede observar la ubicación del *strain gauge* y se observa que está muy cerca a la soldadura que se realizó en la placa adicional. También se observó que los dos pernos que están cerca de la viga de acero están girados y un poco salidos de la placa, esto se puede ver en la FIGURA 4.35, quiere decir que en efecto la viga de acero estuvo siendo empujada con dirección hacia la columna y esto se puede ver con los datos de las galgas extensiométricas ubicadas en el patín superior.

FIGURA 4.34 UBICACIÓN DE SG17-PC

ELABORACIÓN: Samuel García

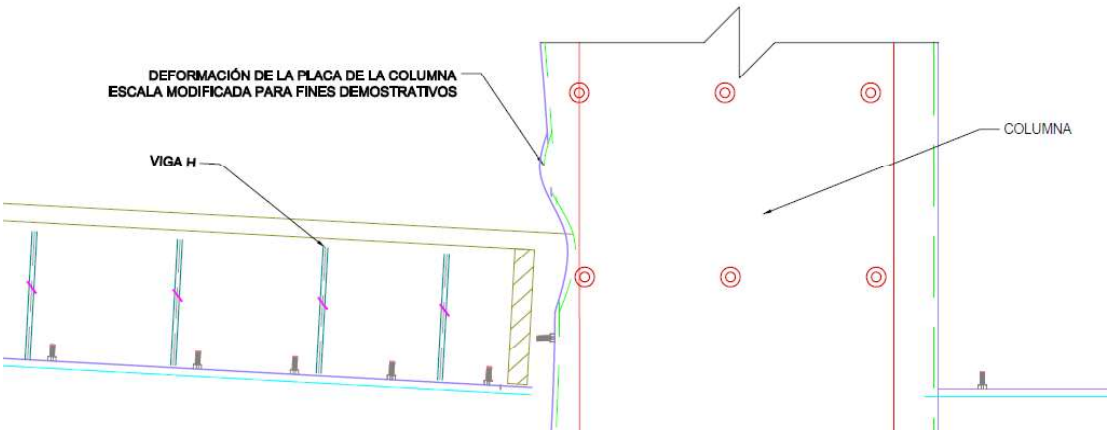
FIGURA 4.35 GIRO EN PERNOS

ELABORACIÓN: Samuel García

Teniendo estas evidencias en campo y a los datos encontrados se expone el siguiente escenario. Durante el ensayo la viga de acero hizo presión hacia la placa

adicional de acero, la que está alrededor de la columna, esto hizo que la placa comience a trabajar fuera de su plano generando un sobre esfuerzo y por esta razón superó el límite de fluencia. Este escenario se lo puede ver en la FIGURA 4.36.

FIGURA 4.36 ESCENARIO POSIBLE PARA SG17-PC



ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.4 EXPLICACIÓN DE LOS DATOS DEL SG22-PV

Este *strain gauge* tiene un comportamiento fuera de lo normal ya que está en compresión y debido a la fuerza aplicada debería estar en tensión. Por esta razón los datos de este *strain gauge* genera una interrogante. A continuación se expone un escenario posible; la placa se ha desprendido del hormigón y se ha desplazado hasta hacer contacto con el espárrago, como el strain gauge estuvo colocado entre las dos filas de espárragos, esto se puede ver en la FIGURA 4.37, este strain gauge registró que esa zona de la placa estuvo en compresión. Siendo este un efecto local encontrado durante el procesamiento de datos.

FIGURA 4.37 UBICACIÓN DE SG22-PV

ELABORACIÓN: Samuel García

4.4.5 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO

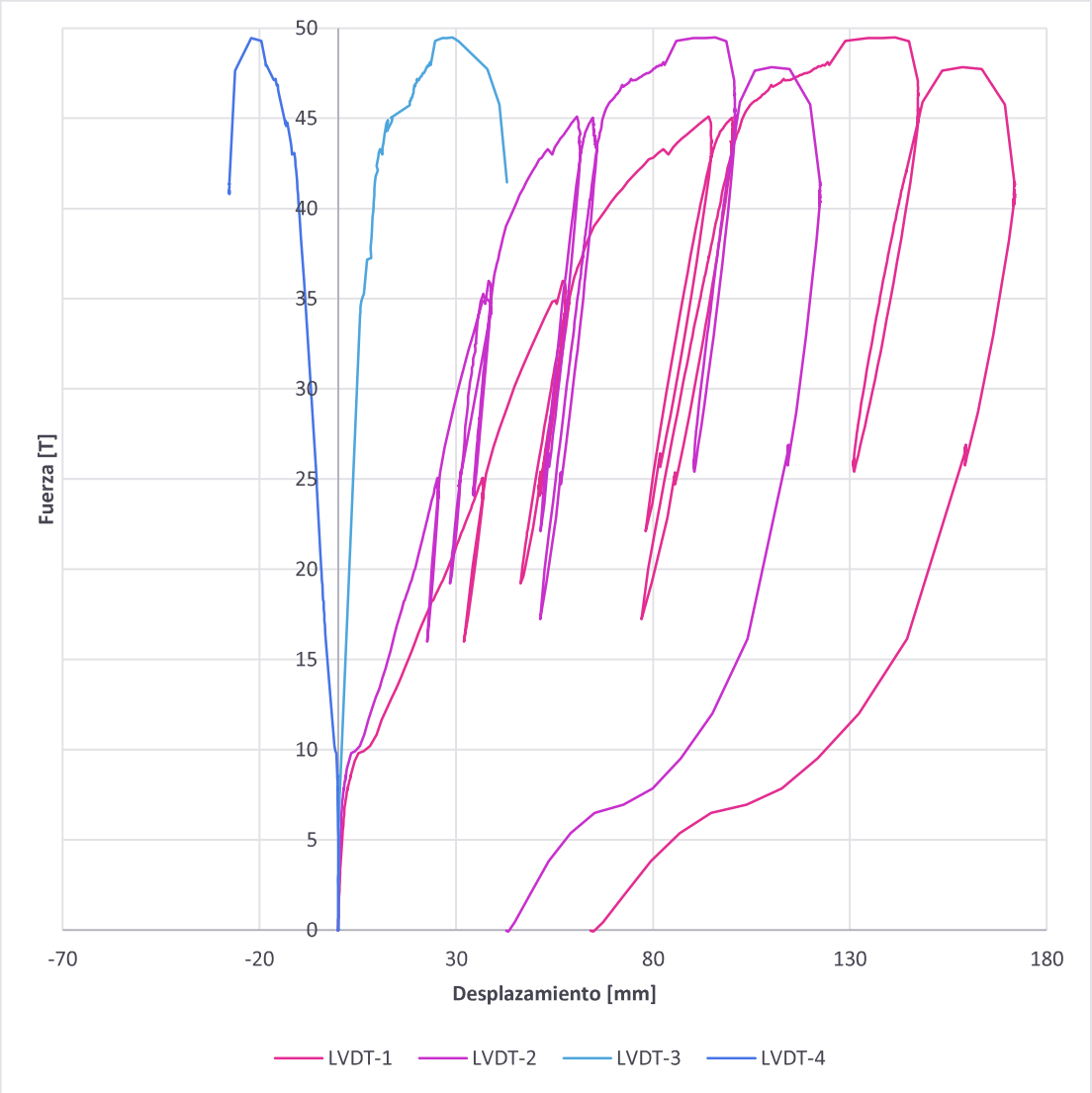
Como se puedo ver en la parte de los resultados obtenidos de los transductores de deformación. Se pudo observar que los LVDT-3 y 4 tienen grandes distorsiones de datos. Por esta razón se tuvo que construir la envolvente con los mismos datos, esto se realizó; con interpolación de los propios datos para llenar las parte que carecía de datos. Una vez concluido esta parte se realizó la curva de carga vs deformación.

4.4.5.1 Curva Carga Vs Deformación

Como se puede ver en la FIGURA 4.38 la curva obtenida de los LDVT-3 y 4 se construyó la envolvente, debido por la distorsión que tenían. Se puede observar la pendiente que tienen ambas envolventes. Como ambos transductores de deformación fueron ubicados cerca a la conexión con columna, quiere decir que en efecto el nudo es rígido.

También se puede observar que el LVDT-1 registra mayor deformaciones comparando con los demás transductores de desplazamiento, esto es lógico debido a que fue ubicado en el extremo del voladizo.

FIGURA 4.38 CARGA VS DESPLAZAMIENTO EN LDVT-1, 2 ,3 Y 4



ELABORACIÓN: Samuel García

4.5 DEFLEXIONES PARA CADA ESTADO DE CARGA

Debido al desplazamiento que fue medido a lo largo de todo el ensayo por el LVDT-6. Se llega a la conclusión que el eje ubicado en la base de la columna se deformó provocando un desplazamiento no esperado. Este desplazamiento provocó una deformación excesiva en el extremo de la viga en voladizo. Por lo que es necesario hacer un análisis estructural del modelo físico utilizando métodos conocidos para corregir estos desplazamientos. Estos desplazamientos necesitaron ser

corroborados por modelos computacionales para que en cierta forma se tenga una validez del método utilizado en el análisis.

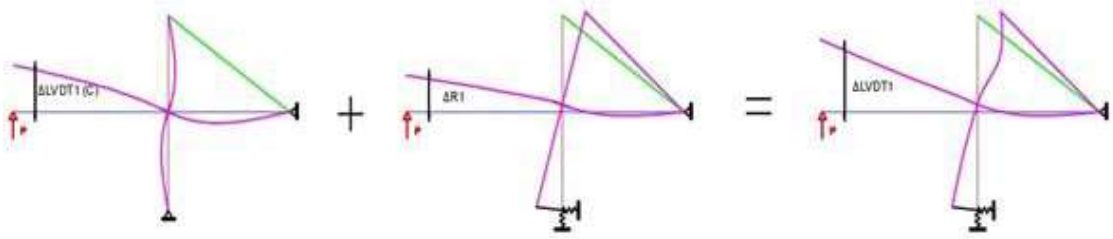
Una vez corregido este desplazamiento generado por la deformación del eje colocado en la base de la columna se procede hacer una corrección por la distancia del voladizo, ya que la longitud fue modificada, después de esto, se hace una corrección por el tipo de carga, ya que en el ensayo se ocupó una carga puntual pero en la realidad se espera una carga repartida. Todo esto se explica en los siguientes puntos.

4.5.1 CORRECCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN LVDT-1

Se hace las siguientes condiciones; no se toma los desplazamientos horizontales de la base de columna. También se asume en que sólo el eje colocado en la base de la columna actúa como resorte.

Con las anteriores condicionas expuestas y por el principio de superposición de efectos, se hace la siguiente suposición; el desplazamiento total del voladizo medido por LVDT 1, es la suma de la deformación del voladizo en condiciones ideales restricciones articuladas LVDT1© más el desplazamiento que se originó por la deformación que sufrió el eje ΔR1. Esto se puede ver en la FIGURA 4.39, en donde la escala fue modificada para apreciar las deformaciones.

FIGURA 4.39 CONDICIONES PARA SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS



ELABORACIÓN: Samuel García

En base a la anterior suposición se formula la siguiente ecuación (**4.1**).

$$\mathrm{LVDT1} = \mathrm{LVDT1©} + \Delta R1 \qquad \textbf{(4.1)}$$

Donde:

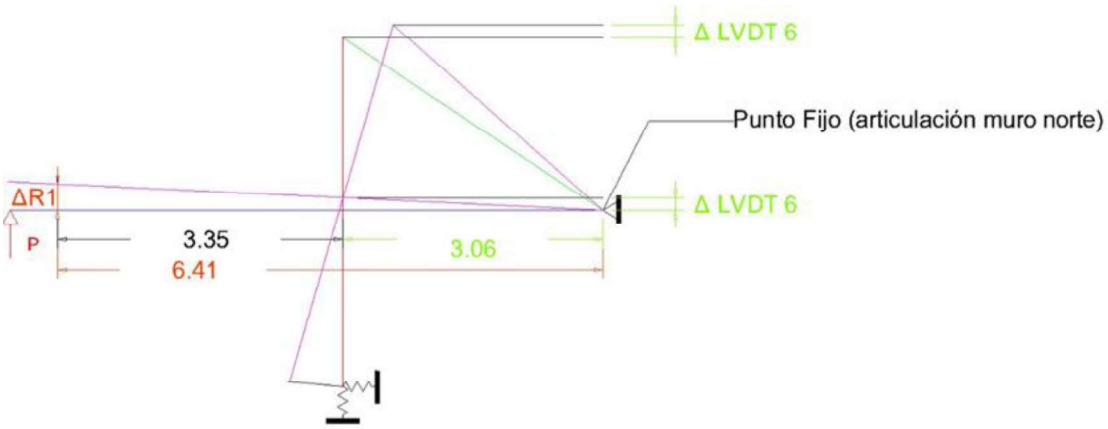
ΔLVDT1: Desplazamiento total medido en LVTD1.

ΔLVDT1©: Desplazamiento ante condiciones ideal de apoyos en LVTD1.

ΔR1: Desplazamiento en LVTD1 generado por la deformación del eje.

Para el cálculo de ΔR1 se hace la siguiente suposición, el LVDT-6 ha medido el desplazamiento vertical de la columna, por lo que el desplazamiento registrado es el mismo que tuvo el nudo en sentido vertical. También se ha la siguiente suposición; el modelo físico ha girado con respecto a un punto fijo, el cual está ubicado en el eje que se encuentra en la articulación del muro. Tal y como se presenta en la FIGURA 4.40.

FIGURA 4.40 ESQUEMA PARA CÁLCULO DE ΔR1



ELABORACIÓN: Samuel García

Con esta suposición se hace una gran simplificación al problema, ya que ΔR1 se puede calcular aplicando una simple relación de triángulos. Obteniendo así la ecuación (**4.2**).

$$\frac{\Delta\ LVDT6}{3{,}06} = \frac{\Delta R1}{6{,}41} \qquad \textbf{(4.2)}$$

Donde:

ΔLVDT6: Desplazamiento total medido en LVTD-6.

ΔR1: Desplazamiento en LVTD1 generado por la deformación del eje.

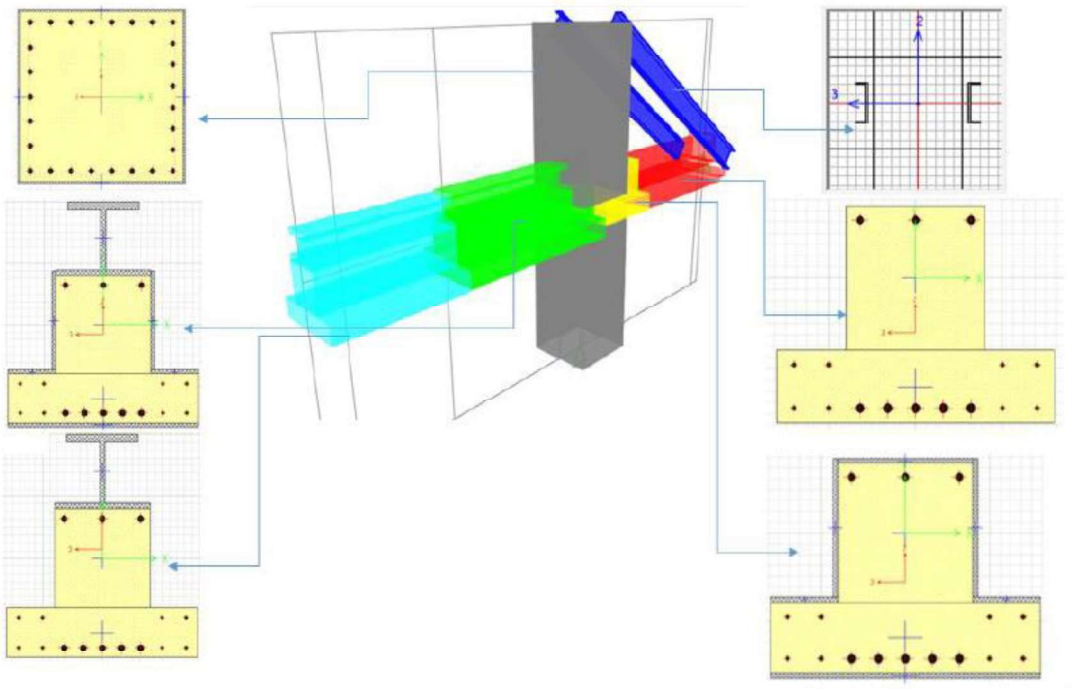
Despejando ΔLVDT1© de la ecuación (4.1) y ΔR1 de la ecuación (4.2) y este reemplazamos en la ecuación (4.1) se obtiene la siguiente ecuación (4.3).

$$\text{LVDT1 } © = \text{LVDT1} - 2.09 * LVDT6 \qquad \textbf{(4.3)}$$

4.5.2 COMPROBACIÓN MEDIANTE MODELOS COMPUTACIONALES

Las suposiciones antes descritas para corregir el desplazamiento de LVDT-1, serán comprobadas con el uso de modelación computacional. Para realizar la modelación computacional, se utiliza la información de los planos as-built. Ya que se debe introducir las secciones y tamaños de los elementos. Las secciones y el modelo final se puede observar en la FIGURA 4.41.

FIGURA 4.41 MODELO COMPUTACIONAL



ELABORACIÓN: Samuel García

Para poder obtener una resistencia equivalente del resorte, se debe obtener la reacción en sentido vertical en la base de la columna, luego estas se dividen para los datos registrados por el LVDT-6. Esto se puede hacer sólo para valores de carga

en donde el eje aun no entra a fluencia este intervalo es desde las 10 a 40 [T] como se observa en la TABLA 4.2.

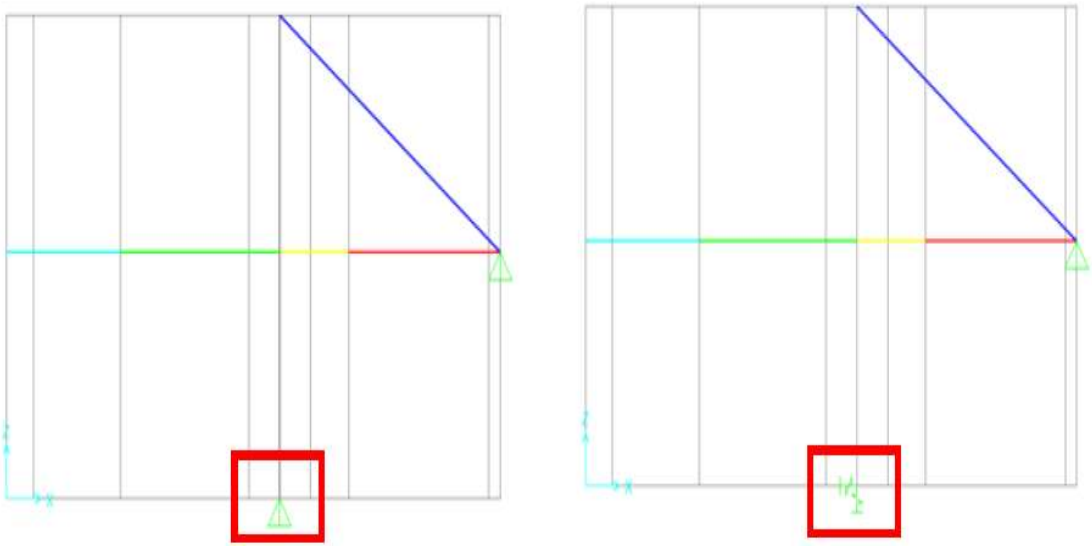
TABLA 4.2 RESORTE EQUIVALENTE

Carga [T]	*Momento [Tm]*	*Reacción en Y [kg]*	*LVDT6 [mm]*	*RESORTE [kg/mm]*
10,80	32,00	16343,66	2,49	6563,72
17,19	55,00	26013,66	6,09	4271,54
23,44	75,00	35471,80	9,32	3805,99
39,06	125,00	59109,60	16,67	3545,87

ELABORACIÓN: Samuel García

Luego se realiza modelos computacionales para cada estado de carga agregando resortes con la resistencia equivalente obtenida. Como se ve en la FIGURA 4.42

FIGURA 4.42 CONDICIONES DE APOYO Y RESORTE EQUIVALENTE



ELABORACIÓN: Samuel García

Se realiza el modelo utilizando 4 valores de carga, considerando resortes horizontales y verticales en la base de la columna, esto se puede realizar ya que el acero es un material isotrópico.

Se obtienen las siguientes deformaciones en los puntos donde fueron ubicados el LVDT1 Y LVDT6. Se describen a las deformaciones obtenidas en el modelo como (_M). Tal y como se presenta en la siguiente tabla.

TABLA 4.3 DEFORMACIONES OBTENIDAS EN LVDT1 Y LVDT6

Carga [T]	*LVDT1_M [mm]*	*LVDT1 [mm]*	*LVDT1/LVDT1_ M*	*LVDT6_ M [mm]*	*LVDT6 [mm]*	*LVDT6/LVDT6_ M*
10,80	**6,95**	9,7	1,40	**2,47**	2,49	1,01
17,19	**15,54**	21,76	1,40	**6,01**	6,09	1,01
23,44	**23,33**	34,08	1,46	**9,19**	9,32	1,01
39,06	**41,27**	65,03	1,58	**16,43**	16,67	1,01

ELABORACIÓN: Samuel García

Se observa que la relación entre los datos de las deformaciones de LVDT6 y LVDT6_M tiene un error del 1% por lo que los valores pueden ser aceptados. En cuanto si se observa la relación de los LVDT1 y LVDT1-_M se tiene un error promedio del 46%, esta variación se produce porque el modelo no considera: agrietamiento de las secciones de hormigón, el deslizamiento de las placas con respecto al hormigón y el desplazamiento de los espárragos. Lo que puede ser un tema de investigaciones futuras.

Ahora se desea conocer las deformaciones que se generan sólo por la deformación del eje en la base de la columna. Para ello, en los modelos que tienen los resortes se toma las secciones como infinitamente rígidas. Y se obtiene los resultados de la siguiente TABLA 4.4.

TABLA 4.4 DEFORMACIONES DEL EJE.

	Aporte sólo de la deformación del eje			
Carga [T]	**LVDT1_M [mm]**	**LVDT6_M [mm]**	**LVDT6 [mm]**	**LVDT6/LVDT6_M**
10,80	5,24	2,44	2,49	**1,02**
17,19	12,81	5,96	6,09	**1,02**
23,44	19,60	9,12	9,32	**1,02**
39,06	35,07	16,31	16,67	**1,02**

ELABORACIÓN: Samuel García

Para obtener la deformación del LVDT-1 sin considerar la deformación del eje ubicado en la base. Hay que restar el valor obtenido del LVDT1_M del valor obtenido experimentalmente, obteniendo así LVDT1 (C') mostrado en la siguiente TABLA 4.5.

TABLA 4.5 DEFLEXIONES DE LDVT1 CORREGIDO

Carga [T]	*LVDT1_M [mm]*	*LVDT1 [mm]*	*LVDT1 (C') [mm]*
10,80	5,24	9,7	**4,46**
17,19	12,81	21,76	**8,95**
23,44	19,60	34,08	**14,48**
39,06	35,07	65,03	**29,96**

ELABORACIÓN: Samuel García

Luego se toma los valores experimentales de LVDT-1 y se utiliza la ecuación (4.3), estos valores obtenidos se comparan con los del modelo computacional, y se hace una relación entre ambos valores obtenidos. Esta relación se puede ver en la TABLA 4.6.

TABLA 4.6 COMPARACIÓN DE LOS VALORES CORREGIDOS

Carga [T]	*LVDT1 (C') [mm]*	*LVDT1 © [mm]*	*LVDT1 (C') /LVDT1 ©*
10,80	4,46	4,45	**1,00**
17,19	8,95	9,03	**0,99**
23,44	14,48	14,6	**0,99**
39,06	29,96	30,19	**0,99**

ELABORACIÓN: Samuel García

Como se puede observar los valores obtenidos por la ecuación (4.3) son muy parecidos a los obtenidos con el modelo computacional, y se puede ver en la tabla anterior el error promedio es del 1%. Por lo tanto la comprobación realizada por modelación computacional corrobora a las suposiciones hechas para obtener la ecuación (4.3), y así la ecuación es aceptada.

4.5.3 CORRECCIÓN POR LA DISTANCIA DEL VOLADIZO

En laboratorio se realizó una modificación en la luz del volado (reduciendo de 4,20 [m] a 3,20 [m]). Esto implica que la deformación registrada para la longitud de 2,95 [m] en el ensayo es 0,51 veces la deformación que ocurrirá para una longitud de 4,20 [m], siendo las condición real para la estructura reforzada. Esta deducción se puede ver en el ANEXO No.3.

$$\Delta 1 = 0.513\ \Delta 2 \qquad \textbf{(4.4)}$$

Donde:

Δ1: Deflexión registrada a una longitud de 2,95 [m].

Δ2: Deflexión para una longitud de 4,20 [m].

4.5.4 CORRECCIÓN POR EL TIPO DE CARGA

En el ensayo se aplicó una carga puntual a un extremo del voladizo, lo cual representa un incremento de 4/3 veces la deformación que se obtendría en una viga que recibe una carga repartida para un mismo momento aplicado. Esta deducción se lo puede ver en el ANEXO No.4.

$$\Delta_p = \frac{4}{3} * \Delta_d \qquad \textbf{(4.5)}$$

Donde:

Δp: Deflexión debido a una carga puntal al extremo.

Δd: Deflexión debido a una carga distribuida a lo largo de la viga.

4.5.5 DESPLAZAMIENTOS PROCESADOS PARA CADA ESTADO DE CARGA

En resumen, los desplazamientos calculados en el LVDT1 © se deben dividir por los valores mencionados en la ecuación (4.4) y (4.5), con el fin de obtener un desplazamiento real de la estructura en estudio. Por lo que se obtiene la ecuación (4.6) para calcular el desplazamiento real del voladizo.

$$\text{LVDT1 (P)} = \frac{3}{4} * \frac{1}{0{,}51} * \text{LVDT1(C)} \qquad \textbf{(4.6)}$$

En la siguiente TABLA 4.7 se presenta los valores de LVDT1 (P), Para los diferentes estados de carga.

TABLA 4.7 TABLA RESUMEN DE LVDT-1 PROCESADO

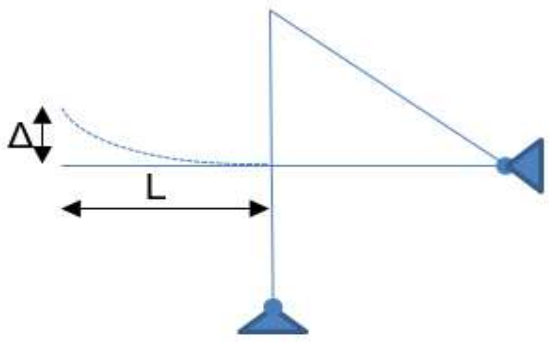
					Ec. 4,3	*Ec. 4,6*
Observaciones:	**Carga [T]**	**Momento [Tm]**	**LVDT 1 [mm]**	**LVDT 6 [mm]**	**LVDT1 © [mm]**	**LVDT1 (P) [mm]**
Cambio de pendiente en LVDT-1	10,00	32,00	6,47	1,43	3,48	5,09
Cargas de Servicio	17,19	55,00	21,76	6,09	9,03	13,20
Combinación de cargas	23,44	75,00	34,08	9,32	14,60	21,35
Cambio de pendiente en LVDT-6	39,06	125,00	65,03	16,67	30,19	44,14
Demanda por resistencia última	45,00	144,00	93,00	20,78	49,57	72,47
Fluencia del eje	45,39	145,25	103,61	22,88	55,79	81,57

ELABORACIÓN: Samuel García

4.6 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN Δ/L

Este análisis se lo realiza con el fin en considerar daños en la tabiquería que estarán encima y debajo de la viga en voladizo. Para entender esta relación se puede observar la FIGURA 4.43.

FIGURA 4.43 RELACIÓN Δ/L EN LA VIGA EN VOLADIZO



ELABORACIÓN: Samuel García

Donde:

Δ: Desplazamiento vertical de la viga. [mm.] utilizando el LVDT 1 (P)

L: 4200. [mm.] Distancia del voladizo en el edificio.

En ensayos experimentales realizados en el CIV-EPN sobre el comportamiento de la mampostería en pórticos que tiene una relación de aspecto altura/vano igual a 1, para diferentes relaciones de ∆/L se tiene las siguientes condiciones que se presenta en la TABLA 4.8.

TABLA 4.8 RELACIONES ∆/L

CONDICIÓN	RELACIÓN ∆/L
APARICIÓN DE FISURAS	3/1000=0,003
DAÑOS LEVES	1/100=0,01
DAÑOS MODERADOS	3/100=0,03
DAÑOS SEVEROS	>(5/100=0,05)

FUENTE: CIV
ELABORACIÓN: Samuel García

Aplicando esta relación se ha realizado la siguiente TABLA 4.9; en ella se puede observar; para cargas de servicio la mampostería puede presentar fisuras, y para la demanda final la mampostería puede tener daños leves.

TABLA 4.9 RELACIONES ∆/L DE LA VIGA EN VOLADIZO

Observaciones:	*Momento [Tm]*	*LVDT1 (P) [mm]*	*Δ/L*	*Condición*
Cambio de pendiente en LVDT-1	32,00	5,09	0,001	Aparición de fisuras
Cargas de Servicio	55,00	13,20	0,003	Aparición de fisuras
Combinación de cargas	75,00	21,35	0,005	Daños leves
Cambio de pendiente en LVDT-6	125,00	44,14	0,011	Daños leves
Demanda por resistencia última	144,00	72,47	0,017	Daños leves
Fluencia del eje	145,25	81,57	0,019	Daños leves

ELABORACIÓN: Samuel García

4.7 COMPROBACIÓN DE DEFLEXIONES

Después de obtener los desplazamientos corregidos y procesados se debe comparar con los límites de deflexiones de los códigos mencionados en la parte 2.2 de este trabajo, a continuación se coteja estos desplazamientos.

4.7.1 CÓDIGO ACI 318S-14

Como se puede ver en la TABLA 4.10, para cargas de servicio y para ambas condiciones, se observa que la deflexión de la viga en voladizo es menor al límite y por eso es aceptado. Para cargas factorizadas la viga no cumple con el límite de deflexiones cuando la viga que soporte elementos no estructurales.

TABLA 4.10 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES CON EL ACI318S-14

			Condición	
Observaciones:	**Momento [Tm]**	**LVDT1 (P) [mm]**	**Que no soporten elementos no estructurales L/360=23,33 [mm]**	**Soporten o estén ligado a elementos no estructurales L/480=17,5 [mm]**
Cambio de pendiente en LVDT-1	32,00	5,09	ACEPTADO	ACEPTADO
Cargas de Servicio	55,00	13,20	ACEPTADO	ACEPTADO
Combinación de cargas	75,00	21,35	ACEPTADO	NO ACEPTADO
Cambio de pendiente en LVDT-6	125,00	44,14	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO
Demanda por resistencia última	144,00	72,47	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO
Fluencia del eje	145,25	81,57	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO

ELABORACIÓN: Samuel García

4.7.2 CÓDIGO EAE-2011

Al observar la TABLA 4.11, para ambas condiciones las deflexiones generadas por la carga de servicio son aceptadas ya que son menores. Pero para cargas factorizadas se puede observar que la deflexión de la viga en voladizo no pasa, por lo que es recomendable que para los elementos frágiles se tenga medidas de prevención de daños.

TABLA 4.11 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES CON EL EAE-2011

			Condición	
Observaciones:	**Momento [Tm]**	**LVDT1 (P) [mm]**	**En ausencia de elementos frágiles L/300=28 [mm]**	**Que soporten elementos frágiles L/500=16,8 [mm]**
Cambio de pendiente en LVDT-1	32,00	5,09	ACEPTADO	ACEPTADO
Cargas de Servicio	55,00	13,20	ACEPTADO	ACEPTADO
Combinación de cargas	75,00	21,35	ACEPTADO	NO ACEPTADO
Cambio de pendiente en LVDT-6	125,00	44,14	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO
Demanda por resistencia última	144,00	72,47	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO
Fluencia del eje	145,25	81,57	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO

ELABORACIÓN: Samuel García

4.7.3 CÓDIGO CTE-DB-SE-2006

Comparando la flecha relativa obtenida a partir de los desplazamientos procesados, se puede observar que; para condición de confort del usuario, la flecha relativa para cargas de servicio y factorizadas es aceptada. Pero cuando soporten elementos frágiles la flecha relativa para cargas factorizadas es mayor y no es aceptada.

TABLA 4.12 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES CON EL CTE-DB-SE-2006

			Condición	
Observaciones:	**Momento [Tm]**	**Flecha relativa**	**Para confort del usuario 1/300**	**Que soporten tabiques frágiles 1/500**
Cambio de pendiente en LVDT-1	32,00	0,0006	ACEPTADO	ACEPTADO
Cargas de Servicio	55,00	0,0016	ACEPTADO	ACEPTADO
Combinación de cargas	75,00	0,0025	ACEPTADO	NO ACEPTADO
Cambio de pendiente en LVDT-6	125,00	0,0053	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO
Demanda por resistencia última	144,00	0,0086	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO
Fluencia del eje	145,25	0,0097	NO ACEPTADO	NO ACEPTADO

ELABORACIÓN: Samuel García

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- El diseño del modelo físico y su ensayo, permitió evaluar y verificar el comportamiento estructural de la viga en voladizo reforzada mediante placas y viga de acero. Con los resultados obtenidos en las galgas extensiométricas se evidenció que los elementos de refuerzo no alcanzaron el límite de fluencia y se encuentran en el rango elástico. Por lo que el voladizo reforzado aún tiene capacidad y cumple con el diseño por última resistencia.
- La viga reforzada cumplió con los requerimientos de serviciabilidad conforme a los límites de deflexiones por el Código ACI318S-14, EAE y CTE-DB-SE, ya que para un momento de 55 [Tm] generado por las cargas de servicio la deflexión esperada en la estructura es menor a los límites.
- Para fines de innovación en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, y también a nivel nacional en ingeniería estructural, es primordial el desarrollo de nuevas ideas de reforzamiento en estructuras. Para poderlas evaluar de manera experimental mediante modelación física, de esta manera es posible estudiar el comportamiento real de los materiales y de los sistemas estructurales, eficientemente.
- El uso de aplicaciones computacionales para este proyecto fue crucial, pues con esto se logró corregir el desplazamiento del eje ubicado en la base de la columna del modelo físico. Obteniendo así, desplazamientos de la viga en voladizo reales.
- El eje del sistema de anclaje a la losa de reacción no fue lo suficientemente rígido, pues se registró desplazamientos verticales medidos por el LVDT-6, y se observó que el eje entró a fluencia.
- En los resultados obtenidos por el SG17-PC, este ha incurrido en el rango inelástico, ya que ha sobrepasado un 36% al límite de fluencia, siendo esto un caso aislado y local encontrado durante el procesamiento de los datos. Y oportunamente explicado en la parte 4.4.3 de este trabajo.

- Mediante a los strain gauges ubicados en los patines de la viga de acero, se observó que el patín superior estuvo en compresión y el inferior en tensión.

5.2 RECOMENDACIONES

- Soldar placas de acero adicionales a los extremos del patín de la viga de acero, con el propósito de distribuir los esfuerzos en la zona de contacto con la columna (zona SG17-PC). También se puede soldar placas adicionales, que estén adyacentes al patín de la viga de acero, y en forma de anillo. Estas placas deben tener el mismo espesor y ancho del patín. Tal y como se presenta en el ANEXO No.5.
- Colocar limitaciones o restricciones a los espárragos, para que la viga de acero trabaje monolíticamente con el hormigón y se evite el deslizamiento entre la viga de hormigón con respecto al encamisado de placas de acero para disminuir las deformaciones de cuerpo rígido.
- Tomar precauciones necesarias para los elementos frágiles que van apoyados o ligados en la viga en voladizo.
- Llevar un control y mantenimientos en los ajustes de los espárragos, pernos y tuercas durante la vida útil del edificio.
- Estudiar el efecto que se produce alrededor de un orificio en una placa de acero, la cual entra en contacto con pernos de corte por el desplazamiento de la placa con respecto al hormigón, acorde a lo encontrado en SG22-PV. Para finalmente desarrollar un correcto diseño y evitar que este efecto se produzca, pues lo ideal es que la placa de acero y el hormigón se muevan juntos.
- En modelos físicos instrumentados con *strain gauges* en varillas de acero embebidas en hormigón. Para los elementos de hormigón que serán perforados, se debe tener un proceso delicado para no dañar los *strain gauges* en el proceso de perforación.
- Desarrollar el estudio de elementos finitos, con el fin de calibrar este modelo físico con un modelo matemático, con la finalidad de replicar varias veces para diferentes estados de carga. Para ello en los siguientes puntos se da recomendaciones para temas de investigación.

- Iniciar el estudio del comportamiento de espárragos colocados para el comportamiento monolítico de una sección reforzada con placas de acero. Con el fin de optimizar la cantidad de espárragos y establecer un criterio de diseño.
- Estudiar la adherencia e incremento de ángulo de fricción entre elementos pegados mediante epóxico con el fin de establecer un modelo matemático.
- Para trabajos posteriores se recomienda el uso de modelos físicos de menor escala. Ya que se puede tener más probetas y los datos podrán tener una justificación estadística.
- Replicar este modelo físico a menor escala, para hacer varios cambios a la propuesta de reforzamiento. Ejemplo; ubicar la viga de acero en la zona de tensión. Colocar una diagonal desde el voladizo hasta la mitad de la columna. Esto se lo debe realizar con mucho cuidado ya que los datos obtenidos deber tener una correcta transformación.
- Estudiar mediante ensayos de laboratorio, el reforzamiento mediante placas de acero en la conexión viga-columna, con el fin de establecer la cantidad de energía disipada y viscosidad equivalente. Para ello se debe seguir las recomendaciones que menciona el ACI 374.1-05.
- Investigar el reforzamiento en columnas mediantes placas de acero, con la realización de ensayos en modelos físicos, y también con modelos analíticos con el fin de establecer diagramas de flexo-compresión.
- Investigar la adhesión de placas de acero mediante epóxico y la incorporación de espárragos. Para establecer la manera más óptima de sujeción. Y finalmente obtener un comportamiento en conjunto entre estos dos materiales.

REFERENCIAS

American Concrete Institute. (2002). *352R-Recommendations for Design of beam-column Conections i monolithic Reinforced Concrete Structures.* Farmington Hills: ACI.

Ahmed, S., & Gunasekaran, U. (2014). Testing and evaluation of reinforced concrete beam-colum-slab joint. *Gradevinar*, 21-36.

American Concrete Institute. (2005). *374.1-05 Acceptance criteria for moment frames based on structural testing commentary.* Farmington Hills: ACI.

American Concrete Institute. (2008). *440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally.* Farmington Hills: ACI.

American Concrete Institute. (2014). *318S-14 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.* Farmington Hills: ACI.

American Concrete Institute Committee 437. (1997). *437R-91 Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings.* Farmington Hills: ACI.

Bonilla, G., & Sirit, Y. (2015). Diseño experimental para ingenieros civiles. *Revista de ingeniería*, 15-22.

Calvin, G., Kingsley, G., & Magenes, G. (1996). Testing of masonry structures for sismic assessment. *Journal of Eartquake Spectra*, 145-163.

Carvajal, S. (2016). *Diseño de ejes de transmisión.* Lima.

Chalioris, C., Karayannis, C., & Favvata, M. (2007). Cyclic testing of reinforced concrete beam-column joints with crossed inclined bars. *Computational Methods and Experimental Measurements XIII*, 623-632.

Chávez, N. (2011). *Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje.* Santiago de Chile: Universidad de Chile.

Cheng, C., & Chen, C. (2004). Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 587-606.

Cifuentes, G. (2011). Refuerzo de elementos estructurales mediante bandas de acero adheridas con resinas epóxicas. *Ingeniería e Investigación*, 13-23.

Dueñas, J. (2015). *Reforzamiento de estructuras con FRP, aplicacion a refuerzo en vigas metálicas.* Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas.

Efraimiadou, S., & Beskos, D. (2012). Structural pounding between adjacent buildings: The effects of different structures configurations and multiple earthquakes. *World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.

Engindeniz, M., Kahn, L., & Zureick, H. (2008). Performance of an RC corner beam-column join severely damaged under bidirectional loading and rehabilitatec. *Seisminc Strengthening of Concrete Buildings*, 19-36.

Erdelyi, L., & Maric, Z. (1999). A method of testing reinforced concrete T-beams in combined bending, shear and torsion. *Beams in combined bending*, 149-162.

Federal Emergency Management Agency. (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.* Washington D.C.: FEMA.

Feng, D.-C., Wu, G., & Yong, L. (2018). Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading. *Engineering Structures*, 49-66.

Giao, R., Lúcio, V., & Chastre, L. (2014). Assessing the behaviour of RC beams subject to significant gravity loads under cyclic loads. *Engineering Structures*, 512-521.

Gobierno de España. (2006). *Documento básico seguridad estructural.* Madrid: Ministerio de Fomento.

Gobierno de España. (2011). *EAE-instrucción de acero estructural.* Madrid: Monisterio de Fomento.

González, D., & Lombaña, J. (2009). *Construcción de un modelo físico para el estudio expermental de los efectos en superficie del avance de túneles con una tuneladora TBM-EPB en suelos blandos.* Bogotá: Universidad de La Salle.

Harris, H. G. (1999). *Structural modeling and experimental techniques.* Washington D.C.: CRC Press.

Hognestad, E. (1955). Concrete Stress Distribution In Ultimate Stregnth Design. *ACI journal Proceeding Vol 52*, 455-479.

Inel, M., Cayci, T., Kamal, M., & Altinel, O. (2014). *Structural pouding of mid-rise rc buildings during earthquakes.* Estambul: Second Conference on Earthquake Engineering.

Instituto Geofísico. (2016, Mayo 04). *Noticias I.G.* Retrieved from Informe Sísmico Especial N.18-2016: http://www.igepn.edu.ec/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016.html

Islas, S., & Pesa, M. (2004). Concepcion de los profesores sobre el rol de los modelos cientificos en clases de fisica. *Enseñanza de la Física*, 43-50.

Issa, M. (2011). Flexural behavior of cantilever concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars. *Journal of Civil Engineerinf an Construction Technology* , 33-44.

Janney, J., Breen, J., & Geymuyer, P. (1970). Use of models in structural enginering . *Models for Concrete Structures*, 1-18.

Kuehl, R. (2003). *Diseño de experimentos.* Ciudad de México: International Thomson Learning.

Kusuhara, F., & Shiohara, H. (2008). Test of RC beam-column join with variant boundary conditions and irregular details on anchorage of beam bars. *World Conference on Earthquake Engineering*, 22-30.

Loo, Y., & Yao, B. (1995). Static and Repeated load tests on precast concrete beam-to-column connections. *Journal PCI*, 106-115.

Massone, L., & Orrego, G. (2018). Analytical model for shear strength estimation of reinforced concrete beam-column joints. *Engineering Structures*, 681-692.

Matsumoto, E., Johnston, J., & Dammel, E. (2005). A simple beam test:Motivating High School Teachers To Develop Pre Engineering Curricula. *American Society for Enginerring Education Annual Conference & Exposition*, 1-16.

Misra, S. (2016, Noviembre 23). *Development of draft protocol for testing of structural components and systens for use in schemes under "Housing for all" project of the Goverment of India.* (s. Raychaudhar, & K. Bajpai, Performers) Kanpur, India.

Moehle, J., Lehman, D., & Lowes, L. (2007, Febrero 5). *Beam-Column Connections.* (J. Moehle, Performer) Berkeley, Estados Unidos.

Moreno, D. (2016). *Modelos físicos.* (D. Moreno, Performer) Tunja, Colombia.

Nelson, J., & McCormac, J. (2007). *Análisis de estructuras métodos clásicos y matricial.* México D.F: Alfaomega.

Noorhidana, V., & Forth, J. (2016). An experimental study on precast concrete beam-to-column connection using interlocking bars. *International Center for Numerical Methods in Engineering*, 229-240.

Ortega, R. (2014, junio 15). *Diseño de uniones soldadas.* (R. Ortega, Performer) Santiago , Chile.

Parrales, R. (2017). *Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluacion de efectos asociados al impacto entre estructuras.* Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

Pérez, J., & Briceño, C. (2013). *Estado del arte de la modelación física en ingeniería civil.* Bogotá: Universidad de La Salle.

Pesa, M., & Bravo, S. (2014). Las actividades de laboratorio en formación de ingenieros. *Caderno Brasileiro de Ensino de Física*, 642-665.

Pulamarin, J. (2017). *Análisis comparativo del comportamiento sísmico de dos estructuras de hormigón armado, con y sin aislación sísmica sometidas al sismo de diseño y al ocurrido en abril de 2106 en el cantón pedernales.* Quito: Universidad Central del Ecuador.

Rad, T. (1994). *Reinforced concrete beams under cyclic loads.* Iowa: University of Wollongong.

Ramírez, M. (2017). *Diseño y simulación dinámica de una rueda moscovita infantil con capacidad para 12 personas.* Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Revathi, R., & Srisanthi, V. (2014). Flexural Behaviour of interior R.C. Beam column joint with and without slab under cyclic loading. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 558-568.

Rogel, J., & Tenorio, G. (2018). *Ensayo experimental de los conectores de corte tipo ángulo de los tipo deck sobre estructura metálica.* Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Rosero, F. (2013). *Reforzamiento De Estructuras de Hormigón Armado con FRP. Aplicación al caso de una losa y en columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio.* Quito: Ecuela Politécnica del Ejercito.

Ruiz, D., Ramírez, C., & Logreira, L. (2015). Rendimiento de vigas de hormigón armado en voladizo con fibras cargadas con fuerza cíclicas. *Revista ingenieria de conctrucción*, 1-12.

Sadek, F., Main, J., & Bao, Y. (2011). Testing and analysis of steel and concrete beam-column assemblies under a column removal scenario. *Journal of Strctural Engineering*, 1-43.

Saidani, M., & Shibani, A. (2014). Use of physical and numerical models in engineering design education. *International Conference on Industrial and Operations Management*, 61-67.

Tenesaca, J. (2014). *Modelos Físicos experimentales reducidos de estructuras de puentes de hormigón armado.* Quito: Universidad Central del Ecuador.

Torres, I., Guzmán, J., & López, B. (2015). Ontologias para modelar la investigación científica en ingniería Civil. *Scientia et Technica*, 286-293.

Villareal, G. (2009). *Análisis Estructural.* Lima.

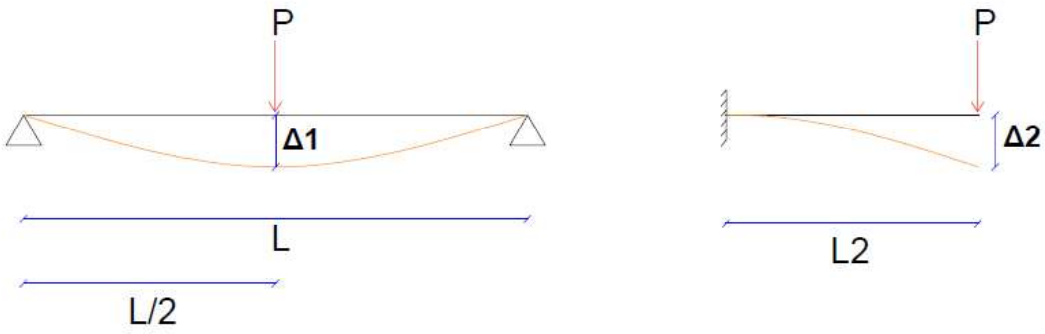
ANEXOS

ANEXO No. 1

DEFLEXIONES EN VIGAS EMPOTRADAS Y SIMPLEMENTE APOYADAS

El código ACI 318_14 no establece los límites de deformaciones en caso de elementos en voladizo, pero estos límites se pueden determinar, considerando el doble de la longitud de la viga. Para ello se debe demostrar bajo las siguientes suposiciones, la deformación de una viga simplemente apoyada con una carga puntual en medio de su luz, a la cual se la convertirá en voladizo, dividiendo la viga en la mitad de su luz y empotrando uno de sus extremos.

FIGURA A. 1 CONSIDERACIONES PARA LA DEMOSTRACIÓN



ELABORACIÓN: Samuel García

Sabemos por resistencia de materiales que la deformación de una viga simplemente apoyada y en voladizo se presenta en las siguientes ecuaciones.

$$\Delta_1 = \frac{P * L^3}{48 * E * I}$$

Viga simplemente apoyada

$$\Delta_2 = \frac{P * {L_2}^3}{3 * E * I}$$

Viga en voladizo

$$L2 = L/2$$

Donde:

L2: Es la longitud de la viga en voladizo.

Hacemos las siguientes relaciones

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} = \frac{\frac{P * L^3}{48 * E * I}}{\frac{P * L^3}{24 * E * I}}$$

Reemplazamos y simplificamos algunos términos semejantes y se tiene la siguiente relación.

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} = \frac{1}{2}$$

En el ACI 318S-14, establece los límites de deformación en un elemento simplemente apoyado en sus dos extremos, que no soporte ni esté ligado a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes, cuya deformación sea inmediata debido a carga viva se tiene que:

$$\Delta_1 = \frac{L}{360}$$

Reemplazamos la ecuación anterior y despejamos el desplazamiento de la viga en voladizo, obteniendo la siguiente expresión.

$$\Delta_2 = 2 * \frac{L}{360}$$

Al relacionar las deformaciones máximas en los dos casos se ha determinado que; la deformación en el extremo de una viga en voladizo y empotrada en su otro extremo es equivalente a dos veces la deformación máxima en el centro de la una viga simplemente apoyada.

ANEXO No. 2

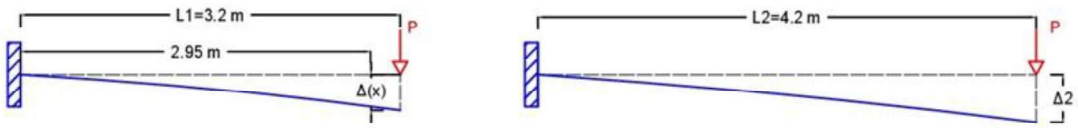
PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO

ANEXO No. 3

CORRECCIÓN POR LA DISTANCIA DEL VOLADIZO

Para determinar la relación de deformaciones entre vigas en voladizo de diferentes longitudes para proporcionar un mismo momento actuante. Se establece dos condiciones. La primera condición es la siguiente; el desplazamiento fue registrado en laboratorio a una distancia de 2.95 [m] y la distancia entre la carga aplicada y la cara de la columna es 3,2 [m]. La segunda condición es la siguiente; se necesita conocer la deflexión de la viga en voladizo a una distancia de 4,2 [m].

FIGURA A. 2 CONDICIONES PARA LA CORRECCIÓN



ELABORACIÓN: Samuel García

De acuerdo a la resistencia de materiales se conoce que; el desplazamiento de una viga en voladizo es:

$$\Delta = -\frac{P * L^3}{3 * E * I}$$

Y también se conoce que la ecuación de la curva elástica en función de la distancia es:

$$\Delta(x) = \frac{P}{6 * E * I} * (x^3 - 3 * L * x^2)$$

Donde:

P: Es la carga puntual.

L: La longitud del elemento

E: Modulo de elasticidad

I: Inercia

Δ: Deflexiones

Por lo tanto, se puede realizar una relación de desplazamientos de la condición 1 con respecto a la condición 2. Se hace el respectivo remplazo de valores y se obtiene lo siguiente.

$$\frac{\Delta 1}{\Delta 2} = \frac{\frac{P1}{6} * (2.95^3 - 3 * 3.2 * 2.95^2)}{-\frac{P2 * 4.2^3}{3}}$$

$$\frac{\Delta 1}{\Delta 2} = 0.391 * \frac{P1}{P2}$$

El momento en el empotramiento es la siguiente expresión:

$$M1 = P1 * L1$$

$$M2 = P2 * L2$$

Donde:

M1: Es el momento generado por la fuerza P en la viga con longitud L1

M2: Es el momento generado por la fuerza P en la viga con longitud L2

Para tener el mismo efecto en momento se asume que:

$$M1 = M2$$

Se despeja y se remplaza P1 y P2 en la relación de deformaciones, y también se remplaza M1. Con esto se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta 1}{\Delta 2} = 0.391 \frac{L2}{L1}$$

Para las condiciones establecidas se conoce que L1=3,2 [m] y L2=4,2 [m] remplazando estos valores se tiene.

$$\Delta 1 = 0.513\, \Delta 2$$

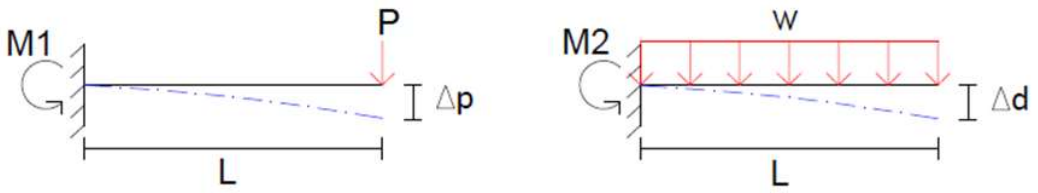
Por lo tanto se concluye que; para considerar los efectos en la dimensión real de la estructura se debe dividir a la deflexión obtenida en el ensayo por un factor de 0,51.

ANEXO No. 4

DEMOSTRACIÓN PARA LA CORRECCIÓN POR EL TIPO DE CARGA.

Para la determinación de la relación de carga y deformación entre vigas en voladizo con carga puntual y distribuida para proporcionar un mismo momento actuante, se tiene las siguientes condiciones.

FIGURA A. 3 CONDICIONES PARA LA DEMOSTRACIÓN



ELABORACIÓN: Samuel García

Viga con carga puntual

$$M_1 = P * L$$

$$\Delta_p = \frac{P * L^3}{3 * E * I}$$

Viga con carga distribuida

$$M_2 = \frac{W * L^2}{2}$$

$$\Delta_d = \frac{W * L^4}{8 * E * I}$$

Primero se relaciona los momentos.

$$M_1 = M_2$$

Se remplaza cada término para tener la siguiente expresión.

$$P * L = \frac{W * L^2}{2}$$

Luego se tiene que; la relación entre la carga puntual y la distribuida multiplicada por la distancia es igual a ½.

$$\frac{P}{W * L} = \frac{1}{2}$$

Se realiza una relación entre deformaciones, simplificando los términos iguales se tiene lo siguiente.

$$\frac{\Delta_p}{\Delta_d} = \frac{8 * P}{3 * W * L}$$

Remplazando la relación de carga encontrada en la relación de deformación se tiene lo siguiente.

$$\frac{\Delta_p}{\Delta_d} = \frac{4}{3}$$

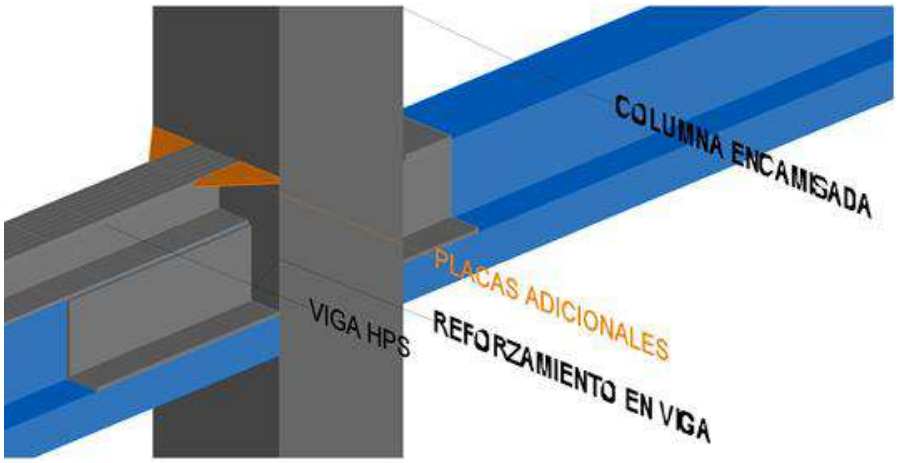
Por lo tanto se concluye que para considerar los efectos de una carga distribuida (condiciones reales en la edificación) se debe dividir por un factor de 4/3.

ANEXO No. 5

PLACAS PARA REFUERZO DEL PATÍN DE LA VIGA DE ACERO

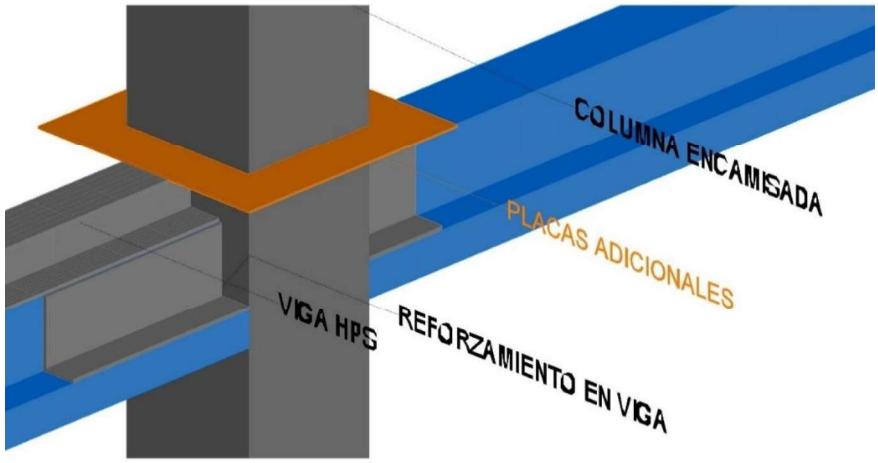
El comportamiento de la viga en voladizo en el ensayo, es aceptable. Pero con el propósito de distribuir los esfuerzos en la zona de contacto con la columna (zona SG17), se recomienda que en obra se suelde placas adicionales a los extremos del patín de la viga de acero, Como se presenta a continuación.

FIGURA A. 4 PLACAS EN EL EXTREMO DEL PATÍN DE LA VIGA ACERO



ELABORACIÓN: Samuel García

FIGURA A. 5 PLACAS ADYACENTES AL PATÍN DE LA VIGA DE ACERO



ELABORACIÓN: Samuel García

ANEXO No. 6

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN DESPUÉS DE 7 DÍAS

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

Quito, 22 de junio de 2018

INF. No. 18 - 0142-I
Hoja 01 de 01

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA
Atención: Centro De Investigacion De La Vivienda
Dirección: Ladrón De Guevara E11-253 Y Andalucia
PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.

CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: INDICADOS
NORMA: NTE INEN 1573:2010 ; ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA TRANSV. (mm^2)	P. ESPEC. (kg/m^3)	CARGA		RESISTENCIA		TIPO DE FALLA
								(kN)	(t)	(MPa)	(kg/cm^2)	
1	8-jun-18	CILINDRO 1	15-jun-18	7	101.50	8091	2340	208.9	21.3	25.8	263	TIPO 2
2	8-jun-18	CILINDRO 2	15-jun-18	7	101.00	8012	2330	210.5	21.5	26.3	268	TIPO 1
3	8-jun-18	CILINDRO 3	15-jun-18	7	101.75	8131	2310	231.8	23.6	28.5	291	TIPO 1

Observación: Las procedencias y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del cliente.

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES ING. CIVIL EPN

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 **email:** laboratoriocivilepn@yahoo.com

ANEXO No. 7

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN DESPUÉS DE 15 DÍAS

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

Quito, 2 de julio de 2018

INF. No. 18 - 0143-I
Hoja 01 de 01

SOLICITA: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA
Atención: Centro De Investigación De La Vivienda
Dirección: Ladrón De Guevara E11-253 Y Andalucía
PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: INDICADOS
NORMA: NTE INEN 1573:2010 ; ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCION	FECHA ROTURA	EDAD (dias)	DIAMETRO (mm)	AREA TRANSV. (mm^2)	P. ESPEC. (kg/m^3)	CARGA		RESISTENCIA		TIPO DE FALLA
								(kN)	(t)	(MPa)	(kg/cm^2)	
1	8-jun-18	CILINDRO 4	22-jun-18	14	101.00	8012	2310	225.6	23.0	28.2	287	TIPO 1
2	8-jun-18	CILINDRO 5	22-jun-18	14	102.25	8211	2340	247.5	25.2	30.1	307	TIPO 1
3	8-jun-18	CILINDRO 6	22-jun-18	14	102.25	8211	2230	264.4	27.0	32.2	328	TIPO 1

TIPO DE FALLA

Observación: ****

ING. MERCEDES VILLACÍS
JEFE DEL LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES ING. CIVIL EPN

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 **email:** laboratoriocivilepn@yahoo.com

ANEXO No. 8

COMPRESIÓN MONOAXIAL EN HORMIGÓN DESPUÉS DE 41 DÍAS

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0246-I
01 de 02

Quito, 1 de agosto de 2018

SOLICITA: Centro de investigación de la Vivienda (CIV) - EPN
Atención: Centro de investigación de la Vivienda (CIV) - EPN
Dirección: Ladron de Guevara E11-253 y Andalucia -EPN

PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.

CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: COLUMNA
MUESTRA: CILINDRO 3
NORMA REFERENCIA: ASTM C469-14
FECHA DE ENSAYO: 20/7/2018

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL (µm)	DEF. TRANSV (µm)	ESFUERZO (Kg/cm2)
0	0	0	0.00
1000	35	0	12.36
2000	90	0	24.72
3000	140	0	37.08
4000	195	0	49.44
5000	245	0	61.79
6000	300	0	74.15
7000	380	0	86.51
8000	440	0	98.87
0	0	0	0.00
2000	90	0	24.72
4000	185	0	49.44
6000	290	0	74.15
8000	395	0	98.87
10000	510	0	123.59
12000	620	0	148.31
14000	725	0	173.02
16000	880	0	197.74
0	0	0	0.00
3000	140	0	37.08
6000	300	0	74.15
9000	455	0	111.23
12000	620	0	148.31
15000	815	0	185.38
18000	1015	0	222.46
21000	1245	0	259.54
24000	1495	0	296.61
27000	1805	0	333.69
30000	2120	0	370.77

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (D) (cm) :	10.15
ALTURA (L) (cm) :	19.97
VOLUMEN (cm^3) :	1615.58
PESO (N) :	3746.60
PESO UNITARIO (KN/m^3) :	2.32

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA(cm^2) :	80.91
RELACIÓN L/D :	1.97
Carga máxima (Kg) :	32904.00
Módulo de Elasticidad (Kg/cm^2) :	244461
Módulo de Poisson (Kg/cm^2) :	0.00
Resistencia a la compresión unixial (Kg/cm^2) :	402.95
Resistencia a la compresión unixial corregida (Kg/cm^2) :	402.95

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES ING. CIVIL EPN

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 **email:** laboratoriocivilepn@yahoo.com

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

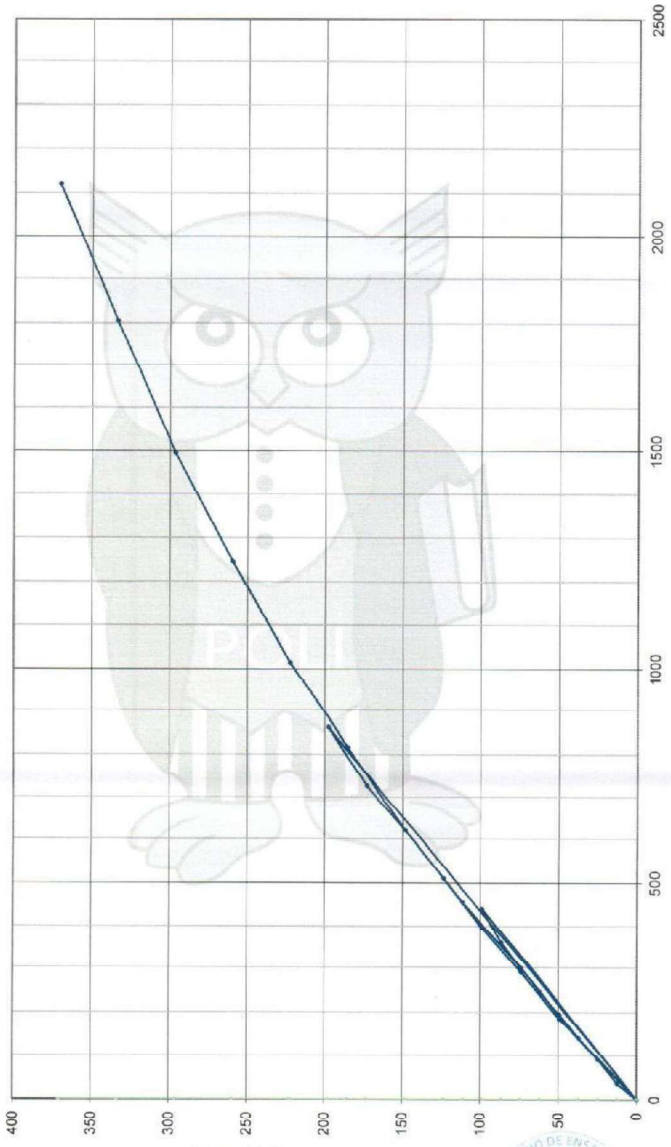
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.

INF N° 18-0246-I
02 de 02



COMMONOCILINDRO-18-018-I

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 email: laboratoriociviliepn@yahoo.com

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0245-I
01 de 02

Quito, 1 de agosto de 2018

SOLICITA: Centro de investigación de la Vivienda (CIV) - EPN
Atención: Centro de investigación de la Vivienda (CIV) - EPN
Dirección: Ladron de Guevara E11-253 y Andalucia -EPN

PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL

CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: COLUMNA
MUESTRA: CILINDRO 2
NORMA REFERENCIA: ASTM C469-14
FECHA DE ENSAYO: 20/7/2018

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL (µm)	DEF. TRANSV (µm)	ESFUERZO (Kg/cm2)
0	0	0	0.00
1000	20	0	12.12
2000	40	0	24.24
3000	60	0	36.36
4000	100	0	48.48
5000	140	0	60.59
6000	180	0	72.71
7000	240	0	84.83
8000	320	0	96.95
0	0	0	0.00
2000	80	0	24.24
4000	120	0	48.48
6000	200	0	72.71
8000	300	0	96.95
10000	410	0	121.19
12000	520	0	145.43
14000	850	0	169.66
16000	830	0	193.90
0	0	0	0.00
3000	140	0	36.36
6000	300	0	72.71
9000	470	0	109.07
12000	650	0	145.43
15000	870	0	181.78
18000	1120	0	218.14
21000	1390	0	254.50
24000	1710	0	290.85
27000	2070	0	327.21
30000	2500	0	363.57

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (D) (cm) :	10.25
ALTURA (L) (cm) :	20.03
VOLUMEN (cm^3) :	1653.07
PESO (N) :	3777.20
PESO UNITARIO (KN/m^3) :	2.29

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA(cm^2) :	82.52
RELACIÓN L/D :	1.96
Carga máxima (Kg) :	30581.00
Módulo de Elasticidad (Kg/cm^2) :	223733
Módulo de Poisson (Kg/cm^2) :	0.00
Resistencia a la compresión unixial (Kg/cm^2) :	370.61
Resistencia a la compresión unixial corregida (Kg/cm^2) :	370.61

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 **email:** laboratoriociviledpn@yahoo.com

COMMONDOC:LINDRO-18-017-I

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

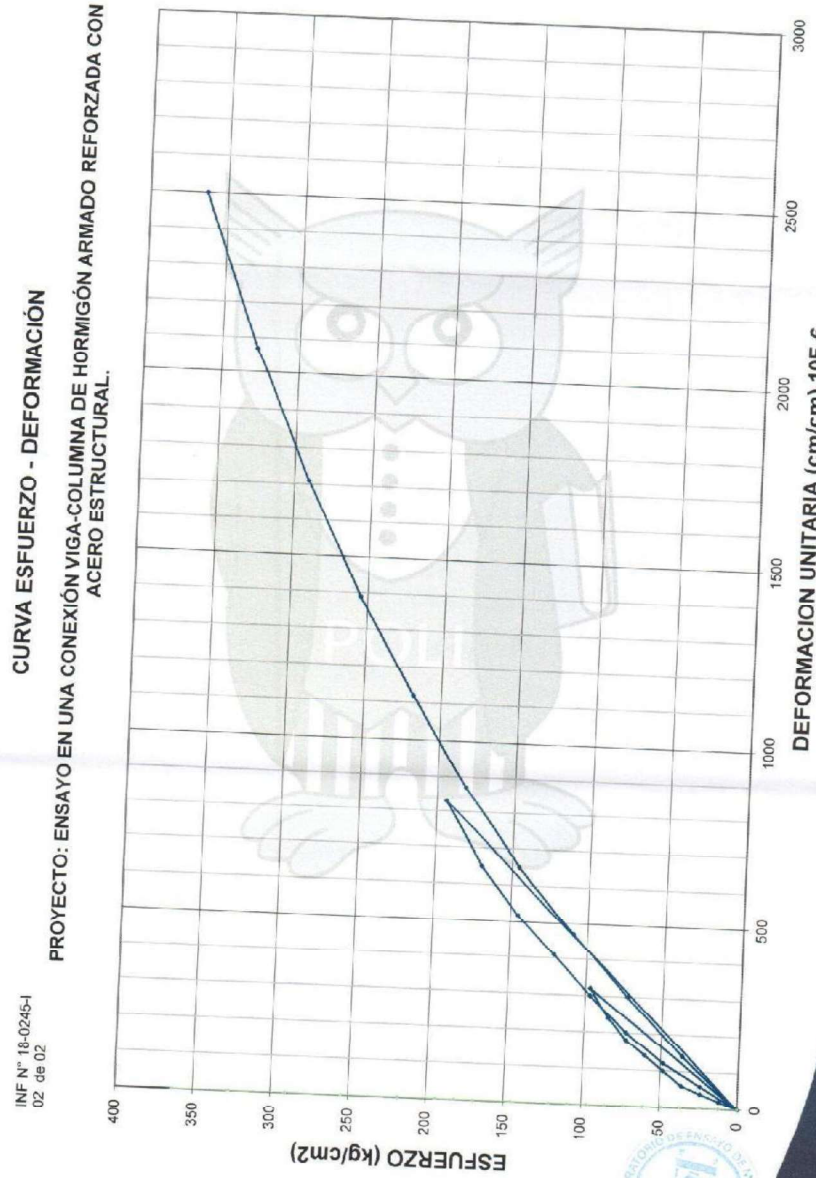
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.

INF N° 18-0245-I
02 de 02



COMMONOCILINDRO-18-017-I

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 email: laboratoriocivilepn@yahoo.com

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0244-I
01 de 02

Quito, 1 de agosto de 2018

SOLICITA: Centro de investigación de la Vivienda (CIV) - EPN
Atención: Centro de investigación de la Vivienda (CIV) - EPN
Dirección: Ladron de Guevara E11-253 y Andalucia -EPN

PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.

CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: COLUMNA
MUESTRA: CILINDRO 7
NORMA REFERENCIA: ASTM C469-14
FECHA DE ENSAYO: 19/7/2018

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL (µm)	DEF. TRANSV (µm)	ESFUERZO (Kg/cm2)
0	0	0	0.00
1000	40	0	12.36
2000	80	0	24.72
3000	120	0	37.08
4000	160	0	49.44
5000	210	0	61.79
6000	260	0	74.15
7000	300	0	86.51
8000	360	0	98.87
0	0	0	0.00
2000	70	0	24.72
4000	140	0	49.44
6000	230	0	74.15
8000	330	0	98.87
10000	450	0	123.59
12000	570	0	148.31
14000	700	0	173.02
16000	850	0	197.74
0	0	0	0.00
3000	120	0	37.08
6000	280	0	74.15
9000	460	0	111.23
12000	640	0	148.31
15000	860	0	185.38
18000	1070	0	222.46
21000	1310	0	259.54
24000	1590	0	296.61
27000	1900	0	333.69
30000	2300	0	370.77

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (D) (cm) :	10.15
ALTURA (L) (cm) :	20.03
VOLUMEN (cm^3) :	1620.97
PESO (N) :	3772.30
PESO UNITARIO (KN/m^3) :	2.33

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA(cm^2) :	80.91
RELACIÓN L/D :	1.97
Carga maxima (Kg) :	30870.00
Módulo de Elasticidad (Kg/cm^2) :	231728
Módulo de Poisson (Kg/cm^2) :	0.00
Resistencia a la compresión unixial (Kg/cm^2) :	381.52
Resistencia a la compresión unixial corregida (Kg/cm^2) :	381.52

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucia / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 email: laboratoriociviepn@yahoo.com
Telf.: 2976300
Ext.: 1609

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

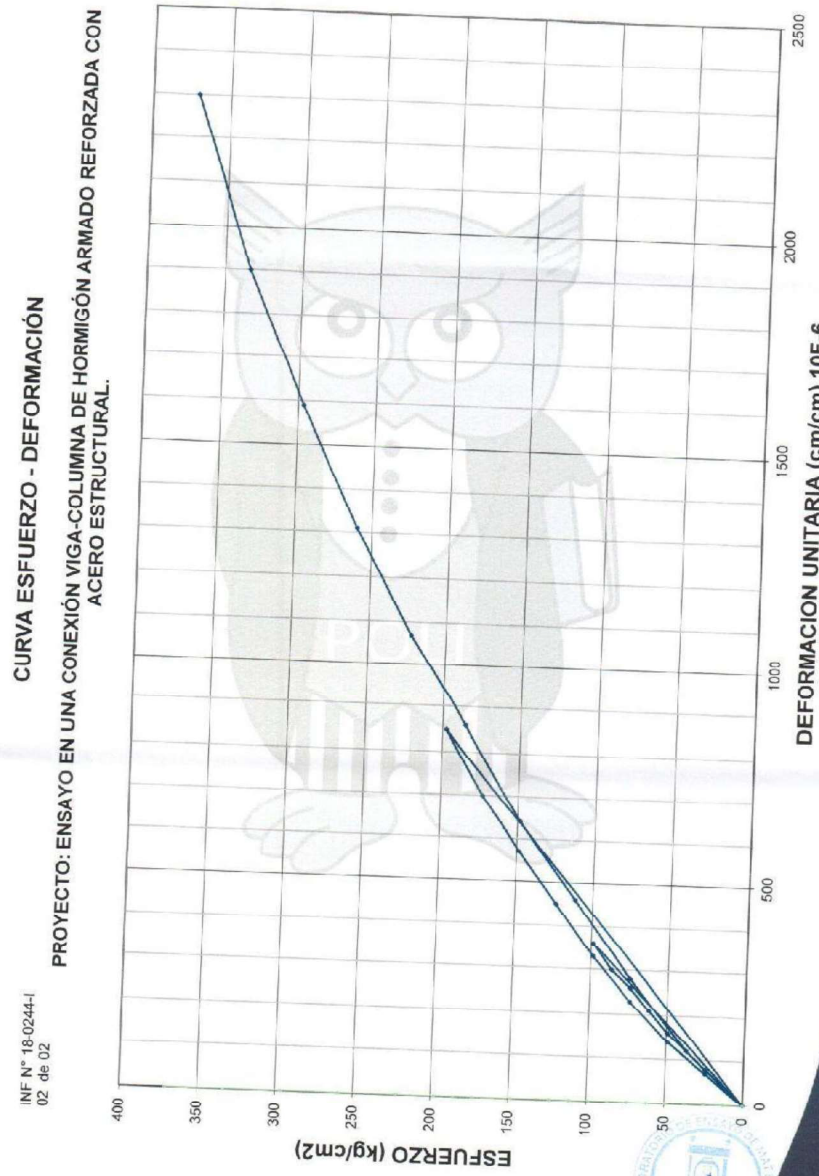
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS

LEMSUR

CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

PROYECTO: ENSAYO EN UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADA CON ACERO ESTRUCTURAL.

INF N° 18-0244-I
02 de 02



COMMONOCILINDRO-18-016-I

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 email: laboratoriocivilepn@yahoo.com

Telf.: 2976300
Ext.: 1609

ANEXO No. 9

PROTOCOLO DE CARGA

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	Revisión:	N 1
	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL	Fecha:	05/07/2018
	FORMATO ENSAYO DE CARGA VERTICAL	Hoja:	1 de 1

FECHA :	DD	MM	AA
	18	07	2018

PROYECTO : Ensayo Volado con Reforzamiento de Acero

Interim Protocol I – Quasi-Static Cyclic Testing

Force-Controlled Testing (unidirectional loading)

Step	# CYCLES	CYCLES [T]			DEFORMATION (mm)				Force Control [T]	OBSERVATIONS
		1	2	3	D1	D01	D2	D02		
	0	25.0			36.74				25.00	
1	2	35.0	35.0		51,79	51,02	58,57	51,24	35.00	
2	2	45.0	45.0		99,14	81,8	999	86,5	45.00	
3	2	50.0	50.0		147	130			50.00	
4	2									
5	2									
6	2									
7	2									
8	2									
9	2									
10	2									
11	2									

NORMA: **REFERENCIA FEMA 461**

RESPONSABLE CIV: Gastón Parra

Nombre: Gastón Parra Y

CLIENTE / TESISTA: Agudos y Asociados

Nombre:

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
FORMATO ENSAYO DE CARGA LATERAL

Revisión:	N 1
Fecha:	10/04/2018
Hoja:	1 de 1

PROYECTO: Ensayo Volado con Reforzamiento de Acero

FECHA:

DD	MM	AA
18	07	2018

CELDA LVDTs

CAJA	INSTRUMENTACIÓN	SET UP	
0	Celda LVDT	2	
1	LVDT 500 (1)	3	
2	LVDT 500 (2)	4	
3	LVDT 200 (3)	5	
4	LVDT 100 (4)	6	
5	LVDT 200 (5)	7	
6	LVDT 200 (6)	8	
7			
8			
9			

STRAIN GAUGES

CAJA	INSTRUMENTACIÓN	SET UP	
10	SG 4	9	
11	SG 5	10/30	
12	SG 9	11	
13	SG 10	12	
14	SG 11	13	
15	SG 12	14	
16	SG 13	15	
17	SG 14	16	
18	SG 15	17	
19	SG 16	18	

STRAIN GAUGES

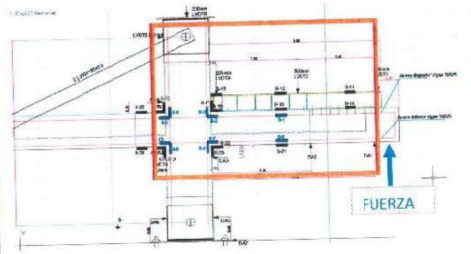
CAJA	INSTRUMENTACIÓN	SET UP	
20	SG 17		
21	SG 18		
22	SG 19		
23	SG 20/32	29	
24	SG 21		
25	SG 22/33	24	
26	SG 23	25	
27	SG 24	26	
28	SG 25		
29	SG 26		

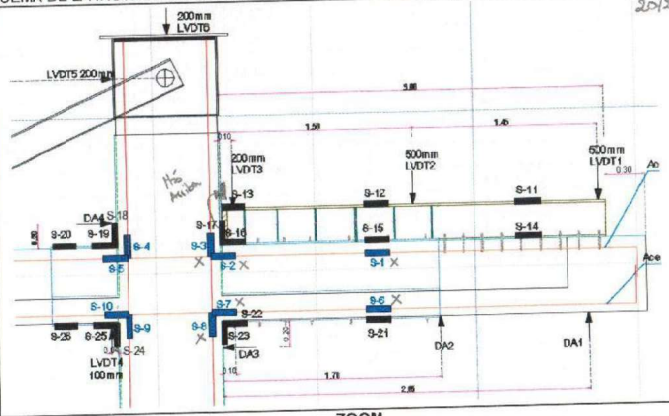
STRAIN GAUGES

CAJA	INSTRUMENTACIÓN	SET UP	
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			

ESQUEMA DE LA INSTRUMENTACIÓN

20/26





ENSAYO

ZOOM

RESPONSABLE CIV Nombre: Gastón Parra Y

CLIENTE / TESISTA Nombre: Aguado y Asociados

ANEXO No. 10

PLANOS *AS BUILT* DEL MODELO FÍSICO