

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías**

**Simulación por elementos finitos de una conexión embebida  
sometida a compresión axial y momento**

**Mateo Alejandro Vergara Lara**

**Ingeniería Civil**

Trabajo de integración curricular presentado como requisito  
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, 03 de diciembre de 2019

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**  
**COLEGIO CIENCIAS E INGENIERÍAS**

**HOJA DE CALIFICACIÓN**  
**DE TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**Simulación por elementos finitos de una conexión embebida  
sometida a compresión axial y momento**

**Mateo Alejandro Vergara Lara**

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, Ph.D

Firma del profesor:

---

Quito, 03 de diciembre de 2019

## **Derechos de Autor**

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante:

---

Nombres y apellidos:

Mateo Alejandro Vergara Lara

Código:

00124003

Cédula de identidad:

172300625-8

Lugar y fecha:

Quito, 03 de diciembre de 2019

## RESUMEN

Las conexiones compuestas por una columna de acero embebida en un pedestal de hormigón, son componentes críticos dentro de una estructura. Esto debido a que son las encargadas de transmitir las cargas axiales, cortantes y momentos de toda la estructura hacia la cimentación. Por esta razón, es sumamente importante llevar a cabo un análisis detallado sobre su comportamiento, bajo los efectos de cargas sísmicas y de la compresión axial que ejerce el peso de la estructura. En el presente trabajo se busca respaldar y extender los resultados obtenidos experimentalmente por Grilli (2015), a través de una modelación en elementos finitos. Los resultados obtenidos se enfocan en el análisis de los esfuerzos y deformaciones unitarias de los elementos que componen al mecanismo, así como de la curva histerética de momento-rotación de la conexión.

**Palabras clave:** Acero, Columna, Conexión, Esfuerzo, Deformación Unitaria, Hormigón, Momento, Pedestal, Placa, Rigidez.

## ABSTRACT

Embedded column base (ECB) connections are critical components within a structure. They are responsible for transmitting axial loads, shear and moments from the entire structure to the foundation. For this reason, it is extremely important to carry out a detailed analysis of their behavior under the effects of seismic loads and axial compression, exerted by the weight of the structure. This paper seeks to support and extend the results, experimentally verified by Grilli (2015), through a finite element simulation. The results obtained focus on the analysis of the stresses and strains of the components that make up the connection, as well as the hysteretic moment-rotation response.

**Key words:** Column, Concrete, Connection, Moment, Pedestal, Plate, Steel, Stiffness, Strain, Stress.

## TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN .....	10
1.1. Antecedentes .....	10
1.2. Justificación .....	10
1.3. Objetivos .....	11
2. DESARROLLO .....	12
2.1. Marco teórico .....	12
2.1.1. Configuración del ensayo. ....	12
2.1.2. Geometría del modelo. ....	14
2.1.3. Protocolo de carga. ....	16
2.1.4. Progresión del daño. ....	17
2.1.5. Evaluación de la rigidez de la conexión. ....	19
2.2. Simulación por elementos finitos del ensayo experimental. ....	23
2.2.1. Características generales del modelo. ....	23
2.2.2. Definición del modelo de plasticidad y daño del hormigón (concrete damaged plasticity).....	23
2.2.2.1. Relación esfuerzo-deformación en tensión. ....	24
2.2.2.2. Método numérico para el comportamiento a tensión del hormigón. ....	26
2.2.2.3. Relación esfuerzo-deformación en compresión. ....	28
2.2.2.4. Modelo numérico para el comportamiento a compresión del hormigón. ....	29
2.2.3. Protocolo de carga. ....	30
2.2.4. Definición de la malla y de los elementos. ....	31
2.2.5. Criterio de Von Mises. ....	32
3. RESULTADOS.....	34
3.1. Tensiones de Von Mises y deformaciones logarítmicas de la conexión columna-placa	34
3.2. Tensiones de Von Mises y deformaciones logarítmicas de la placa.....	49
3.3. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón.....	56
3.4. Desplazamiento de la columna paralelas a la aplicación de la carga lateral.....	58
3.5. Curvas histéricas de la conexión.....	61
4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS .....	64
4.1. Distribución de esfuerzos en los elementos .....	64
4.2. Deformaciones unitarias logarítmicas en los elementos .....	66
4.3. Curva histerética de momento-rotación .....	66
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	70
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73
7. ANEXOS .....	75
Anexo A: Esquema para el cálculo de la deriva de columna y momento base .....	75
Anexo B: Planteamiento para el mecanismo horizontal resistente de carga.....	75
Anexo C: Pedestal de hormigón con acero de refuerzo .....	76
Anexo D: Mecanismo para resistir cargas de una conexión expuesta y una embebida respectivamente .....	76

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros de Plasticidad y Daño del Hormigón .....	24
Tabla 2. Valores de Esfuerzo-Deformación por Tracción para Hormigón de 29 MPa .....	27
Tabla 3. Valores de Esfuerzo-Deformación por Compresión para Hormigón de 29 MPa .....	30
Tabla 4. Valores de esfuerzos de Von Mises y deformaciones unitarias logarítmicas para los nodos de la figura 21 .....	43
Tabla 5. Valores de esfuerzos de Von Mises y deformaciones unitarias logarítmicas para los nodos de las figuras 40 y 45 .....	48
Tabla 6. Valores de esfuerzos de Von Mises y deformaciones unitarias logarítmicas para los nodos de las figuras 50, 55 y 60 .....	56
Tabla 7. Valores de desplazamiento de la columna en dirección de aplicación de la carga para los nodos de las figuras 70 y 73 .....	61

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Altura $z$ y profundidad <i>demb</i> de la columna. ....	13
Figura 2. Vista 3D del modelo basado en el test No.1 .....	14
Figura 3. Sección transversal W14X370 de la columna de acero.....	15
Figura 4. Vista 3D de los rigidizadores. ....	15
Figura 5. Vista 3D de la placa base.....	15
Figura 6. Vista 3D del pedestal de hormigón. ....	16
Figura 7. Protocolo de carga SAC para pórticos de acero sometidos a momento. ....	17
Figura 8. Etapas del daño del test No.1 según lo ensayado. ....	18
Figura 9. Levantamiento del concreto al alcanzar el valor crítico de momento .....	19
Figura 10. Ilustración esquemática del cálculo de la rigidez en la base para el Test No.1.....	21
Figura 11. Análisis de evaluación comparativa para el subensamblaje de la rigidez de la base. .....	22
Figura 12. Modelo de Respuesta del Concreto a Carga Uniaxial en Tensión. ....	26
Figura 13. Respuesta de Rigidización de Tensión y Ablandamiento de Tensión.....	26
Figura 14. Modelo Modificado de Rigidización de Tensión para Abaqus .....	27
Figura 15. Curva de Esfuerzo-Deformación por Tracción para Hormigón de 29 MPa.....	28
Figura 16. Modelo de respuesta del concreto a carga uniaxial en compresión.....	29
Figura 17. Curva de Esfuerzo-Deformación por Compresión para Hormigón de 29 MPa. ....	30
Figura 18. Punto de aplicación de la carga lateral en la parte superior de la columna. ....	31
Figura 19. Mallado de la columna, rigidizadores y placa base.....	32
Figura 20. Mallado del pedestal de hormigón. ....	32
Figura 21. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista paralela a la aplicación de la carga.....	34
Figura 22. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.1 de la figura 21. ....	34
Figura 23. Tensiones de Von Mises para el nodo No.1 de la figura 21.....	35
Figura 24. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.2 de la figura 21. ....	35
Figura 25. Tensiones de Von Mises para el nodo No.2 de la figura 21.....	36
Figura 26. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.3 de la figura 21. ....	36
Figura 27. Tensiones de Von Mises para el nodo No.3 de la figura 21.....	37
Figura 28. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.4 de la figura 21. ....	37
Figura 29. Tensiones de Von Mises para el nodo No.4 de la figura 21.....	38
Figura 30. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.5 de la figura 21. ....	38
Figura 31. Tensiones de Von Mises para el nodo No.5 de la figura 21.....	39
Figura 32. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.6 de la figura 21. ....	39
Figura 33. Tensiones de Von Mises para el nodo No.6 de la figura 21.....	40
Figura 34. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.7 de la figura 21. ....	40
Figura 35. Tensiones de Von Mises para el nodo No.7 de la figura 21.....	41
Figura 36. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.8 de la figura 21. ....	41
Figura 37. Tensiones de Von Mises para el nodo No.8 de la figura 21.....	42
Figura 38. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.9 de la figura 21. ....	42
Figura 39. Tensiones de Von Mises para el nodo No.9 de la figura 21.....	43
Figura 40. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista perpendicular a la aplicación de la carga, en el lado del patín a tensión.....	44
Figura 41. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.10 de la figura 40. ....	44
Figura 42. Tensiones de Von Mises para el nodo No.10 de la figura 40.....	45
Figura 43. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.11 de la figura 40. ....	45
Figura 44. Tensiones de Von Mises para el nodo No.11 de la figura 40.....	46



Figura 45. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista perpendicular a la aplicación de la carga.....	46
Figura 46. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.12 de la figura 45. ....	47
Figura 47. Tensiones de Von Mises para el nodo No.12 de la figura 45.....	47
Figura 48. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.13 de la figura 45. ....	48
Figura 49. Tensiones de Von Mises para el nodo No.13 de la figura 45.....	48
Figura 50. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista superior de la placa base.	49
Figura 51. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.1 de la figura 50. ....	49
Figura 52. Tensiones de Von Mises para el nodo No.1 de la figura 50.....	50
Figura 53. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.2 de la figura 50. ....	50
Figura 54. Tensiones de Von Mises para el nodo No.2 de la figura 50.....	51
Figura 55. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista superior de la placa base.	51
Figura 56. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.3 de la figura 55. ....	52
Figura 57. Tensiones de Von Mises para el nodo No.3 de la figura 55.....	52
Figura 58. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.4 de la figura 55. ....	53
Figura 59. Tensiones de Von Mises para el nodo No.4 de la figura 55.....	53
Figura 60. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista superior de la placa base.	54
Figura 61. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.5 de la figura 60. ....	54
Figura 62. Tensiones de Von Mises para el nodo No.5 de la figura 60.....	55
Figura 63. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.6 de la figura 60. ....	55
Figura 64. Tensiones de Von Mises para el nodo No.6 de la figura 60.....	56
Figura 65. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón a la altura de la placa base (lado izquierdo), y al nivel de la superficie del mismo (lado derecho).....	57
Figura 66. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón al nivel de la superficie del mismo.....	57
Figura 67. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón en fase inicial del ensayo. .	57
Figura 68. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón en fase avanzada del ensayo. ....	58
Figura 69. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón en fase avanzada del ensayo, vista lateral. ....	58
Figura 70. Desplazamiento de la parte superior de la columna en el sentido de aplicación de la carga lateral. ....	58
Figura 71. Desplazamiento U1 para el nodo 1 de la figura 70. ....	59
Figura 72. Desplazamiento U1 para el nodo 2 de la figura 70. ....	59
Figura 73. Desplazamiento de la parte inferior de la columna en el sentido de aplicación de la carga lateral.....	60
Figura 74. Desplazamiento U1 para el nodo 3 de la figura 73. ....	60
Figura 75. Desplazamiento U1 para el nodo 4 de la figura 73. ....	61
Figura 76. Curva histerética obtenida experimentalmente por Grilli (2015), para el Test No.1. ....	62
Figura 77. Curva histerética obtenida a través del modelado de elementos finitos del Test No.1.....	62
Figura 78. Curva histerética obtenida a través del modelado de elementos finitos del Test No.1, previo a incluir el modelo de plasticidad y daño del hormigón (concrete damaged plasticity).....	63
Figura 79. Ciclos de histéresis del modelo demostrando la degradación de la resistencia.....	68
Figura 80. Ciclos de histéresis del modelo demostrando la degradación de la rigidez. ....	68
Figura 81. Estrangulamiento (pinching) en los ciclos de histéresis.....	69
Figura 82. Reglas de histéresis para un modelo de estrangulamiento (pinching).....	69

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

La industria de la construcción en acero tiene mucho futuro en el Ecuador debido a las características que hacen que este material sobresalga sobre otros. Entre ellas está una resistencia relativamente alta, peso ligero, durabilidad y rapidez en el proceso de montaje. Las estructuras de acero típicamente requieren de cimentaciones construidas en hormigón armado. Las conexiones entre columnas de acero y cimentaciones de concreto se dividen principalmente en tres tipos: superficialmente embebidas, profundamente embebidas y expuestas. Este trabajo se enfocará en conexiones embebidas (ECB).

Las conexiones ECB son componentes críticos dentro de un pórtico resistente a momento, transfiriendo cargas axiales, cortantes y momentos de toda la estructura hasta la cimentación. Los diseñadores estructurales comúnmente emplean este tipo de conexiones para edificios que superan los 3-4 pisos, donde se anticipa que el mecanismo dominante de resistencia a momento será principalmente por los esfuerzos de aplastamiento entre la columna y la fundación de concreto. La investigación realizada acerca de este tipo de conexiones incluye varios ensayos de laboratorio (Grilli, 2015), modelos analíticos (e.g., estimaciones de resistencia, (Grilli, 2015) y rigidez (Torres et al., 2017)), e inclusive ciertas guías de diseño (e.g., AISC 341-16, manual de diseño sísmico en acero). Sin embargo, existen vacíos en cuanto a la comprensión de la distribución de esfuerzos, deformaciones unitarias y desplazamientos dentro de la conexión. Esto motiva al presente trabajo, en el cual se desarrolla un modelo en elementos finitos, utilizando el software Abaqus, con el que será posible llevar a cabo un análisis detallado de la conexión.

### 1.2. Justificación

El Ecuador es un país de alto riesgo sísmico, por lo que es necesario que las estructuras sean diseñadas cumpliendo los requerimientos del diseño sismo resistente estipulado según la norma. En una estructura de acero las conexiones columna base son unos de los componentes más importantes puesto a que transmiten las fuerzas inerciales de toda la estructura hacia las cimentaciones. Considerando esto, es importante conocer el comportamiento de la conexión bajo cargas axiales tanto como su respuesta ante la aplicación de cargas cíclicas, simulando el efecto de un sismo.

El modelado de la conexión fue realizado por elementos finitos utilizando el software Abaqus, representado la conexión ECB del test número uno, estudiada y analizada experimentalmente en el modelo a escala real presentado por Grilli (2015). Dicho ensayo cuenta con una placa soldada en la base de una columna de acero en voladizo que se encuentra embebida en un pedestal de hormigón de resistencia estándar. En la parte superior de la columna se ha aplicado una carga axial de compresión permanente y una carga lateral en función de un protocolo. El modelo debe poder representar la geometría de los objetos, propiedades del acero, propiedades del hormigón (plasticidad y progresión de daño), aplicación de las cargas, interacción entre los materiales y rigidez de la conexión. Los resultados del análisis del modelo permitirán validar lo obtenido experimentalmente, expandir y generalizar los descubrimientos.

### **1.3. Objetivos**

Los objetivos propuestos para este trabajo son los siguientes:

- Validar el modelo desarrollado con respecto a los resultados experimentales obtenidos.
- Complementar lo hallado experimentalmente con información que no puede ser determinada con facilidad a través de experimentos.

## 2. DESARROLLO

### 2.1. Marco teórico

#### 2.1.1. Configuración del ensayo.

Los ensayos realizados por Grilli (2015), representan una típica conexión columna-base, cuyo mecanismo de falla se encuentra controlado por la interacción entre la flexión y la carga axial. Todos los especímenes fueron sometidos a un desplazamiento lateral cíclico en presencia de una carga axial constante. El ensayo estudiado en el presente trabajo corresponde al Test No.1.

La parte superior de la columna en voladizo, fue el lugar en el que se aplicó la carga lateral por medio de un actuador hidráulico. A esta altura se la definió como  $z$ , siendo la distancia que se extiende desde la superficie del pedestal de hormigón, misma que es consistente con el punto de inflexión del primer piso de una edificación promedio. Esto considerando una altura de 4.5 metros (15 pies), y asumiendo que ocurre a  $2/3$  de elevación del piso. De igual manera, la carga axial fue introducida a través de un gato hidráulico, adaptado a la parte superior de la columna. Desde la perspectiva de interpretación de los resultados e idealización del modelo, dos aspectos resultan relevantes. Primero, el mecanismo fue diseñado de tal manera que la carga axial no genere ningún momento adicional en la base debido a una excentricidad de la fuerza de compresión. Segundo, la carga axial se mantuvo a un nivel constante durante todo el ensayo. En lo que respecta a la sección transversal de la columna, se diseñó una sección más grande que la que se emplearía comúnmente en una estructura similar, con el propósito de concentrar la falla en la conexión.

La profundidad de empotramiento  $d_{embeb}$  se define como la distancia entre la superficie del concreto y la parte superior de la placa base embebida. El pedestal de hormigón fue diseñado con el menor refuerzo longitudinal y transversal posible, de tal forma que los modos de falla y resistencias estén asociados, en la medida de lo posible, únicamente con el hormigón.

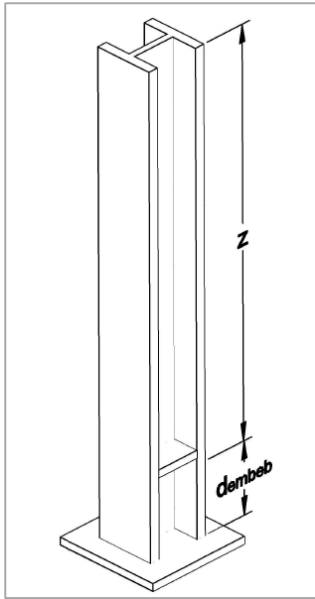


Figura 1. Altura  $z$  y profundidad  $d_{embbeb}$  de la columna.

Se proveyó al mecanismo de una placa en la parte inferior de la región de empotramiento, soldada a la columna. Este elemento sirvió de dos propósitos. Primero, permitió a la columna mantenerse estable mientras se vertía el hormigón alrededor de ella. Segundo, es común que en el diseño de conexiones se utilice una placa en la parte inferior, para dotar al mecanismo de resistencia al levantamiento. Para el detalle de la soldadura entre la placa base y la columna se empleó la técnica de penetración parcial junto con soldaduras de filete de refuerzo. El propósito de este tipo de soldadura es minimizar la probabilidad de falla previa a que la capacidad de la conexión sea alcanzada. En la parte superior de la conexión se utilizó un par de placas, similares a rigidizadores, entre los patines de la columna. Dichas placas fueron soldadas en forma de filetes a lo largo del área de contacto de las caras internas del alma y de los patines, con el fin de dotar de resistencia a compresión a la columna.

Para la columna, placa y rigidizadores se utilizó acero A992 Grado 50, cuya resistencia de fluencia a tensión es de 345 MPa y su resistencia última a tensión es de 450 MPa. Para el pedestal se utilizó hormigón de  $f'c = 29$  MPa.

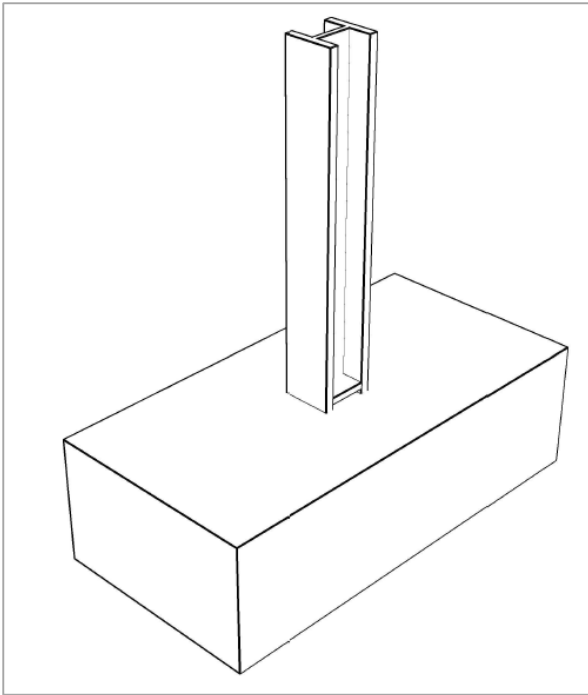


Figura 2. Vista 3D del modelo basado en el test No.1.

### 2.1.2. Geometría del modelo.

Basado el Test No.1, propuesto por Grilli (2015), el modelo representa a una columna en voladizo de sección W14X370 con una altura  $z$  de 2844.8 milímetros (112 pulgadas). La profundidad de empotramiento  $d_{embeb}$  en el pedestal es de 508 milímetros (20 pulgadas).

La placa de acero soldada a la parte inferior de la columna, cuenta con una  $b_p = 762$  milímetros, una  $h_p = 762$  milímetros y un espesor  $t_p = 50.8$  milímetros; como se indica en la figura 5. Los rigidizadores cuentan con un espesor  $t_r = 50.8$  milímetros y se encuentran ubicados a 50.8 milímetros desde la superficie del pedestal de hormigón hasta la parte inferior del mismo.

Para el pedestal de hormigón se empleó una  $b_b = 3657.6$  milímetros, una  $h_b = 1828.8$  milímetros y un  $t_b = 1092.2$  milímetros

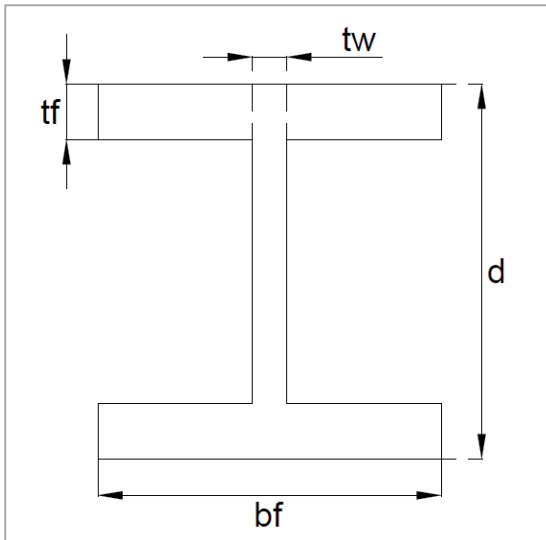


Figura 3. Sección transversal W14X370 de la columna de acero

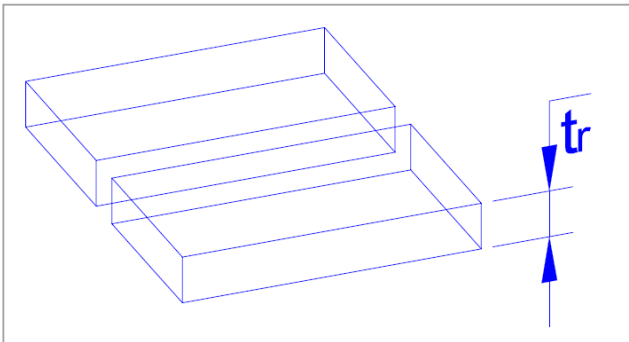


Figura 4. Vista 3D de los rigidizadores.

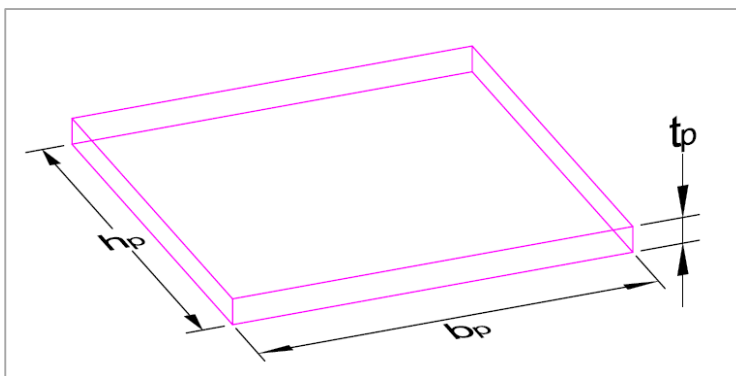
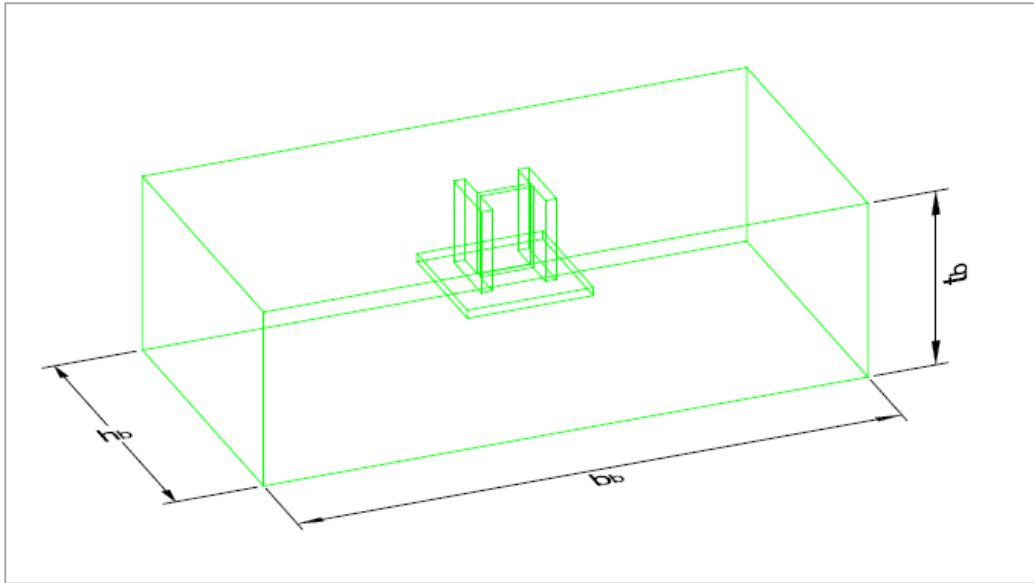


Figura 5. Vista 3D de la placa base.



*Figura 6.* Vista 3D del pedestal de hormigón.

### **2.1.3. Protocolo de carga.**

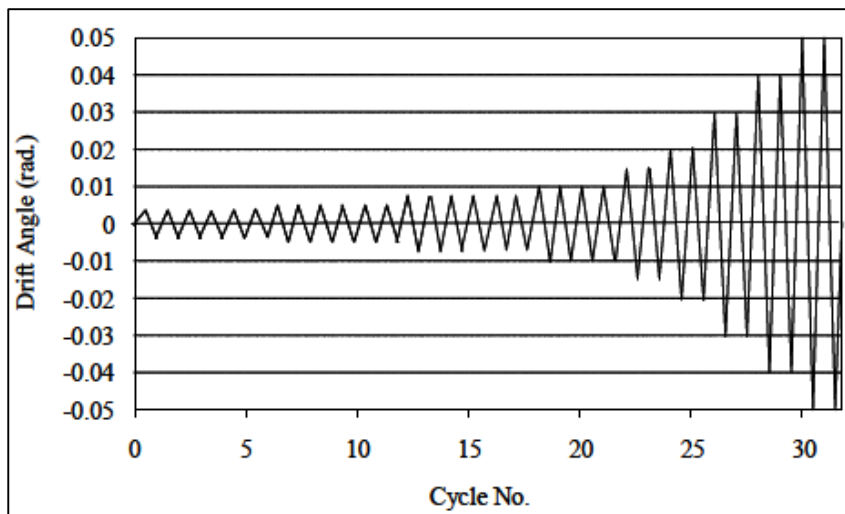
El registro de deformaciones aplicadas a la columna está expresado en términos de la deriva de piso, siendo esta la relación entre el desplazamiento de la columna en el lugar de aplicación de la carga lateral, y la distancia entre la carga y la superficie del pedestal de hormigón.

Con el objetivo de tener control sobre los desplazamientos producidos por los ciclos de carga lateral, es necesario aplicar un protocolo de carga. Este permite figurar el desempeño del elemento de manera aproximada a la realidad, debido a que en cierta forma representa el historial de daño provocado a la pieza por ciclos de carga aplicados previamente. Así, es posible replicar de la mejor forma el historial tanto de carga como de deformaciones que el elemento experimentará en uno o tras varios sismos. Para los fines de este estudio, los ciclos de carga se aplicaron de acuerdo al protocolo de carga SAC, puesto que este aplica la deriva de piso (Krawinkler, 2009). La carga lateral fue aplicada cuasi-estáticamente con una tasa de carga menor al 1.8% de deriva por minuto para todas las fases del ensayo.

La carga axial de compresión aplicada, busca representar la carga gravitacional y la tensión que se genera debido al levantamiento en la columna. Esta carga fue aplicada



previamente a la carga lateral, y se mantuvo constante durante al ensayo con un valor de 445 kN (100 kips).



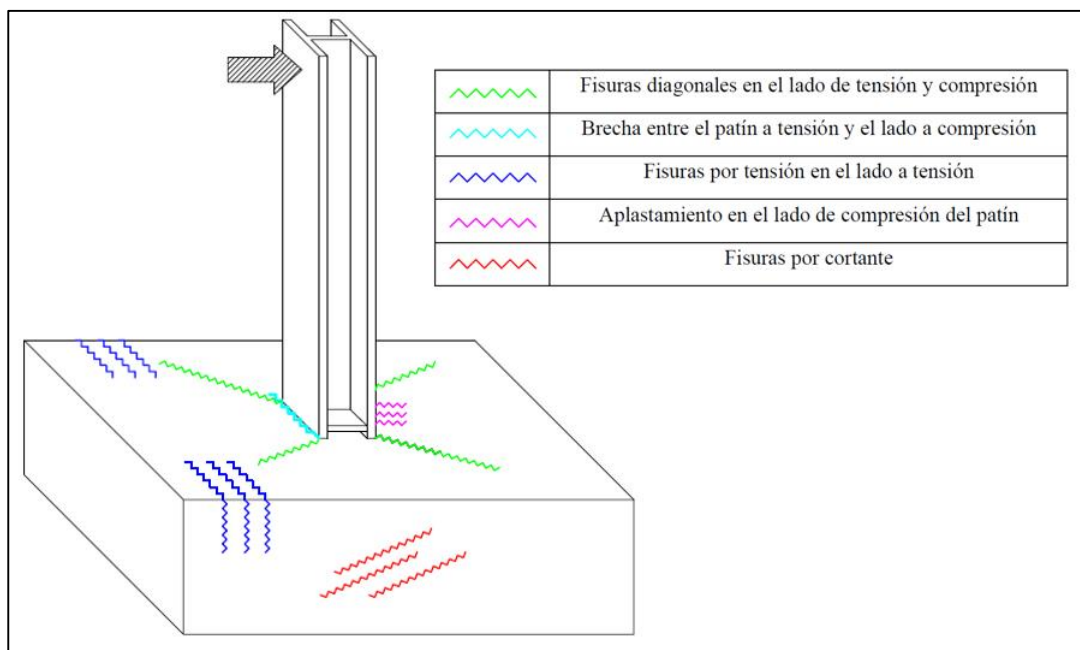
*Figura 7.* Protocolo de carga SAC para pórticos de acero sometidos a momento; adaptado de “Loading Histories For Cyclic Tests In Support Of Performance Assessment Of Structural Components”, por Krawinkler, 2009.

#### **2.1.4. Progresión del daño.**

Al inicio de la aplicación de la carga lateral, siendo la deriva menor al 1%, se empezaron a visualizar pequeñas fisuras de aproximadamente 1.6 milímetros de ancho y hasta 76 milímetros de longitud, alrededor de las esquinas de la columna. A pesar de esto, la respuesta del espécimen se mantuvo elástica hasta alcanzar derivas de 0.005 radianes. Posterior a esto, se dio inicio a la fase no lineal, misma que se pudo apreciar en la curva de carga deformación. Este comportamiento fue acompañado de un crecimiento de las fisuras mencionadas anteriormente y por la aparición de una pequeña abertura adyacente al patín en tensión. Al continuar los ciclos de carga con deflexiones superiores a las aplicadas anteriormente, es evidente un decremento de la resistencia, así como una degradación de la rigidez (García, 1998). Esta degradación se atribuye principalmente a la formación de aberturas, mismas que favorecen un movimiento no restringido de la columna con respecto a su base embebida. Conforme las fisuras siguen creciendo, la zona de degradación también incrementa hasta el

punto que el hormigón empieza a desprenderse por encima de los patines de la columna, habiendo una deriva del 1%.

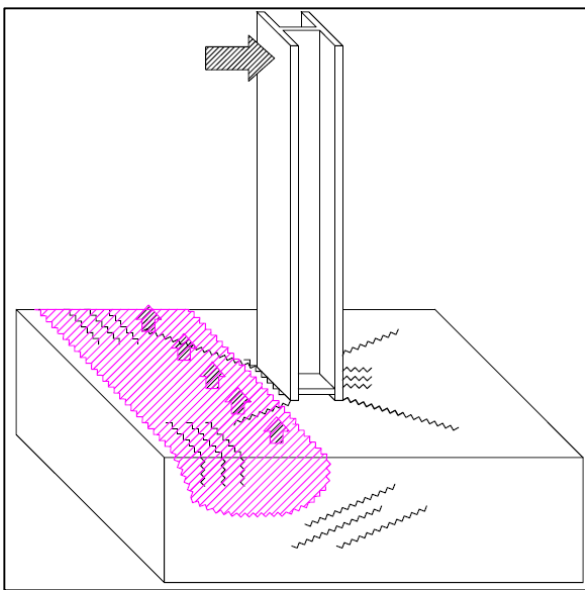
Tras el inicio del desprendimiento el modelo se vuelve altamente no lineal, presentando factores de daño visibles. Fisuras que se propagan de forma diagonal desde las esquinas de la columna hacia el pedestal de hormigón, acompañadas de un leve abultamiento del concreto en el área que se encuentra entre dichas aberturas. Especialmente al lado de tensión de la columna se pudo evidenciar la presencia de brechas con espesores de hasta 1 pulgada previo a la falla de la conexión. Además, se pudo observar fisuras por flexión a los lados y en la superficie del bloque de concreto, en la zona de tensión de la conexión. Finalmente, fisuras diagonales por cortante se presentaron en los lados del pedestal. Conforme la dirección de la carga se invertía, las grietas mencionadas anteriormente se cerraban y abrían constantemente.



*Figura 8.* Etapas del daño del test No.1 según lo ensayado.

Tras haber alcanzado el momento máximo, la resistencia empezó a deteriorarse progresivamente a través de los ciclos. Esto se atribuyó a la reducción de resistir al momento por parte de los patines conforme el concreto se desprendía de la zona próxima. Se identificó la falla de la conexión cuando la carga cayó un 30 % con respecto a la carga máxima. Dicho

colapso fue acompañado de un levantamiento súbito del hormigón en la zona de tensión de la conexión. La explicación para este comportamiento tiene que ver con el mecanismo de soporte que brinda el concreto a la columna embebida. Mientras este va debilitándose debido al desprendimiento y a la propagación de fisuras del hormigón, el momento que se desarrolla en la base de la columna es resistido por la placa al evitar el levantamiento del elemento. Una vez que el momento alcanza un valor crítico, el mecanismo ya no puede aguantar más, generando el levantamiento del concreto.



*Figura 9.* Levantamiento del concreto al alcanzar el valor crítico de momento

### **2.1.5. Evaluación de la rigidez de la conexión.**

Las conexiones embebidas generalmente son diseñadas para permanecer elásticas. A pesar de esto, dado que el diseño se basa en criterios de resistencia, el grado de restricción rotacional no se determina específicamente o considera en el diseño de un pórtico. La clasificación del nivel de restricción de la conexión es sumamente importante para garantizar un comportamiento aceptable de los pórticos a momento. Normalmente a este tipo de conexiones se las idealiza como empotradas en simulaciones sísmicas debido a que no existe un modelo válido para estimar su verdadera rigidez. Esta estimación es completamente errónea, y puede tener grandes repercusiones en el modelo debido a la influencia que tiene sobre la

respuesta sísmica en aspectos como la intensidad del movimiento y la deriva de piso (Torres et al., 2017). Al simular de manera adecuada la rigidez de la conexión se puede mitigar este problema.

La evaluación del nivel de restricción que la conexión provee no es sencilla debido a varios factores. Primero, hay que considerar que la respuesta de la conexión no es elástica del todo, inclusive en los primeros ciclos de carga. Por esta razón no es confiable basarse en la rigidez inicial obtenida por medio de la tangente. Segundo, la rigidez rotacional de la base interactúa con todo el pórtico, influyendo en las derivas de los demás pisos. Esta interacción debe ser tomada en cuenta puesto a que considerar la rigidez de la base aislada sería una estimación errónea. Tercero, al modelar el elemento como un empotramiento, se considera una rigidez de base infinita, no tiene de sentido usarlo como un valor para compararlo para la rigidez medida.

Si bien el momento máximo que experimenta la conexión es un indicador importante, este valor se obtiene una vez alcanzada una significativa deformación elástica. Debido a esto, no es conveniente utilizarlo para el diseño de la conexión, especialmente en una zona de alto riesgo sísmico donde es importante que la conexión permanezca inelástica según un modelo de base fuerte-columna débil. Tomando en cuenta esto,  $M_{base}^y$  se determinó a través de un ajuste por mínimos cuadrados de una curva bilinear obtenida a partir de la figura 10. En función de esto, se halló un valor promedio de  $M_{base}^y/M_{base}^{max}$  igual a 0.72, mismo que por simplicidad se puede redondear a 0.70.

La rigidez secante se puede determinar cuándo el momento en la base  $M_{base}^y = 0.7 \times M_{base}^{max}$ . Este planteamiento, como se mencionó anteriormente, cumple con el momento esperado en la base, asumiendo que la conexión debe ser diseñada para mantenerse sin daño alguno mientras la columna desarrolla la rótula plástica. A dicha rigidez se la expresa como  $\beta_{base}$ .

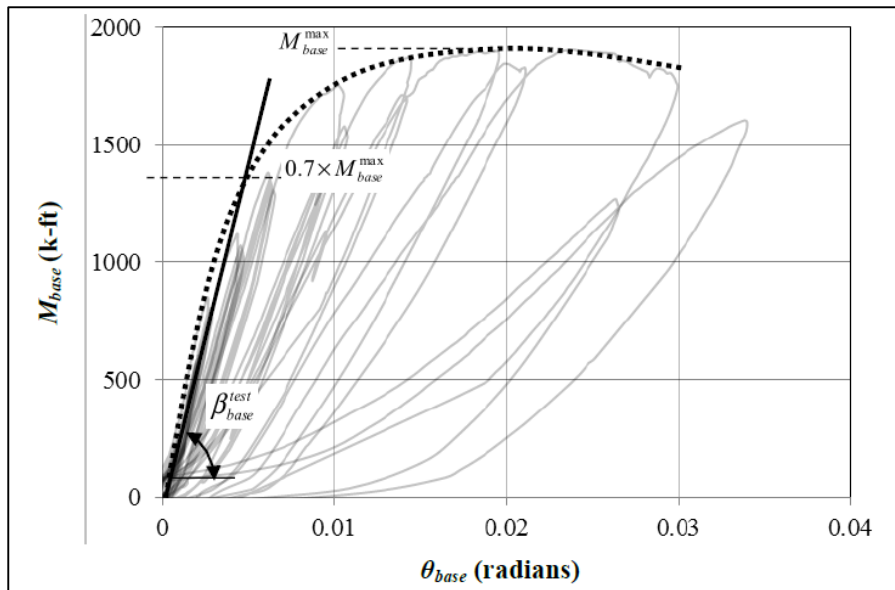


Figura 10. Ilustración esquemática del cálculo de la rigidez en la base para el Test No.1; adaptado de “Seismic response of embedded column base connections and anchorages”, por Grilli, 2015.

El término de  $\beta_{base}$  es útil siempre y cuando se pueda representar su influencia sobre el resto de la estructura. Por esta razón, como muestra la figura 11 se puede representar a la rigidez rotacional  $\beta_{pórtico}$  en la parte superior de la columna mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_{pórtico} = 1/2 \times 2 \times \frac{6 \times E_{acero} \times I_{viga}}{L_{viga}}$$

Donde  $E_{acero}$ ,  $I_{col}$  y  $L_{col}$  son propiedades de la viga, cuyas dimensiones deberán ser seleccionadas en base a la metodología de columna fuerte-viga débil. El factor “6” hace referencia a la doble curvatura de las vigas al flexionarse, el factor “2” toma en cuenta la presencia de 2 vigas, y el factor “1/2” considera la fracción de la rigidez de la viga que contribuye a la restricción de la columna inferior. Cabe recalcar que los resultados obtenidos mediante esta ecuación pueden diferir del comportamiento en la realidad tomando en cuenta que el propósito de este estudio no es estimar exactamente las deformaciones de los pisos en una estructura, sino proveer las bases para interpretar y aplicar la rigidez medida para este tipo de conexión embebida.

Una vez que el valor de  $\beta_{p\acute{o}rtico}$  haya sido correctamente asignado, es posible determinar la deformación lateral en la parte superior de la columna para una carga unitaria, a través del análisis elástico estructural para cualquier valor de la rigidez de la base ( $\beta_{base}$ ). De esta forma, se calcularon dos valores para cada ensayo. La deformación  $\Delta_{empotrada}$  representa la deriva de piso para una base empotrada. La deformación  $\Delta_{exp}$  se determina al asignar que  $\beta_{base} = \beta_{base}^{exp}$ . La relación entre  $\Delta_{exp}/\Delta_{empotrada}$  representa el incremento de la deriva de piso debido a la flexibilidad de la base en relación al empotramiento. Por ende, si  $\Delta_{exp}/\Delta_{empotrada}$  es igual a 1, quiere decir que la flexibilidad de la base no afecta a la deriva de piso. Para los experimentos llevados a cabo por Grilli (2015), se obtuvo un valor promedio de  $\Delta_{exp}/\Delta_{empotrada} = 1.25$ , lo cual indica que las conexiones ECB sí cuentan con cierto grado de flexibilidad; de tal forma que la deriva del primer piso, en promedio, es 25% mayor a la determinada a través de análisis elástico estructural, suponiendo que la base se encuentra empotrada. Para el Test No.1 se determinó una relación  $\Delta_{exp}/\Delta_{empotrada} = 1.21$ , lo que plantea un incremento del 21% en la deriva de piso en relación a si la base fuera considerada como empotrada.

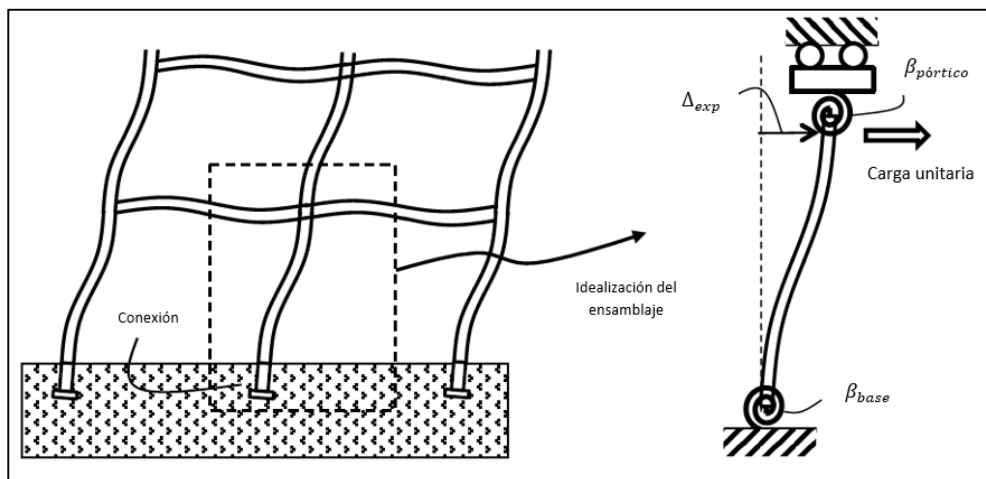


Figura 11. Análisis de evaluación comparativa para el subensamblaje de la rigidez de la base; adaptado de “Seismic response of embedded column base connections and anchorages”, por Grilli, 2015.

## **2.2. Simulación por elementos finitos del ensayo experimental**

En este capítulo se representan los resultados analíticos de la simulación por elementos finitos con el objetivo de validar los ensayos experimentales, ampliar y generalizar lo descubierto. La geometría del modelo estudiado fue diseñada en AutoCAD para luego ser modelado en Abaqus/CAE. Las simulaciones fueron producidas en Abaqus/Standard.

### **2.2.1. Características generales del modelo.**

Para establecer la forma en la que interactúan los materiales se definió una propiedad para el contacto entre superficie-superficie de la sección embebida de la columna y la placa base de acero con el pedestal de hormigón. Para cada propiedad se estableció un planteamiento de deslizamiento finito. El comportamiento tangencial de la interacción de contacto fue definido con una formulación de fricción isotrópica a través del método de penalización, el cual busca puntos de contacto o penetración entre nodo-en-cara y borde-en-borde, en donde la fuerza de contacto es proporcional a la distancia de penetración. De esta manera, el método permite un movimiento relativo de las superficies en lugar de una restricción total (MIT, 2017). Para el coeficiente de fricción se basó en los estudios realizados por Gómez et al. (2009), considerando un valor de 0.45 para la interacción entre hormigón y acero.

Los componentes del modelo fueron ensamblados, aplicando una restricción de ligadura. La interfaz entre la base de la columna y la placa base fueron fijadas por completo con este tipo de restricción, con el propósito de reemplazar la soldadura empleada en los experimentos. De igual forma, se unieron los rigidizadores tanto a la superficie de contacto correspondiente a al alma como a los patines de la columna de acero. Además, se restringió el movimiento en las tres direcciones de la base del pedestal para representar el experimento real.

### **2.2.2. Definición del modelo de plasticidad y daño del hormigón (concrete damaged plasticity).**

El hormigón armado es un material complicado para modelar en programas de elementos finitos. Un modelado adecuado debe ser capaz de representar tanto el comportamiento elástico como plástico del hormigón en compresión y tensión. Existe un buen número de modelos numéricos disponibles en la literatura con el potencial para desarrollar curvas completas de esfuerzo-deformación del concreto en tensión y compresión por separado, basadas en resultados experimentales. Sin embargo, estos métodos no pueden ser aplicados directamente en el formato de entrada que manejan los paquetes de elementos finitos. Por lo tanto, es necesario adaptar los modelos numéricos para poder emplearlos en programas de elementos finitos como lo es Abaqus. El modelo de plasticidad y daño del hormigón (concrete damaged plasticity) que este software provee asume que los dos principales mecanismos de falla en el concreto son el agrietamiento por tensión y la trituración por compresión. Este software cuenta con la capacidad para representar al comportamiento inelástico del concreto en su totalidad, incluyendo las características de daño.

Tabla 1

*Parámetros de Plasticidad y Daño del Hormigón*

Ángulo de dilatación	Excentricidad	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Parámetro de viscosidad
31	0.1	1.16	0.666	0.001

Para el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ ), se aplicó la ecuación que se indica en la sección 19.2.2 del ACI 318S (ACI, 2014).

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$$

Tomando en cuenta la resistencia a compresión del concreto ( $f'c$ ), se obtiene que  $E_c \approx 25 \times 10^3$  MPa.

### **2.2.2.1. Relación esfuerzo-deformación en tensión.**

La resistencia a tensión del concreto bajo esfuerzos uniaxiales es raramente determinada a través ensayos de tracción directa debido a las dificultades que involucra el



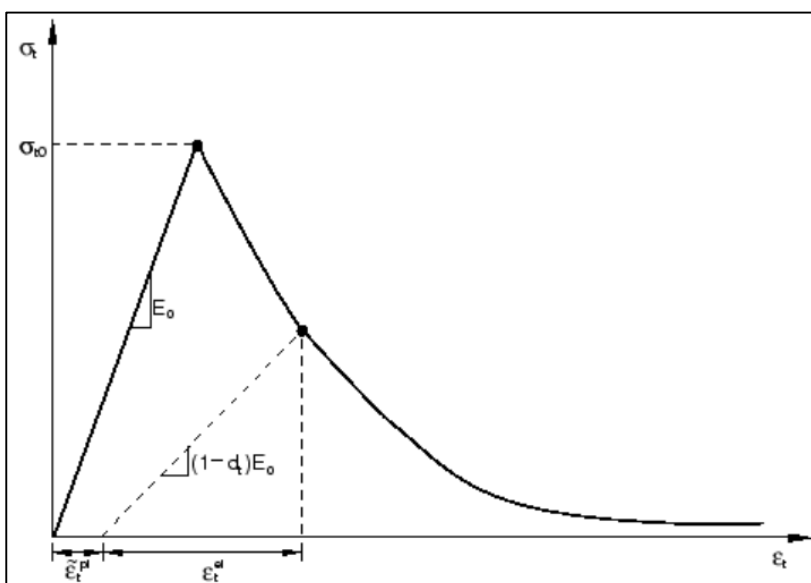
procedimiento y a la dispersión de resultados que se obtienen. Hoy en día resulta más preciso emplear métodos como el ensayo de tracción indirecta, flexión en vigas, entre otros. En el presente estudio se empleó la ecuación propuesta en el CEB-FIP Model Code for Concrete Structure (CEB, 1993) para la relación entre la resistencia a compresión y tracción indirecta del hormigón.

$$f_{cts} = 0.3 \times f'c^{2/3}$$

Con el propósito de simular el comportamiento completo del hormigón a tensión en Abaqus, es necesario utilizar una relación de esfuerzo-deformación post falla para el hormigón sometido a tensión, la cual tome en cuenta el ablandamiento del esfuerzo a tensión por deformación y la interacción del refuerzo con el concreto. Para desarrollar este modelo, es necesario ingresar el módulo de Young ( $E_0$ ), los esfuerzos ( $\sigma_t$ ) con sus respectivos valores de deformación de agrietamiento ( $\varepsilon_t^{ck}$ ) y los valores de parámetro de daño ( $d_t$ ). La deformación por agrietamiento ( $\varepsilon_t^{ck}$ ) se calcula como se indica a continuación:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}$$

Donde  $\varepsilon_{0t}^{el} = \sigma_t/E_0$  es la deformación elástica del hormigón sin daño, y  $\varepsilon_t$  corresponde a la deformación por tensión total.



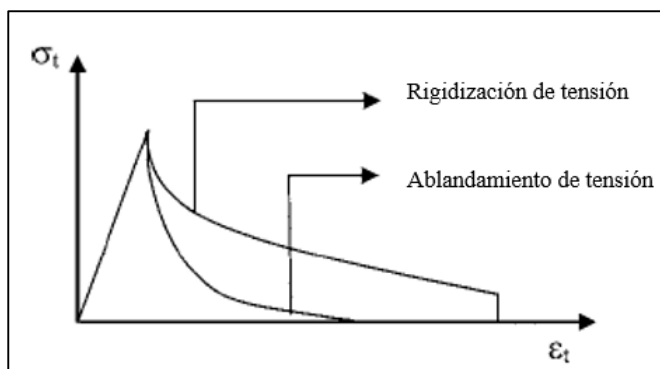
*Figura 12.* Modelo de Respuesta del Concreto a Carga Uniaxial en Tensión; adaptado de “Concrete Damaged Plasticity”, por MIT, 2017.

Conforme las deformaciones unitarias por agrietamiento van incrementando, el daño por tensión que presenta el concreto continúa aumentando. Esto puede representarse a través de la variable de daño por tensión ( $d_t$ ) definida según Grzeszykowski et al. (2015):

$$d_t(\sigma_t) \begin{cases} 0, & \sigma_t \leq \sigma_{t0} \\ 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}}, & \sigma_t > \sigma_{t0} \end{cases}$$

### 2.2.2.2. Método numérico para el comportamiento a tensión del hormigón.

Entre los varios modelos con los que es posible representar el comportamiento post-agrietamiento del hormigón sometido a tensión uniaxial, para el presente trabajo se ha basado en lo propuesto por Nayal y Rasheed (2006) y Wahalathantri et al. (2011). Estos modelos permiten incorporar las características de rigidización de tensión esfuerzo-deformación del concreto agrietado en estructuras reforzadas, diferentes a las de ablandamiento de tensión en el hormigón simple. Esta disimilitud se debe principalmente a la interacción con el refuerzo.



*Figura 13.* Respuesta de Rigidización de Tensión y Ablandamiento de Tensión; adaptado de “Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars”, por Nayal y Rasheed, 2006.

El modelo propuesto por Nayal y Rasheed muestra dos segmentos descendientes en la curva de esfuerzo-deformación que representan la respuesta causada por los fenómenos de agrietamiento primario y secundario. Wahalathantri et al. (2011) se basaron en este modelo, aplicando pequeñas modificaciones con el fin de evitar errores de tiempo de ejecución de Abaqus como se muestra a continuación:

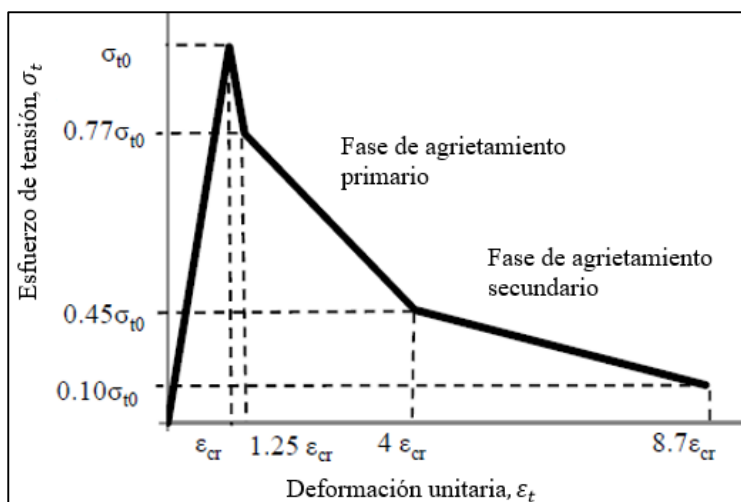


Figura 14. Modelo Modificado de Rigidización de Tensión para Abaqus; adaptado de “A Material Model for Flexural Crack Simulation in Reinforced Concrete Elements Using Abaqus”, por Wahalathantri et al., 2011.

La caída repentina al alcanzar la deformación unitaria crítica,  $\epsilon_{cr}$  desde el esfuerzo máximo de tensión  $\sigma_{t0}$  a  $0.8\sigma_{t0}$  como fue propuesto por Nayal y Rasheed (2006), fue modificada por Wahalathantri et al. (2011) de manera que tras alcanzar  $\sigma_{t0}$  se dé una caída a  $1.25\epsilon_{cr}$ ,  $0.77\sigma_{t0}$ . Tras las fases de agrietamiento primario y secundario, la curva esfuerzo-deformación termina al alcanzar  $8.7\epsilon_{cr}$ ,  $0.1\sigma_{t0}$ . Estas variaciones fueron propuestas por Wahalathantri et al. (2011) para evitar los errores relacionados con el tiempo de ejecución del software.

Tabla 2

Valores de Esfuerzo-Deformación por Tracción para Hormigón de 29 MPa

$\sigma_t$ MPa	$\epsilon_t$	$\epsilon_t^{ck}$	$d_t$
0.00	0.00000	-	0.00000
2.83	0.00012	0.0000073	0.00000
2.18	0.00015	0.0000628	0.23000
1.27	0.00060	0.0005454	0.55000
0.28	0.00518	0.0051718	0.90000

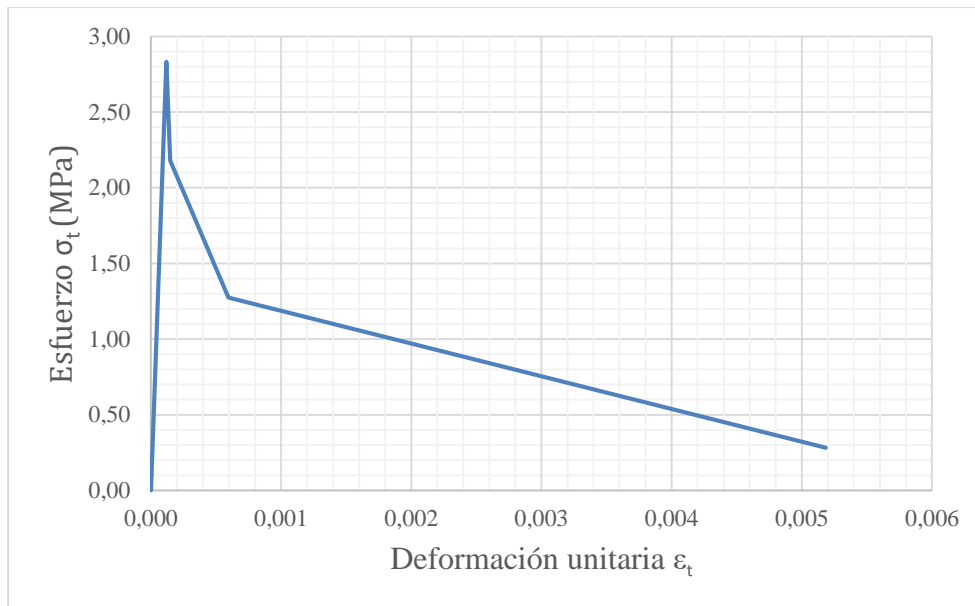


Figura 15. Curva de Esfuerzo-Deformación por Tracción para Hormigón de 29 MPa.

### 2.2.2.3. Relación esfuerzo-deformación en compresión.

Para definir la relación esfuerzo-deformación del hormigón, es necesario ingresar los esfuerzos ( $\sigma_t$ ) con sus respectivos términos de deformación inelástica ( $\epsilon_c^{in}$ ) y los valores de parámetro de daño ( $d_c$ ). Los valores de deformación total se deben transformar a valores de deformación inelástica mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el}$$

Donde  $\epsilon_{0c}^{el} = \sigma_c / E_0$  es la deformación elástica del hormigón sin daño, y  $\epsilon_c$  corresponde a la deformación por tensión total.

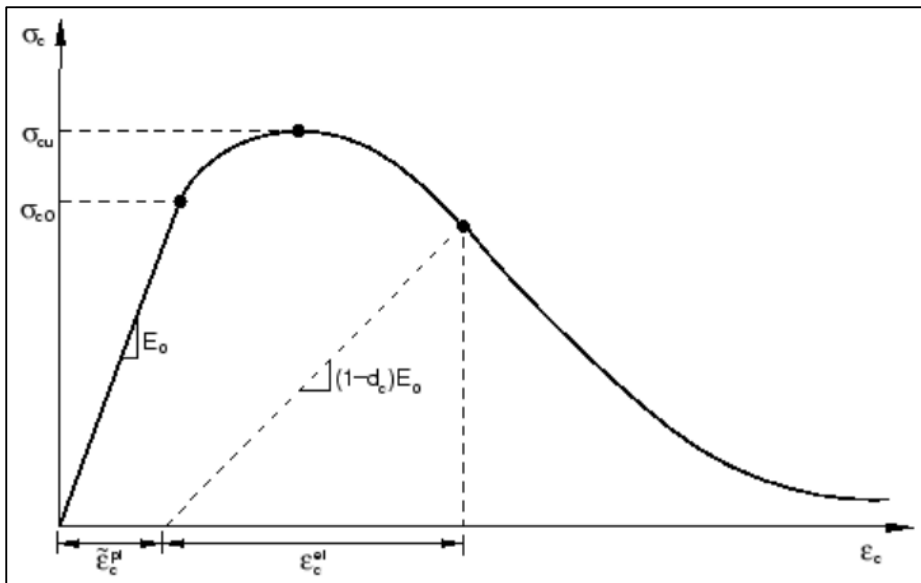


Figura 16. Modelo de respuesta del concreto a carga uniaxial en compresión; adaptado de “Concrete Damaged Plasticity”, por MIT, 2017.

#### 2.2.2.4. Modelo numérico para el comportamiento a compresión del hormigón.

A través de varios estudios se ha demostrado que el hormigón se comporta de una manera altamente no lineal cuando es sometido a compresión uniaxial. Tras haber sido alcanzado el valor máximo de esfuerzo a compresión  $\sigma_{cu}$ , la curva de esfuerzo-deformación empieza a descender. Esta parte de la curva es denominada como ablandamiento de compresión. Hognestad (2007) desarrolló una expresión numérica en la que toma al segmento ascendente de la curva como una parábola y al segmento descendente como a una recta. Esta expresión numérica se representa mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} = 2 \times \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \times \left(1 - \frac{\epsilon_c}{2 \times \epsilon_{c0}}\right), \text{ cuando } 0 < \epsilon_c < \epsilon_0$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} = 1 - 0.15 \times \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{c0}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c0}}\right), \text{ cuando } \epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$$

Donde la deformación unitaria ( $\epsilon_{c0}$ ) corresponde al valor de  $\sigma_{cu}$ . Para lo que se aplica la ecuación propuesta por Carreira y Chu (1985):

$$\epsilon_{c0} = (0.71 \times f'c + 168) \times 10^{-5}$$

La curva esfuerzo-deformación por compresión termina al alcanzar un esfuerzo de  $0.3\sigma_{cu}$  en el segmento descendente con su respectiva deformación unitaria  $\epsilon_{cd}$ .

Tabla 3

Valores de Esfuerzo-Deformación por Compresión para Hormigón de 29 MPa

$\sigma_c$ MPa	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_c^{\sim in}$	$d_c$
16.00	0.00062	0.0000000	0.00000
18.00	0.00072	0.0000132	0.00000
20.00	0.00084	0.0000452	0.00000
22.00	0.00096	0.0000901	0.00000
24.00	0.00110	0.0001546	0.00000
26.00	0.00128	0.0002522	0.00000
27.00	0.00139	0.0003237	0.00000
28.00	0.00154	0.0004293	0.00000
29.00	0.00189	0.0007401	0.00000
28.00	0.00214	0.0010359	0.03448
26.00	0.00265	0.0016266	0.10345
24.00	0.00317	0.0022181	0.17241
22.00	0.00368	0.0028096	0.24138
20.00	0.00419	0.0034004	0.31034
18.00	0.00470	0.0039919	0.37931
16.00	0.00522	0.0045834	0.44828
14.00	0.00573	0.0051742	0.51724
12.00	0.00624	0.0057657	0.58621
10.00	0.00675	0.0063572	0.65517

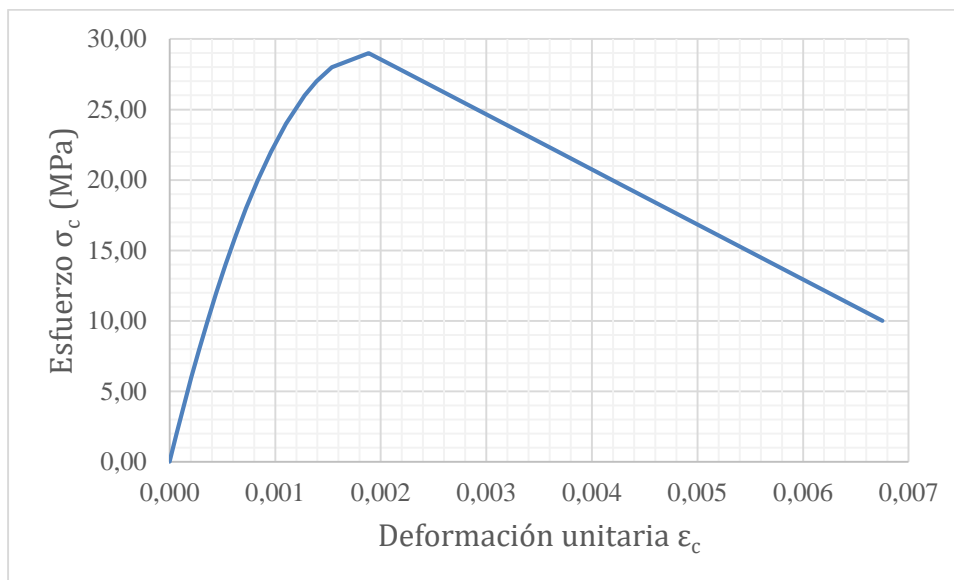
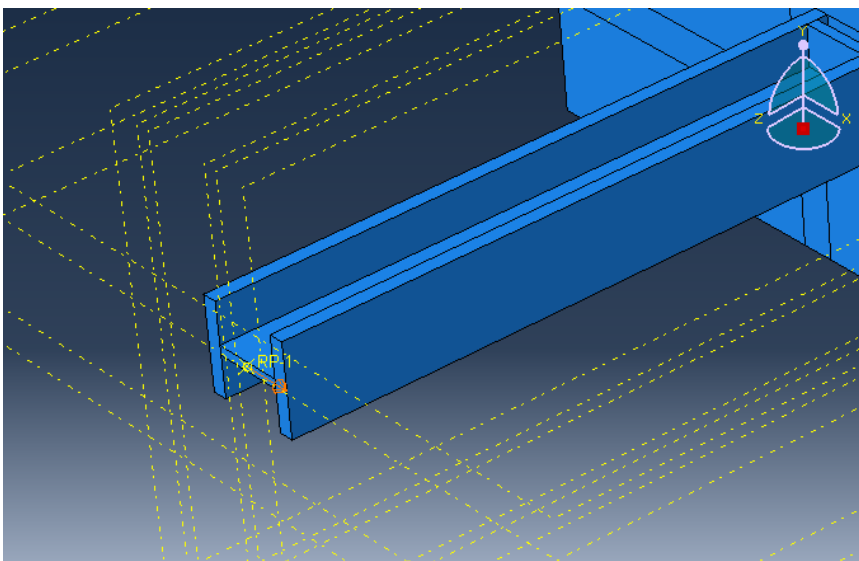


Figura 17. Curva de Esfuerzo-Deformación por Compresión para Hormigón de 29 MPa.

### 2.2.3. Protocolo de carga.

Las cargas fueron definidas como pasos separados en coherencia con lo expuesto experimentalmente, siendo la carga de compresión axial aplicada primero. La carga lateral fue definida como una condición de borde de desplazamiento y fue aplicada en la parte superior de la columna, como se indica en la figura 18, en base al protocolo de carga SAC y empleando los valores obtenidos experimentalmente por Grilli (2015). La carga axial de compresión fue aplicada como una fuerza concentrada en la superficie de la placa base, con un valor de 445,000 N.



*Figura 18.* Punto de aplicación de la carga lateral en la parte superior de la columna.

#### **2.2.4. Definición de la malla y de los elementos.**

Tras el ensamblaje del modelo en Abaqus/CAE, se realizó el mallado de los elementos. Dada que la geometría de la columna, placa base, rigidizadores y pedestal de hormigón es relativamente simple, fue posible discretizarlos en elementos en forma de hexaedro para la malla como se puede observar en las figuras 19 y 20. Es importante que la discretización se realice en elementos pequeños para capturar con mayor exactitud los resultados obtenidos experimentalmente, como lo son esfuerzos, deformaciones, fuerzas, entre otros.

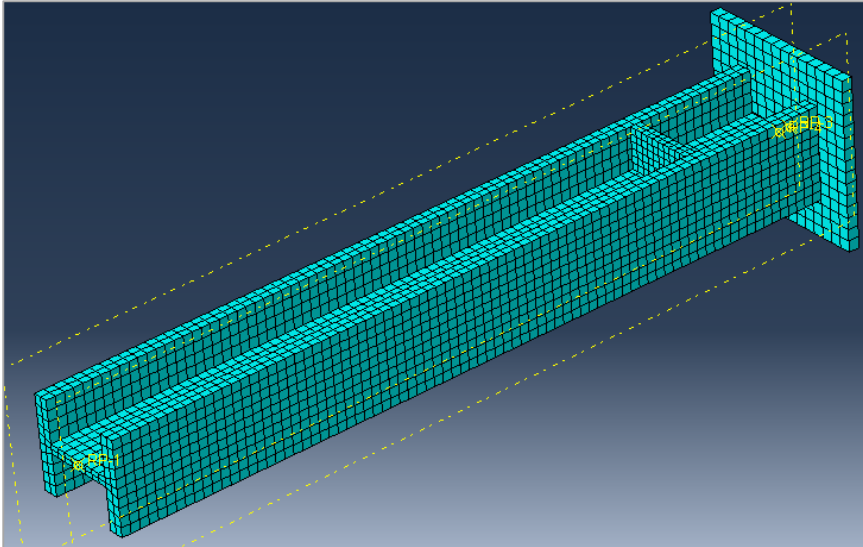


Figura 19. Mallado de la columna, rigidizadores y placa base.

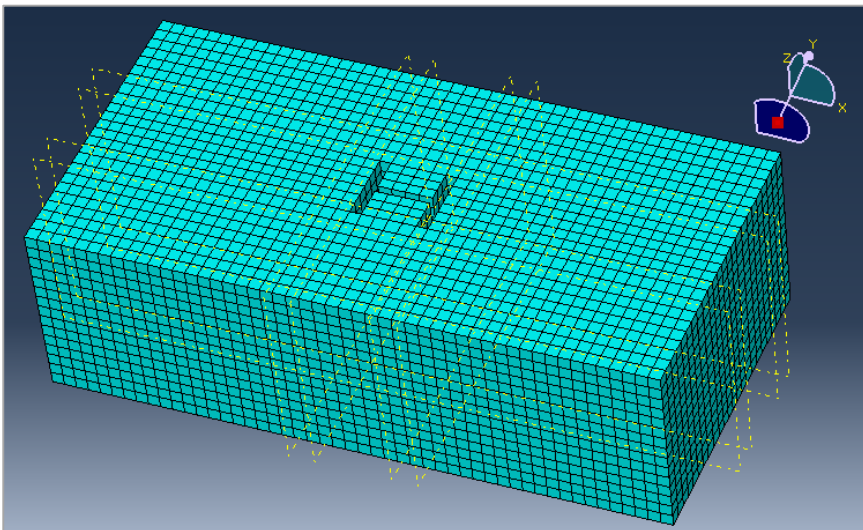


Figura 20. Mallado del pedestal de hormigón.

### 2.2.5. Criterio de Von Mises.

El criterio de Von Mises o de máxima energía de distorsión, permite hallar un esfuerzo equivalente o efectivo en el que se espera que ocurra fluencia en materiales dúctiles. Dicho esfuerzo se deriva a partir de los ejes principales de los esfuerzos principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  mediante la siguiente expresión:

$$\sigma' = \frac{1}{\sqrt{2}} \times [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}$$



A partir de esta expresión, en ediciones de libros más modernas, se ha definido que el esfuerzo de von Mises con respecto a ejes no principales puede también expresarse como:

$$\sigma' = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \left[ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \times (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{1/2}$$

Actualmente, la teoría de distorsión de energía para materiales dúctiles establece que la fluencia ocurre cuando la energía de deformación por unidad de volumen alcanza o excede la energía de deformación por unidad de volumen para la fluencia en tensión o compresión simple del mismo material (Jong y Springer, 2009). Por lo tanto, se produce plastificación cuando:

$$\sigma' \geq \sigma_y$$

### 3. RESULTADOS

#### 3.1. Tensiones de Von Mises y deformaciones logarítmicas de la conexión columna-placa

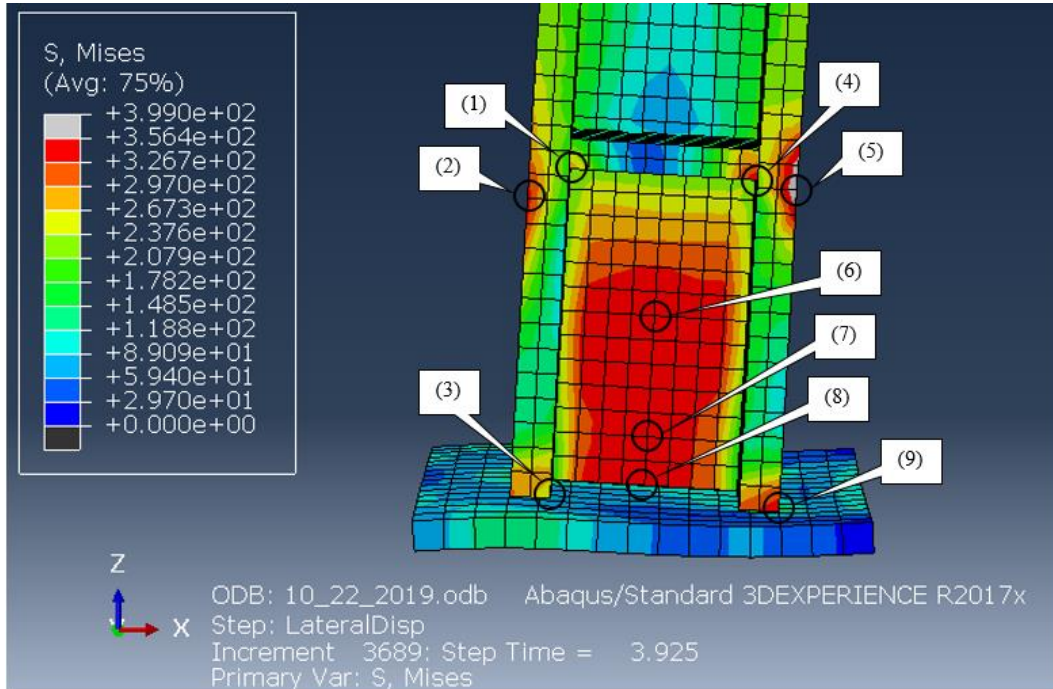


Figura 21. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista paralela a la aplicación de la carga.

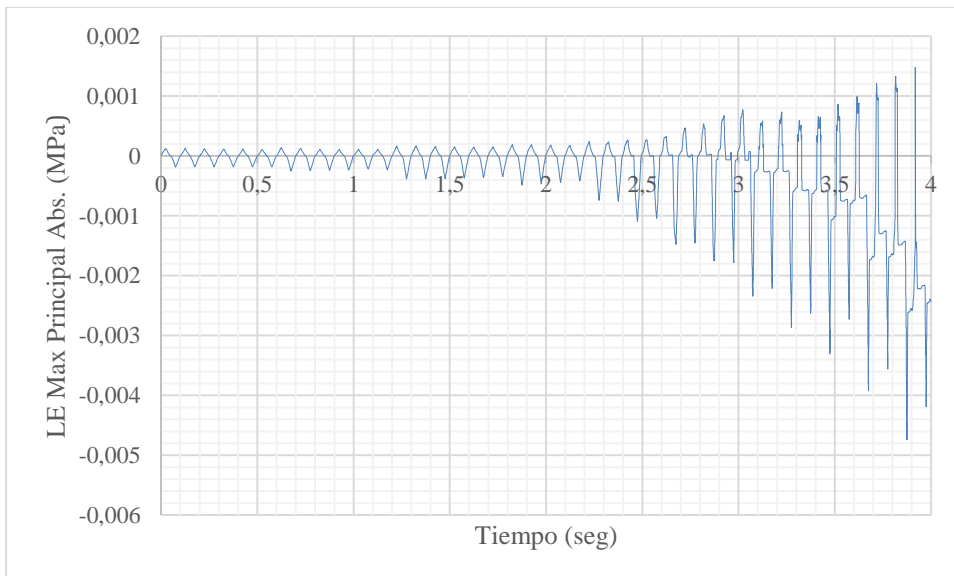


Figura 22. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.1 de la figura 21.

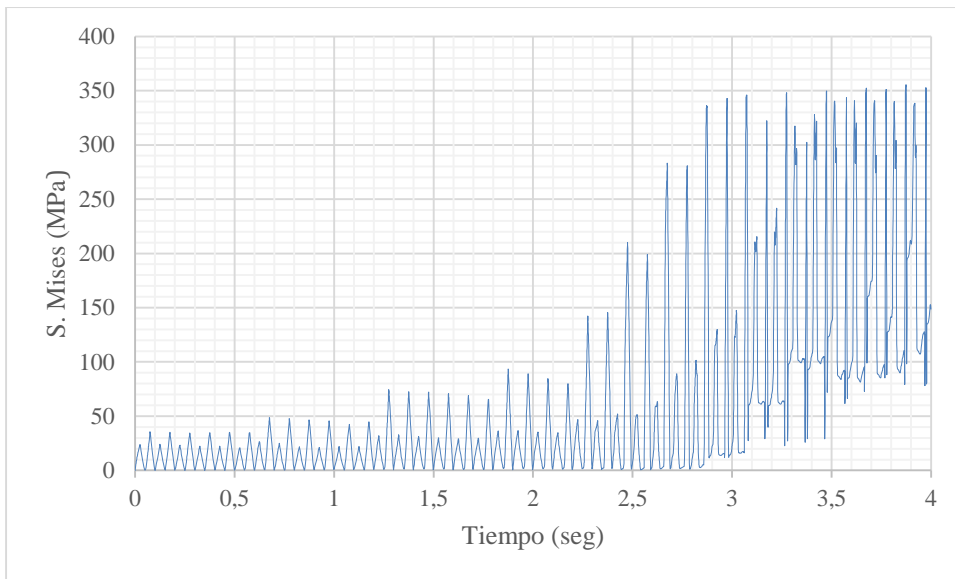


Figura 23. Tensiones de Von Mises para el nodo No.1 de la figura 21.

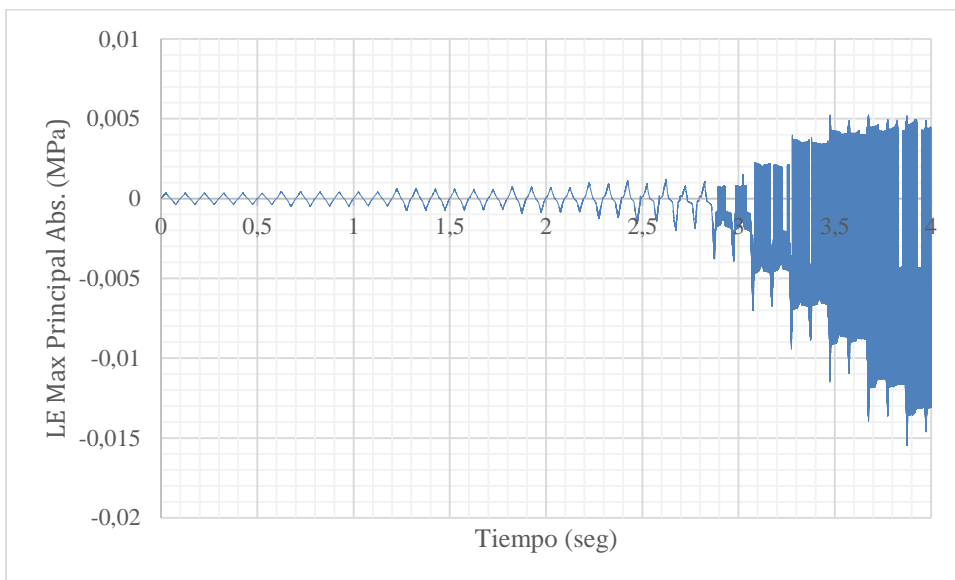


Figura 24. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.2 de la figura 21.

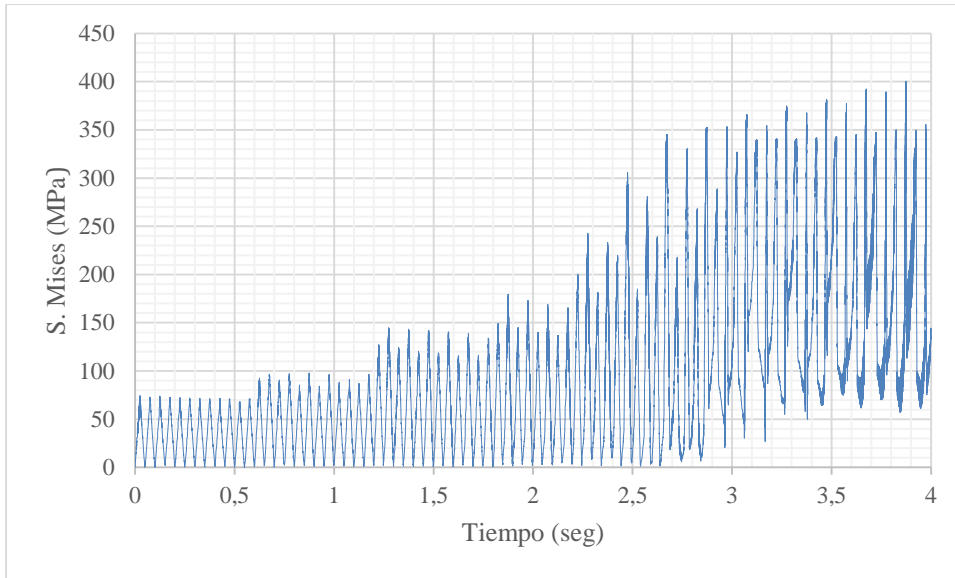


Figura 25. Tensiones de Von Mises para el nodo No.2 de la figura 21.

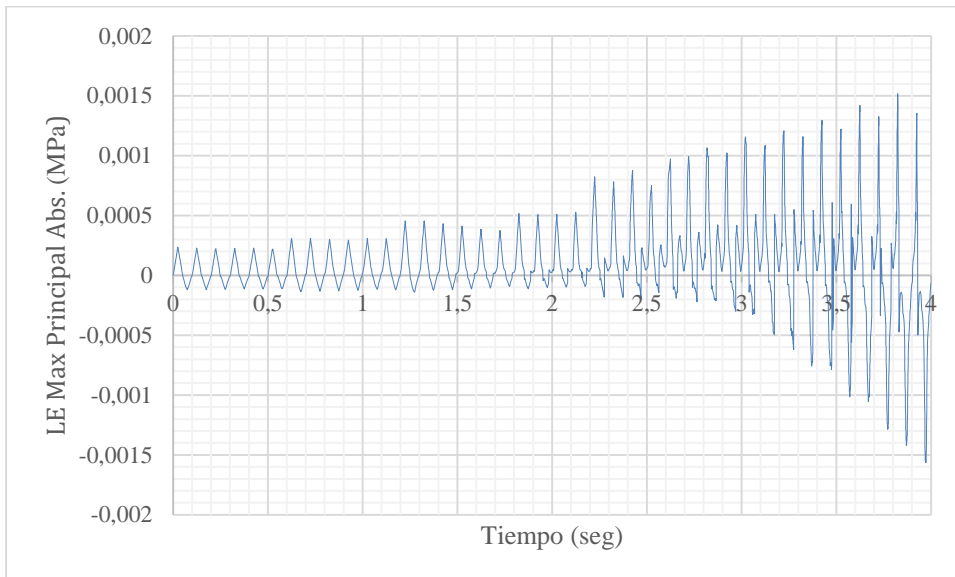


Figura 26. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.3 de la figura 21.

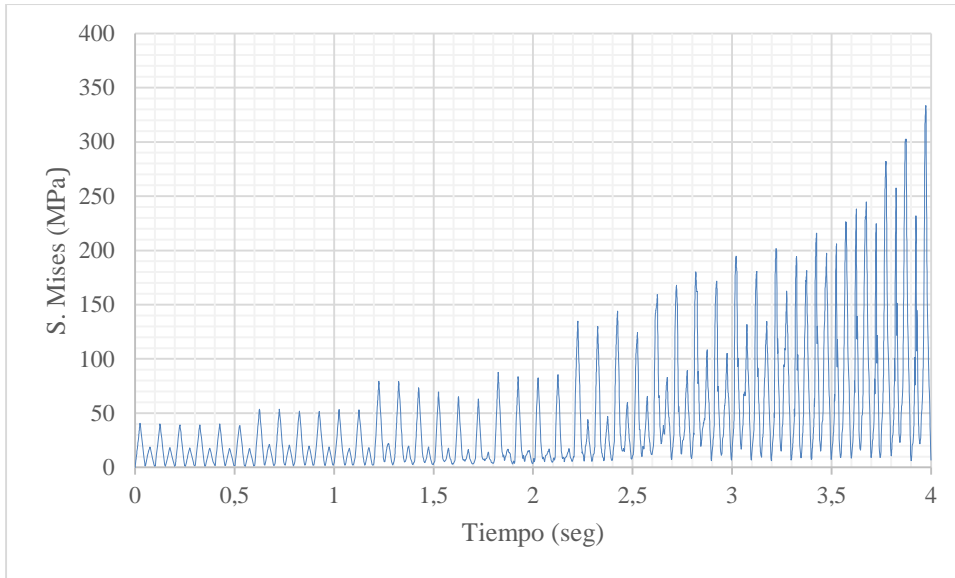


Figura 27. Tensiones de Von Mises para el nodo No.3 de la figura 21.

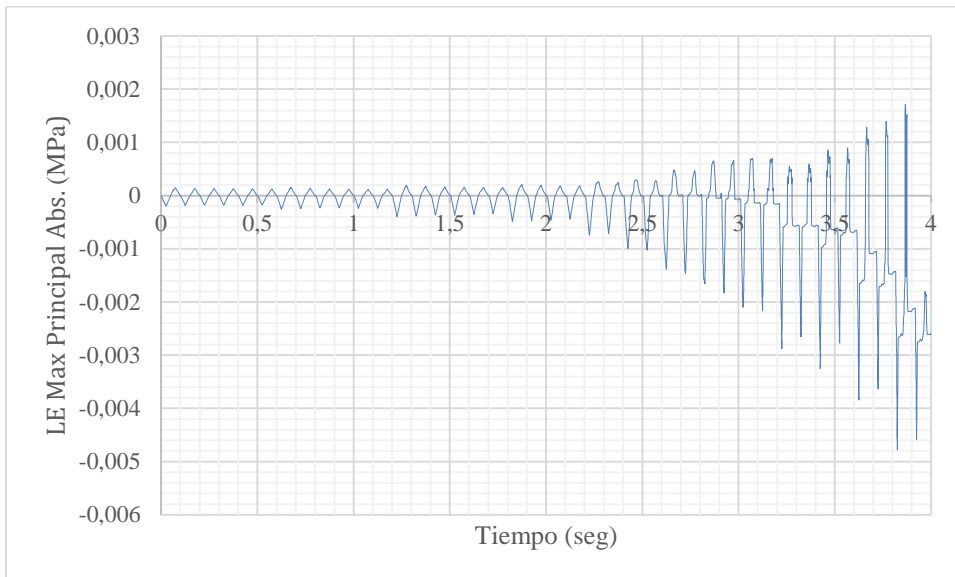
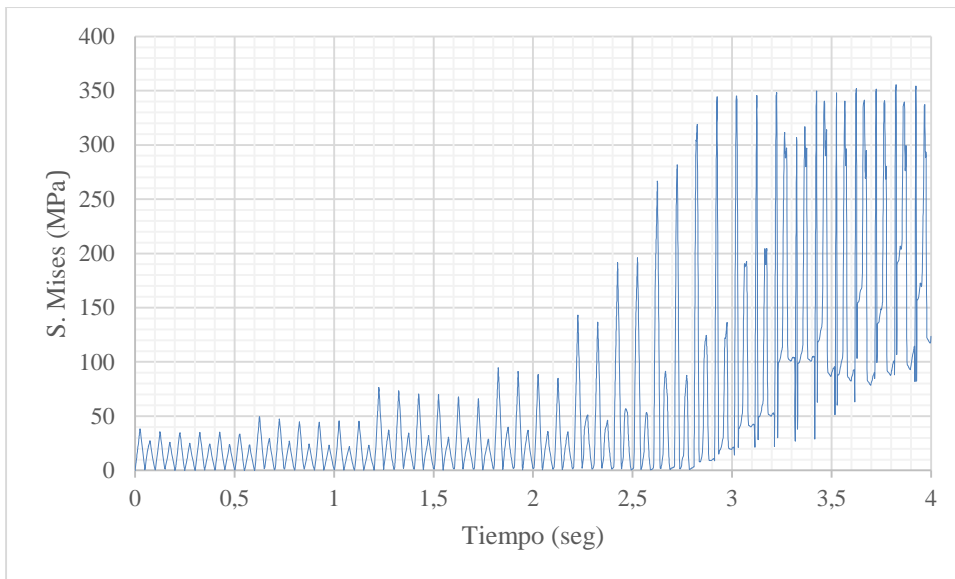
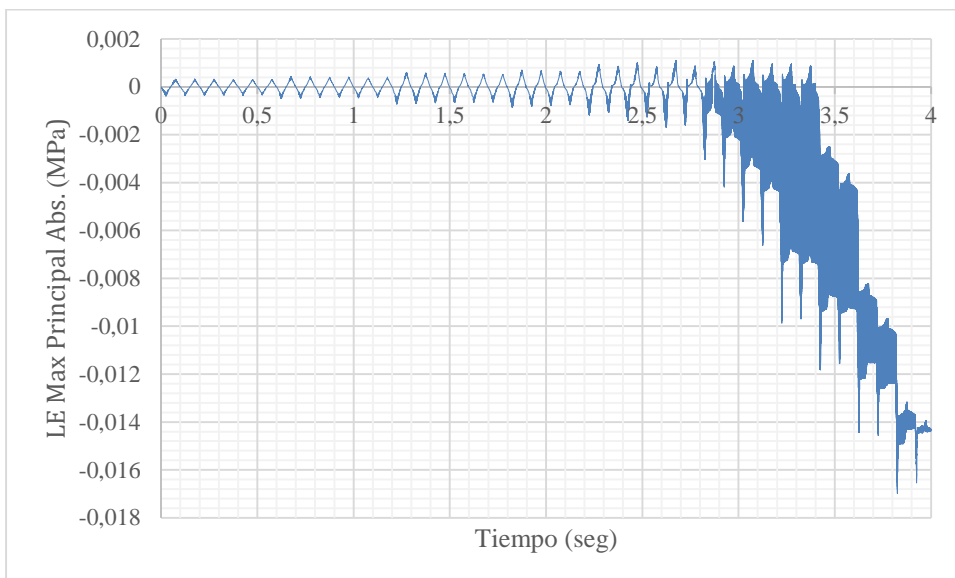


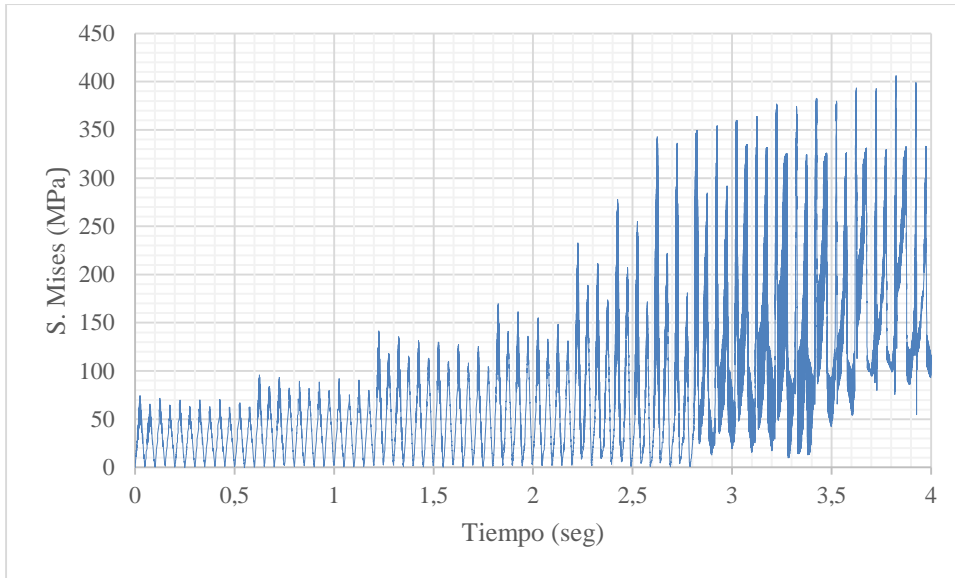
Figura 28. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.4 de la figura 21.



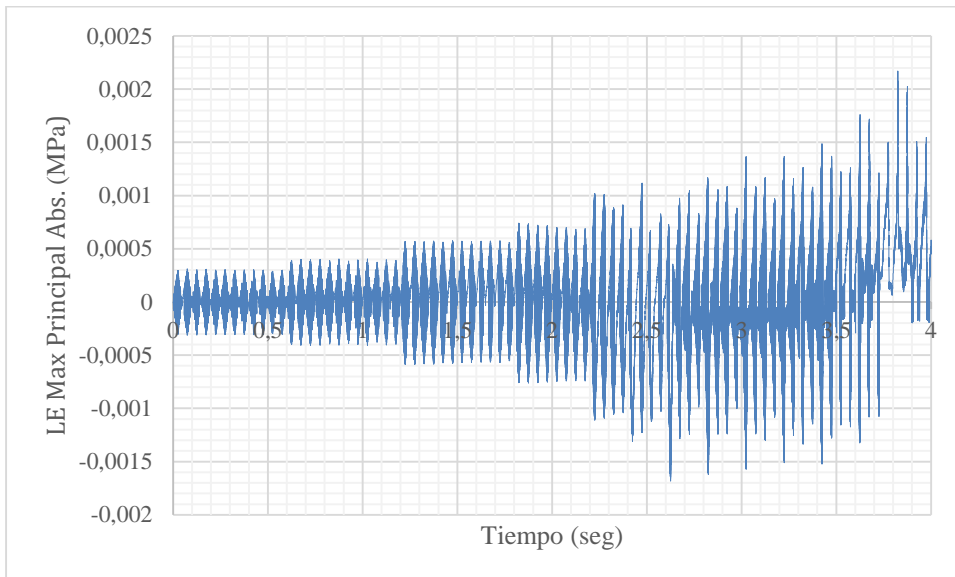
*Figura 29.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.4 de la figura 21.



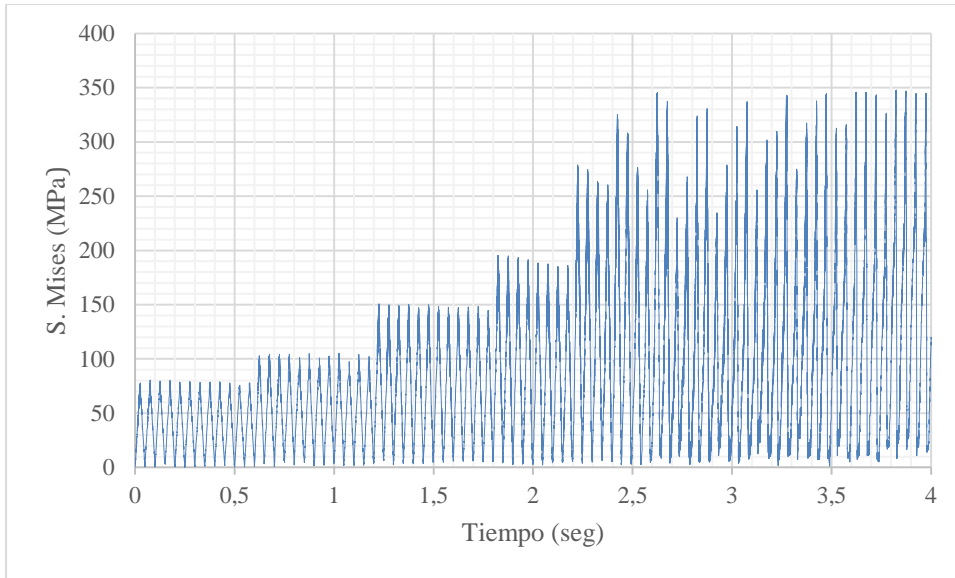
*Figura 30.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.5 de la figura 21.



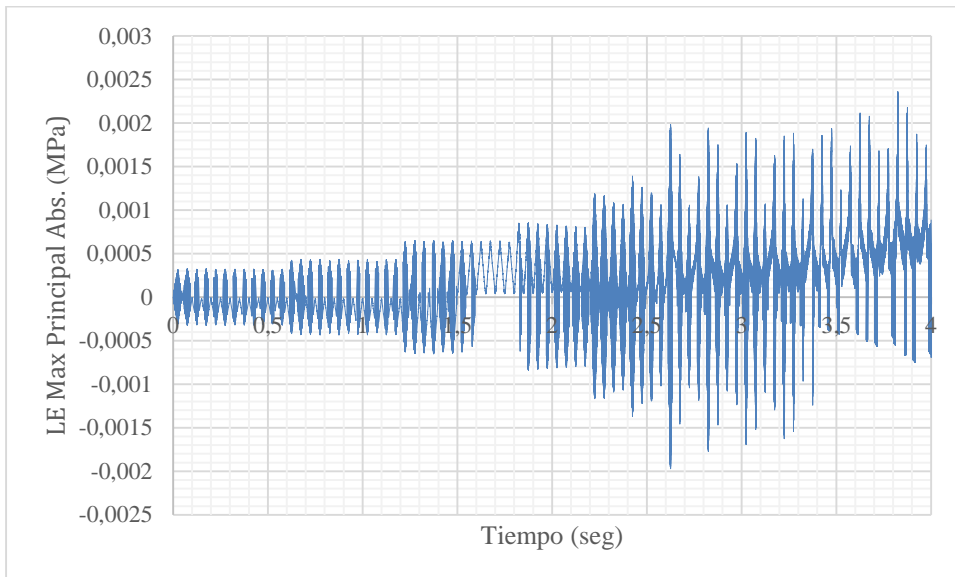
*Figura 31.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.5 de la figura 21.



*Figura 32.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.6 de la figura 21.

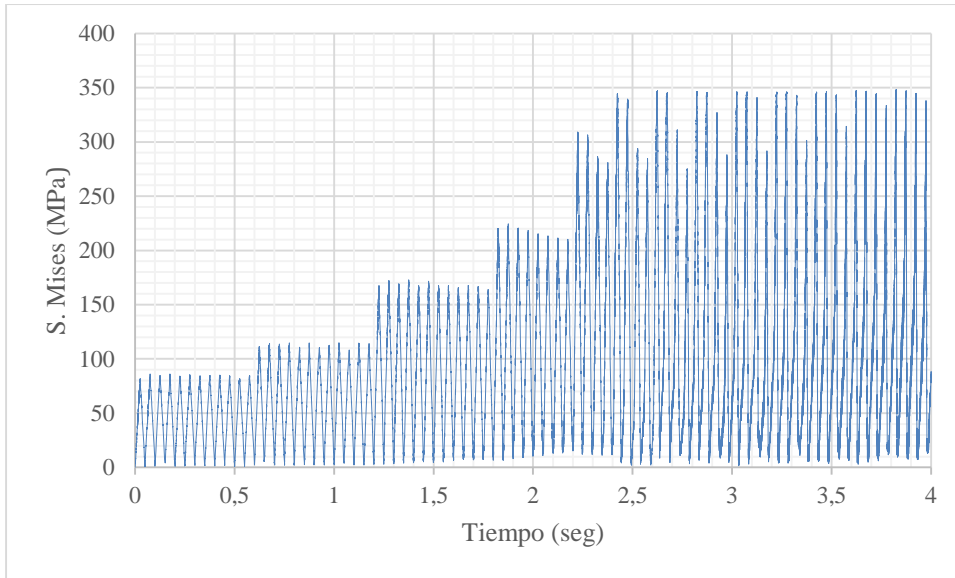


*Figura 33.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.6 de la figura 21.

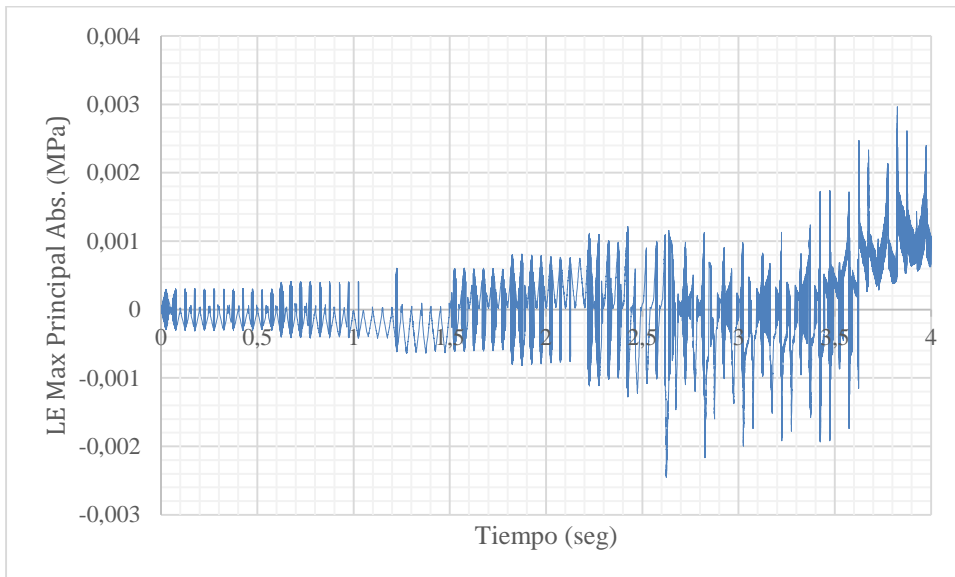


*Figura 34.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.7 de la figura 21.





*Figura 35.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.7 de la figura 21.



*Figura 36.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.8 de la figura 21.

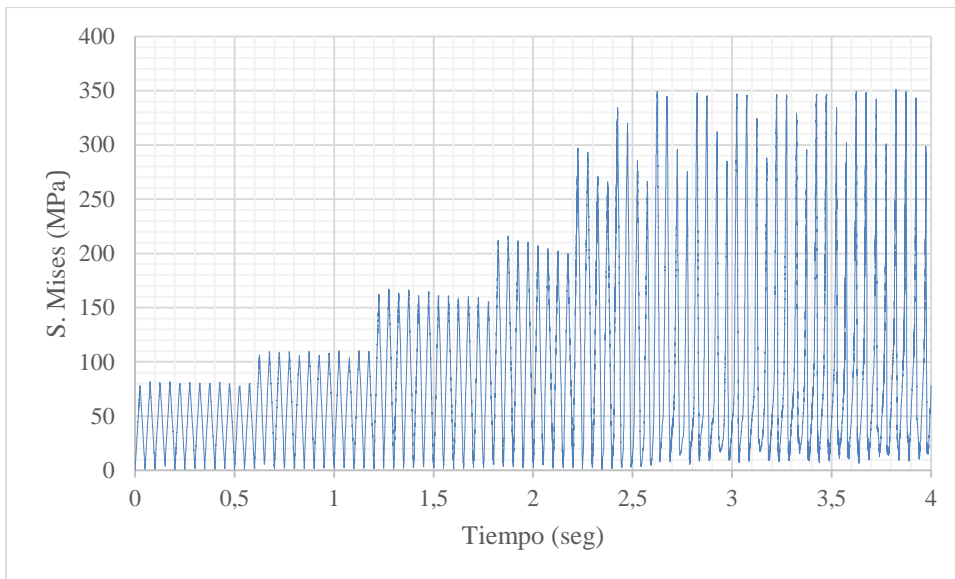


Figura 37. Tensiones de Von Mises para el nodo No.8 de la figura 21.

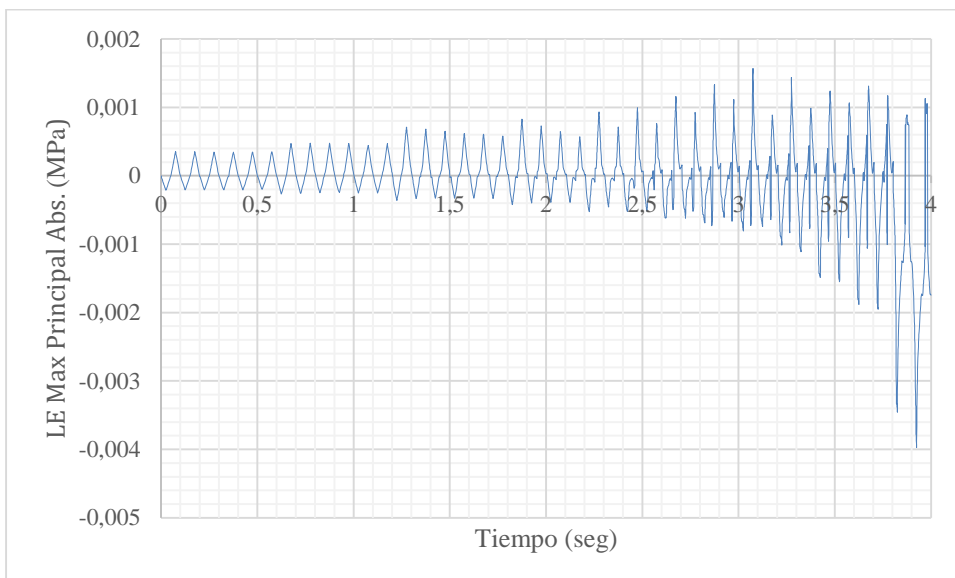


Figura 38. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.9 de la figura 21.

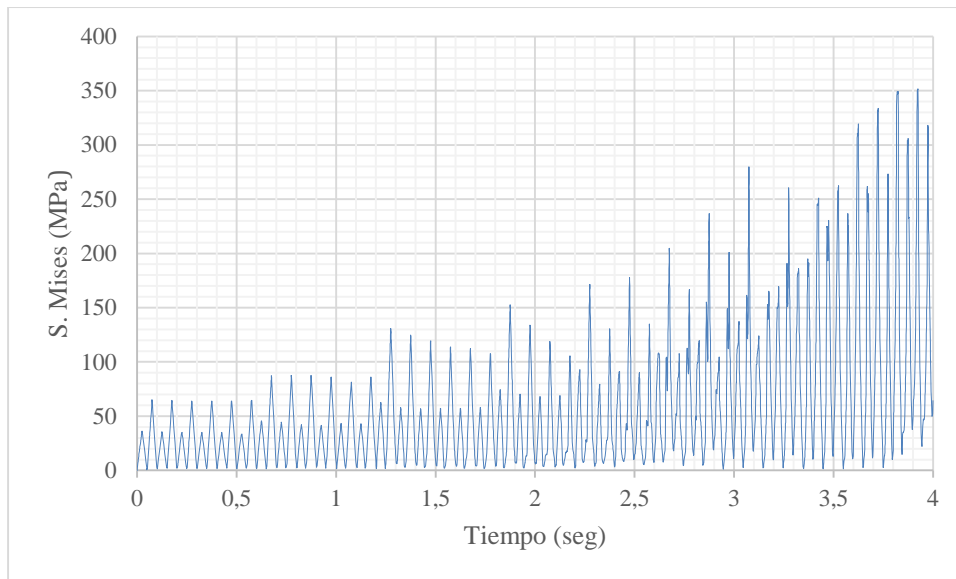


Figura 39. Tensiones de Von Mises para el nodo No.9 de la figura 21.

Tabla 4

*Valores de esfuerzos de Von Mises y deformaciones unitarias logarítmicas para los nodos de la figura 21*

Nodo	LE max abs		S.Mises Mpa
	max	min	
1	0.00148	-0.00474	355.564
2	0.00525	-0.01549	400.105
3	0.00152	-0.00156	333.375
4	0.00171	-0.00478	355.621
5	0.00109	-0.01697	406.171
6	0.00217	-0.00168	347.554
7	0.00236	-0.00197	348.406
8	0.00296	-0.00245	350.953
9	0.00157	-0.00398	351.545

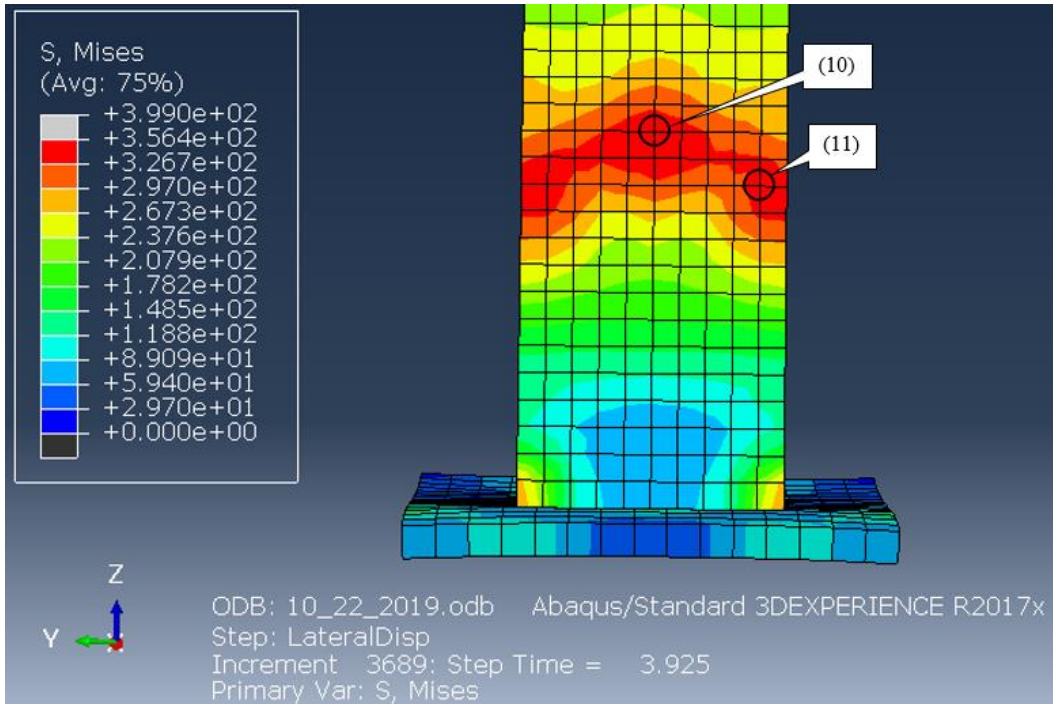


Figura 40. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista perpendicular a la aplicación de la carga, en el lado del patín a tensión.

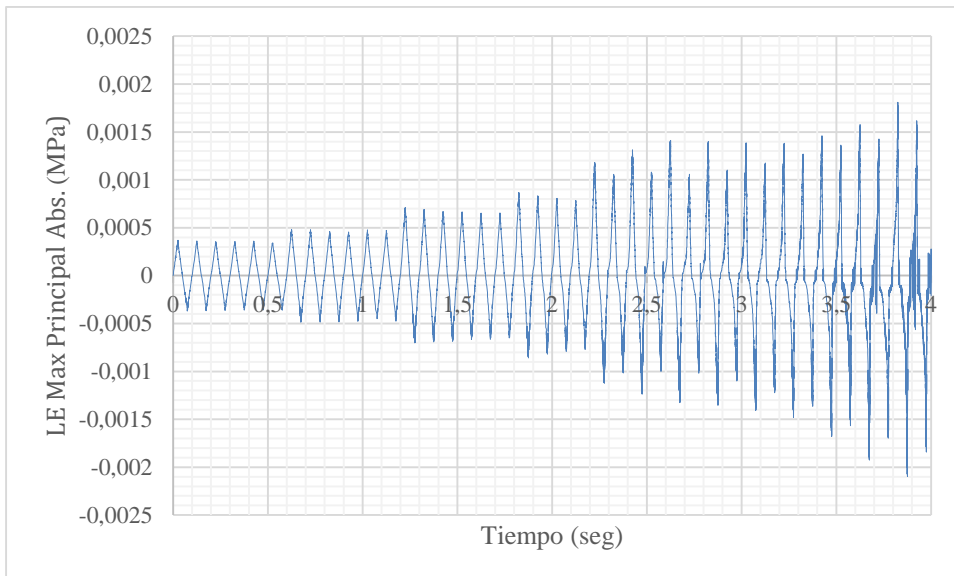
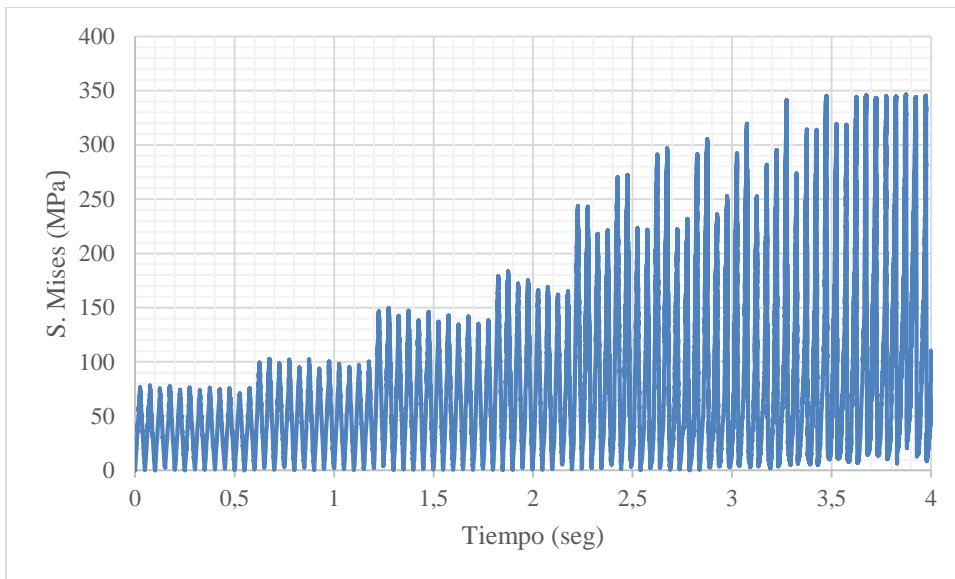
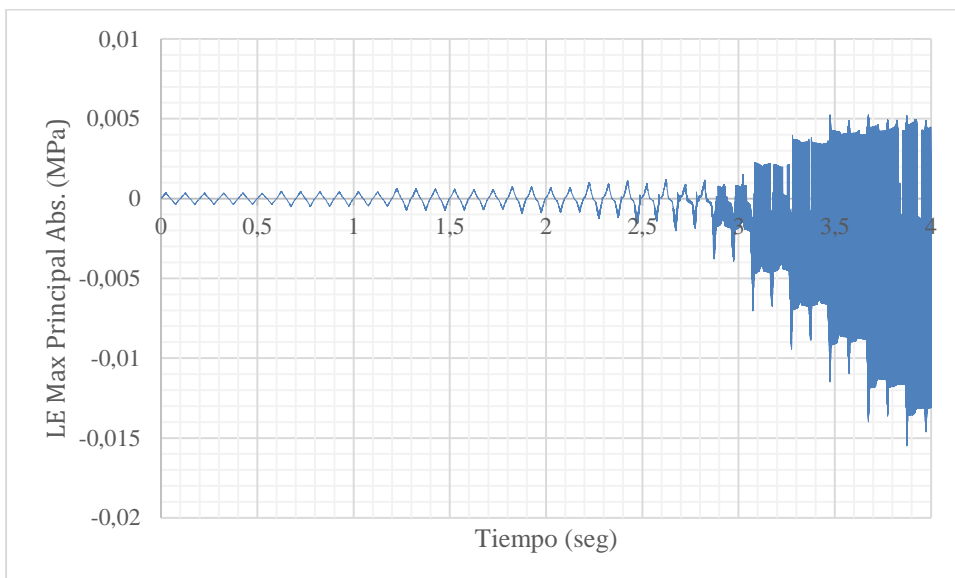


Figura 41. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.10 de la figura 40.



*Figura 42.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.10 de la figura 40.



*Figura 43.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.11 de la figura 40.

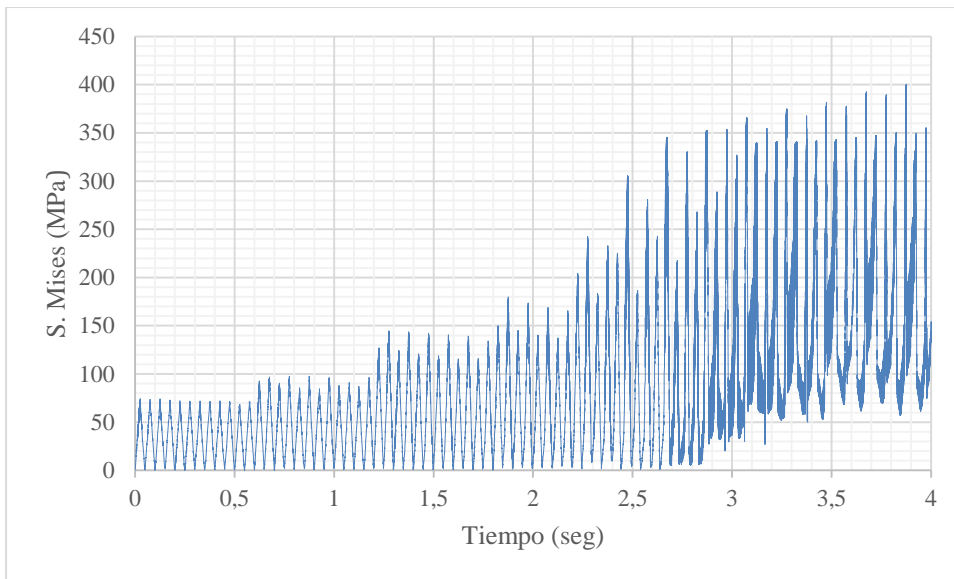


Figura 44. Tensiones de Von Mises para el nodo No.11 de la figura 40.

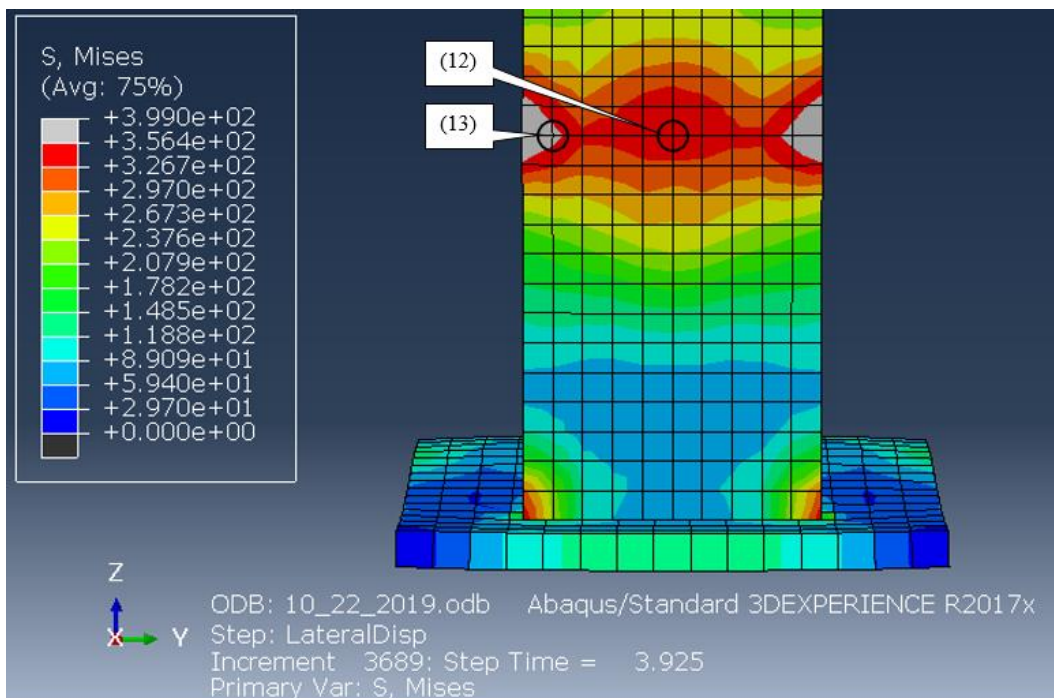
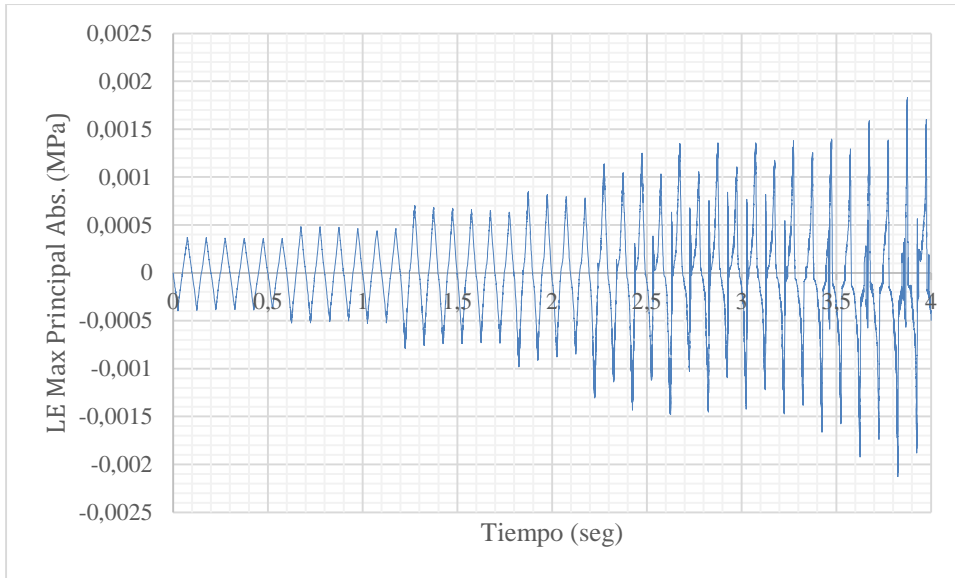
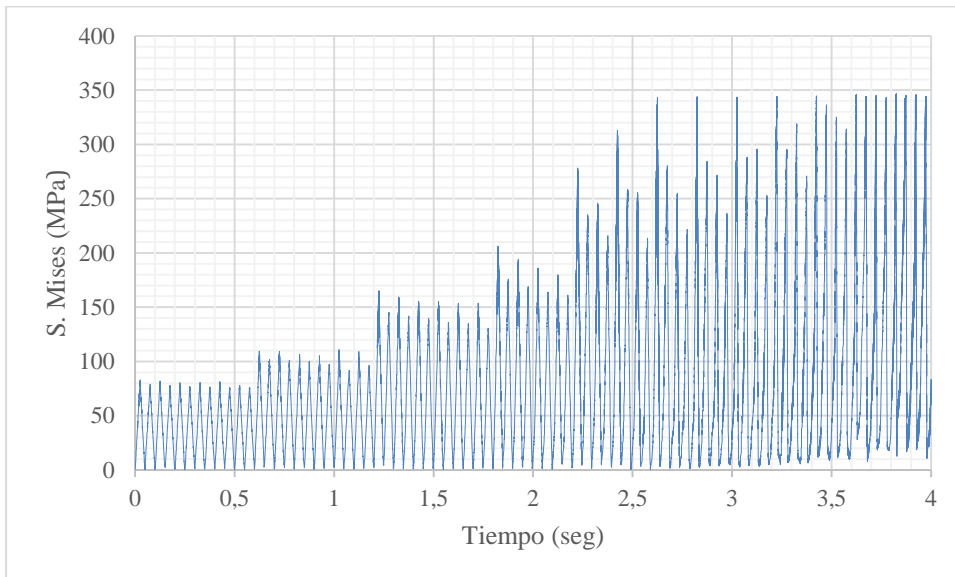


Figura 45. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista perpendicular a la aplicación de la carga.



*Figura 46.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.12 de la figura 45.



*Figura 47.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.12 de la figura 45.

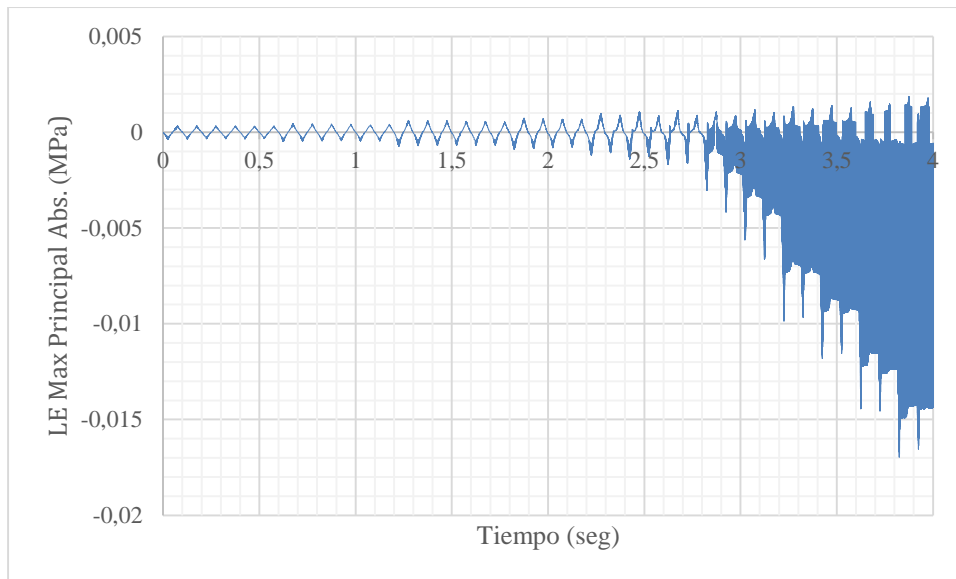


Figura 48. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.13 de la figura 45.

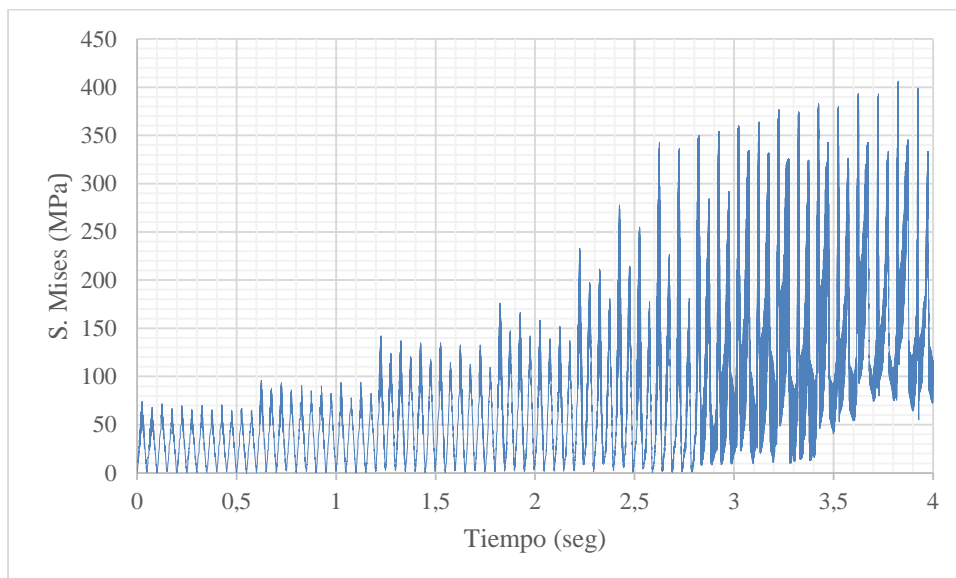


Figura 49. Tensiones de Von Mises para el nodo No.13 de la figura 45.

Tabla 5

Valores de esfuerzos de Von Mises y deformaciones unitarias logarítmicas para los nodos de las figuras 40 y 45

Nodo	LE max abs		S.Mises Mpa
	max	min	
10	0.00181	-0.00209	346.374
11	0.00525	-0.01549	400.105
12	0.00183	-0.00213	346.479
13	0.00188	-0.01697	406.171



### 3.2. Tensiones de Von Mises y deformaciones logarítmicas de la placa

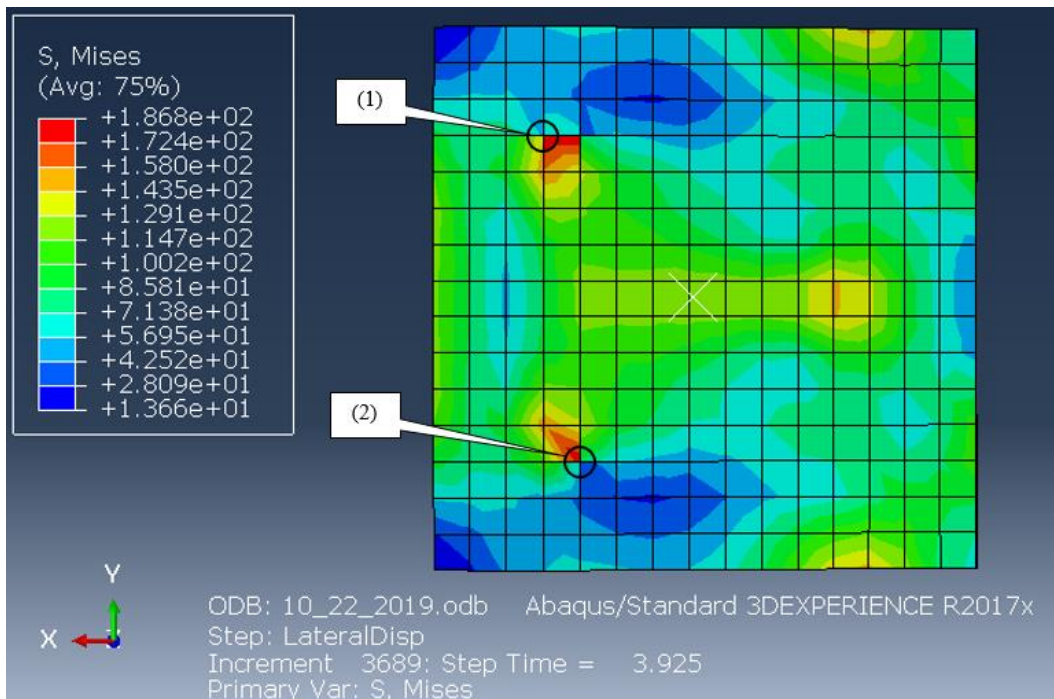


Figura 50. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista superior de la placa base.

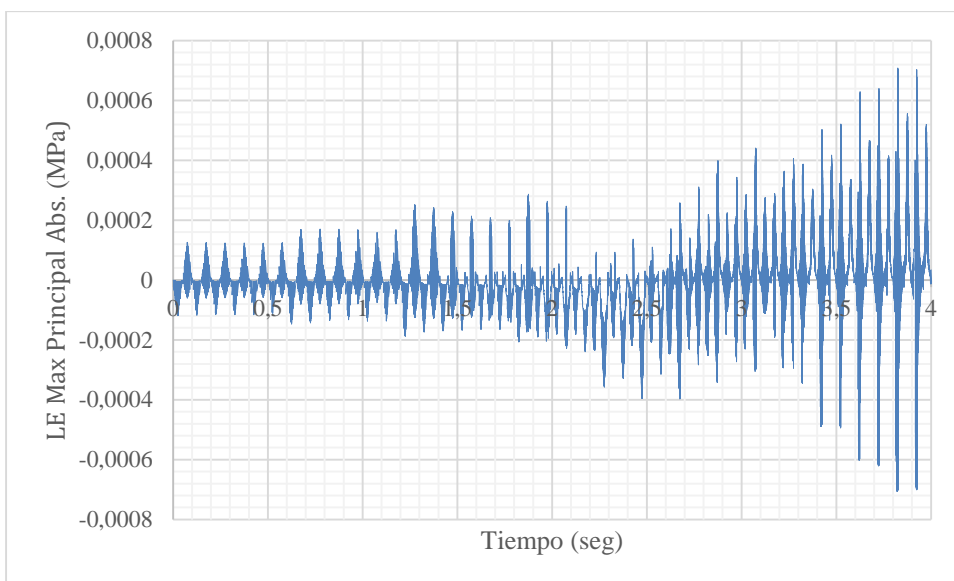
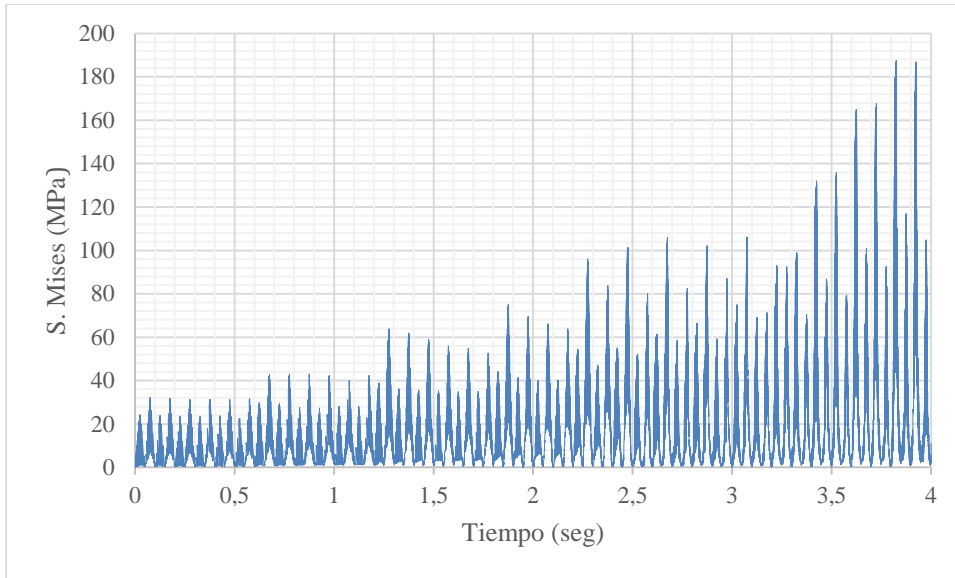
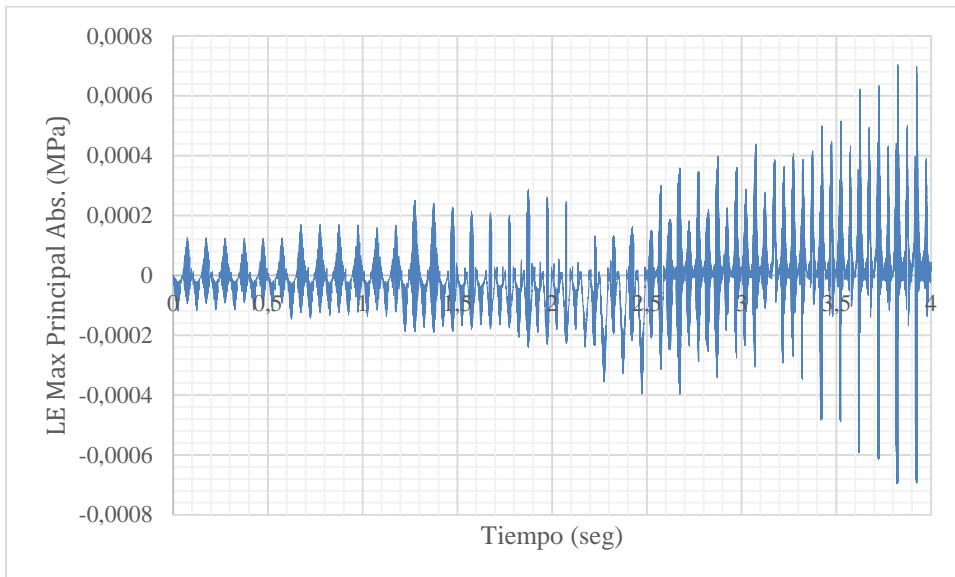


Figura 51. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.1 de la figura 50.



*Figura 52.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.1 de la figura 50.



*Figura 53.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.2 de la figura 50.

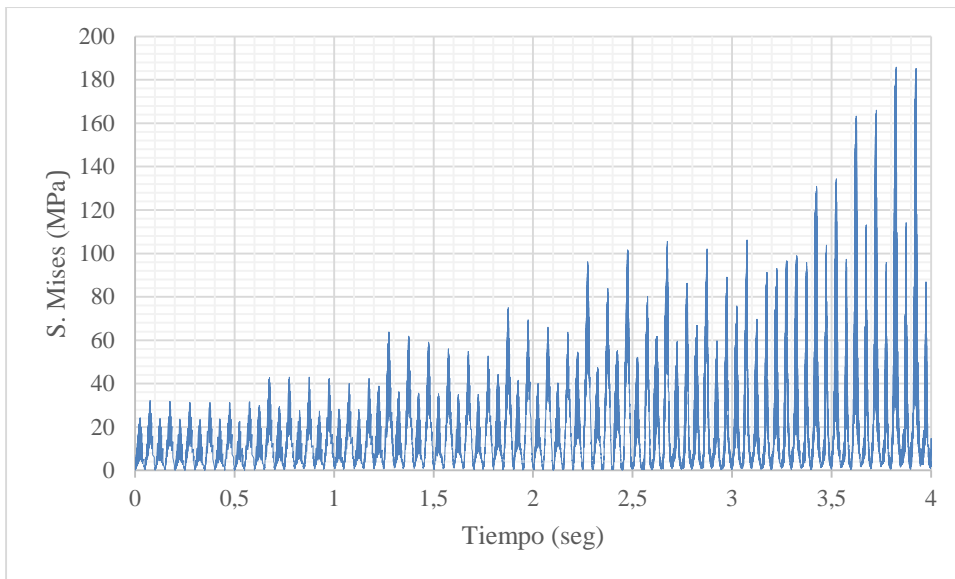


Figura 54. Tensiones de Von Mises para el nodo No.2 de la figura 50.

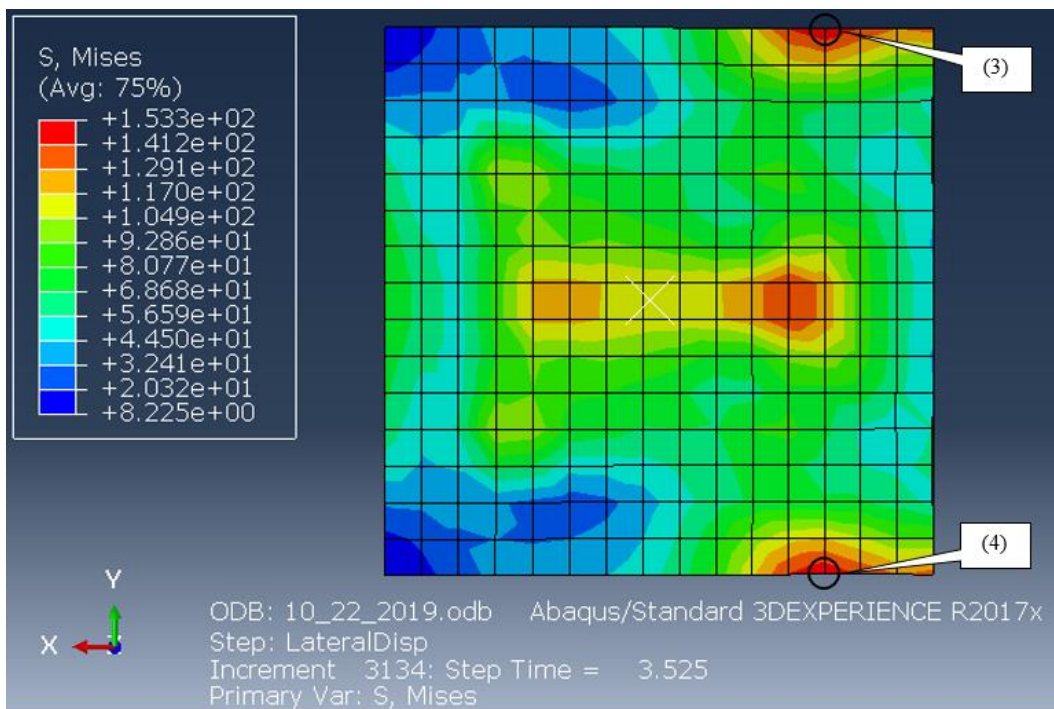
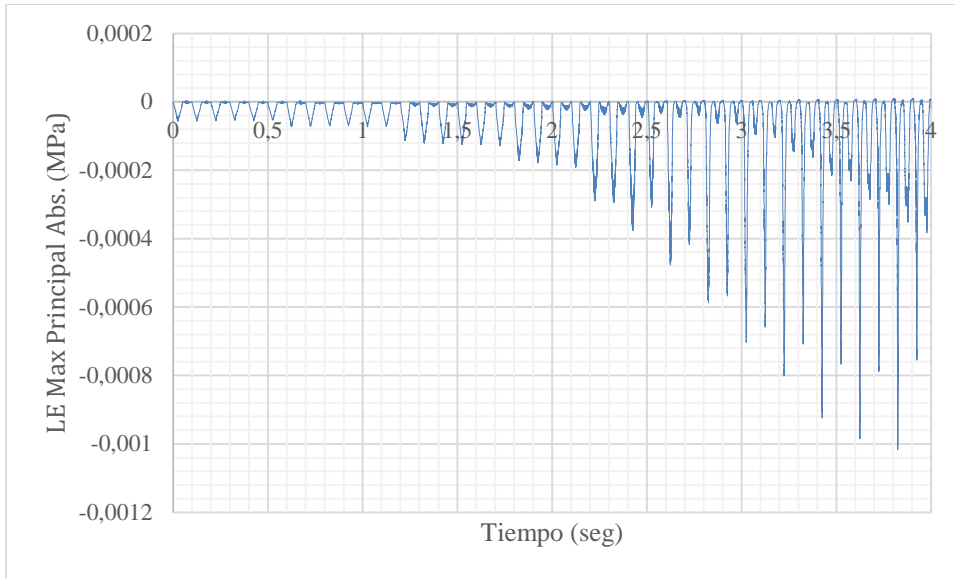
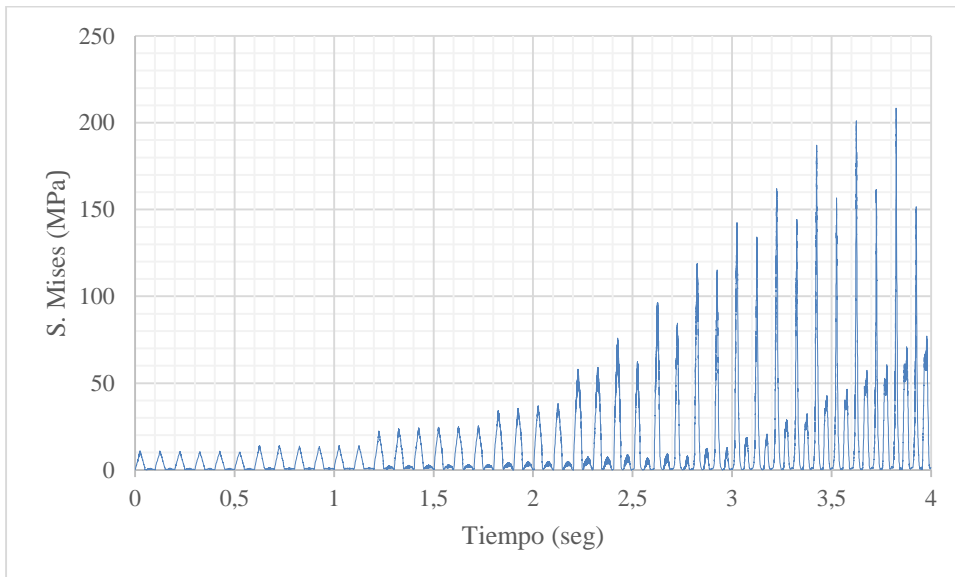


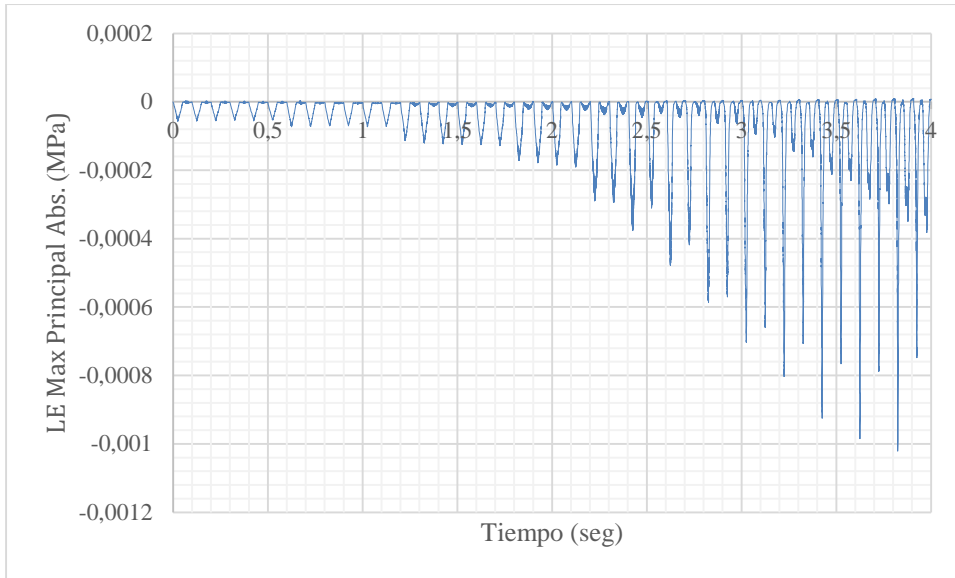
Figura 55. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista superior de la placa base.



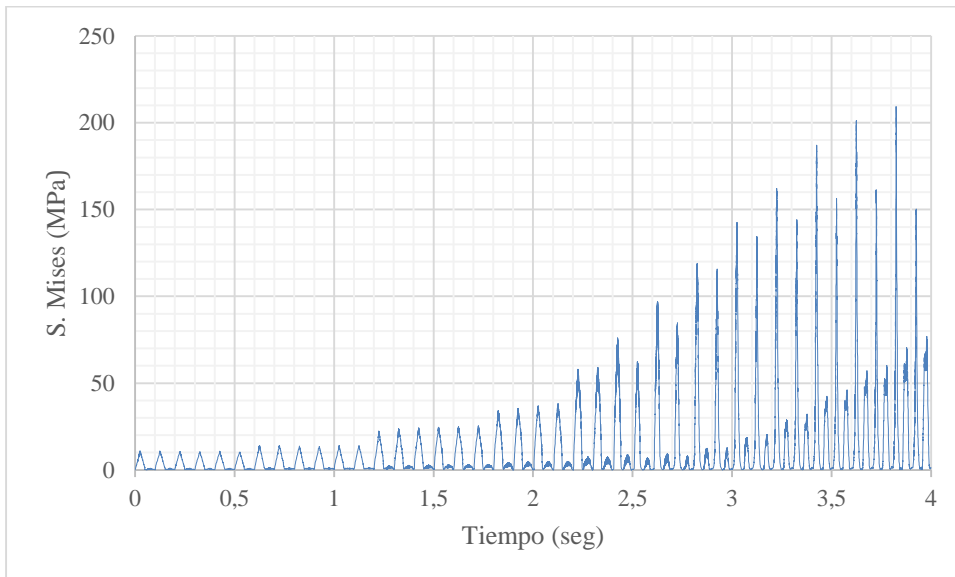
*Figura 56.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.3 de la figura 55.



*Figura 57.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.3 de la figura 55.



*Figura 58.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.4 de la figura 55.



*Figura 59.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.4 de la figura 55.

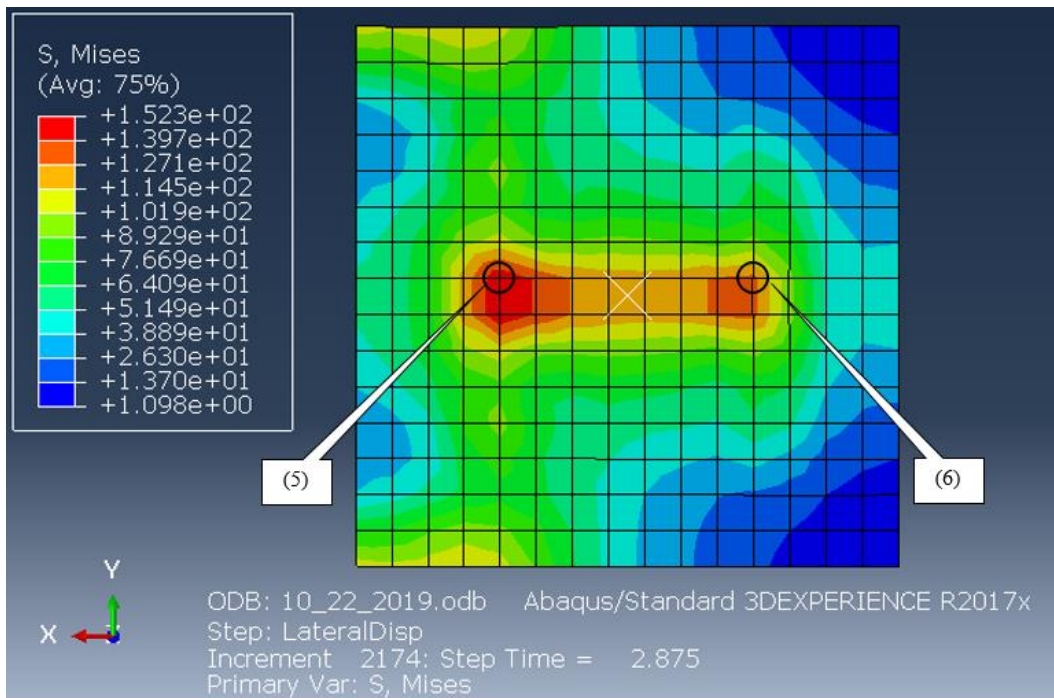


Figura 60. Distribución de las tensiones de Von Mises en la vista superior de la placa base.

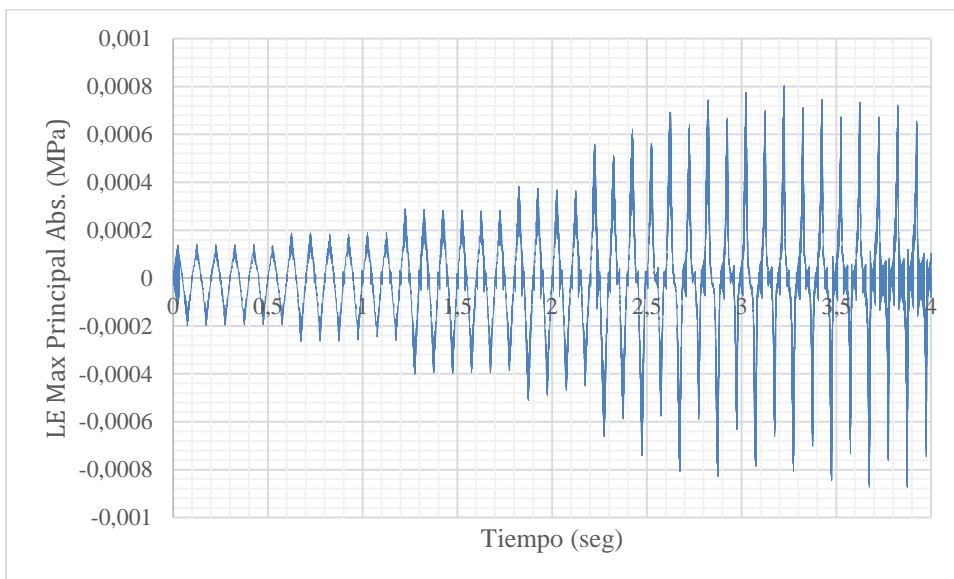
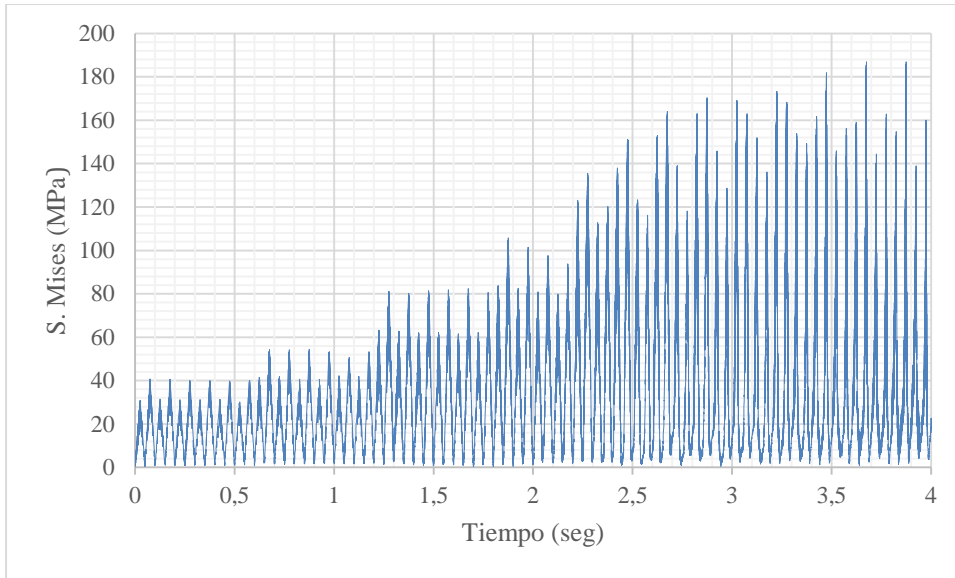
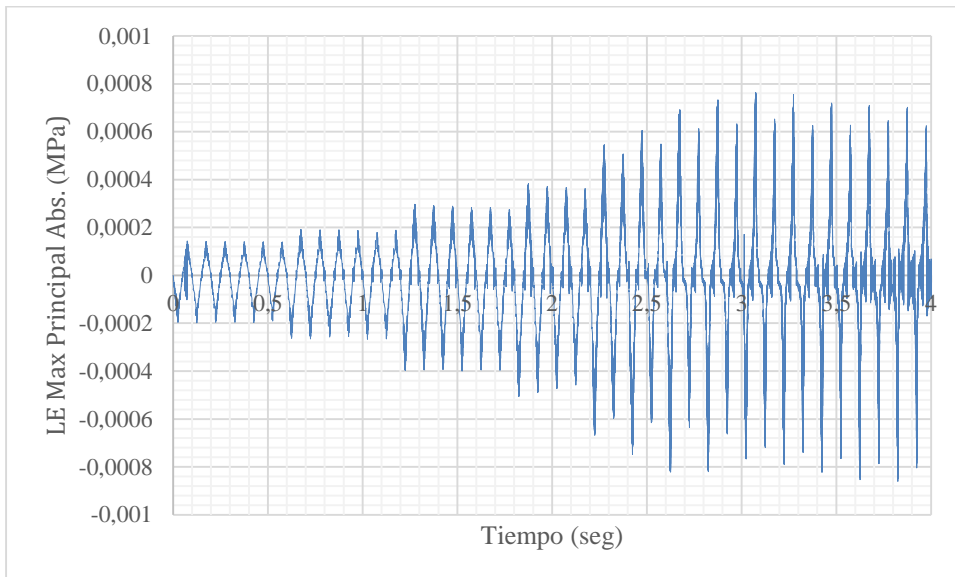


Figura 61. Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.5 de la figura 60.



*Figura 62.* Tensiones de Von Mises para el nodo No.5 de la figura 60.



*Figura 63.* Deformaciones unitarias logarítmicas para el nodo No.6 de la figura 60.

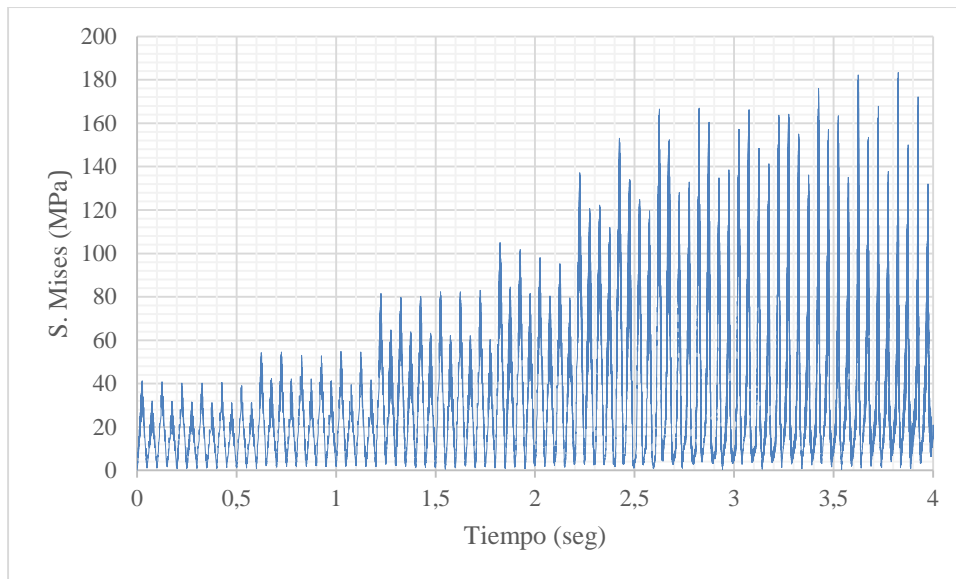


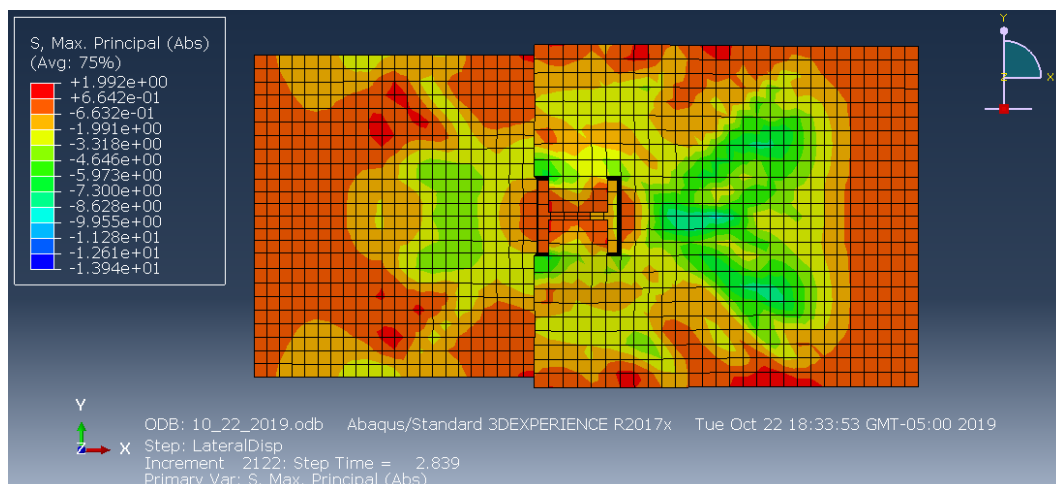
Figura 64. Tensiones de Von Mises para el nodo No.6 de la figura 60.

Tabla 6

Valores de esfuerzos de Von Mises y deformaciones unitarias logarítmicas para los nodos de las figuras 50, 55 y 60

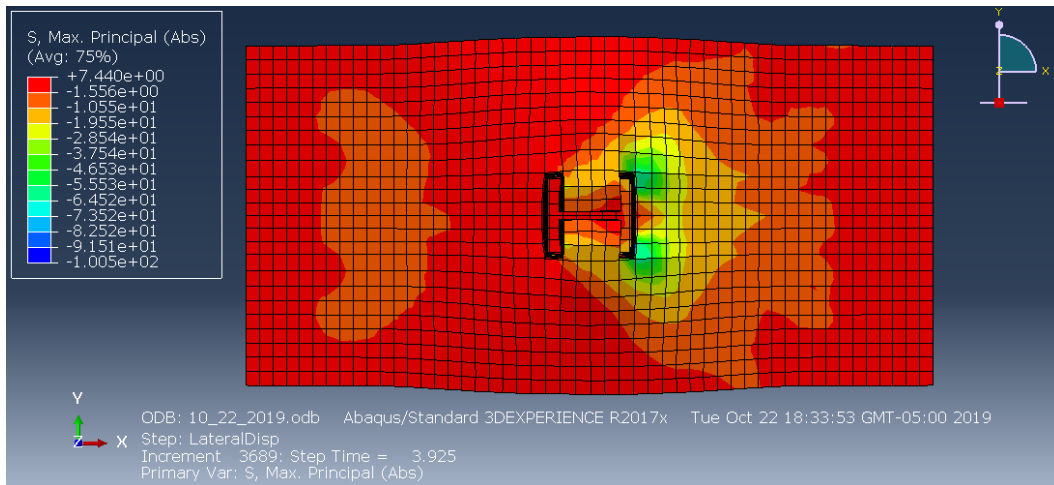
Nodo	LE max abs		S.Mises (Mpa)
	max	min	
1	0.000708	-0.00070	187.519
2	0.000703	-0.00069	185.813
3	0.000010	-0.00102	208.481
4	0.000010	-0.00102	209.265
5	0.000803	-0.00087	186.893
6	0.000763	-0.00086	183.300

### 3.3. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón

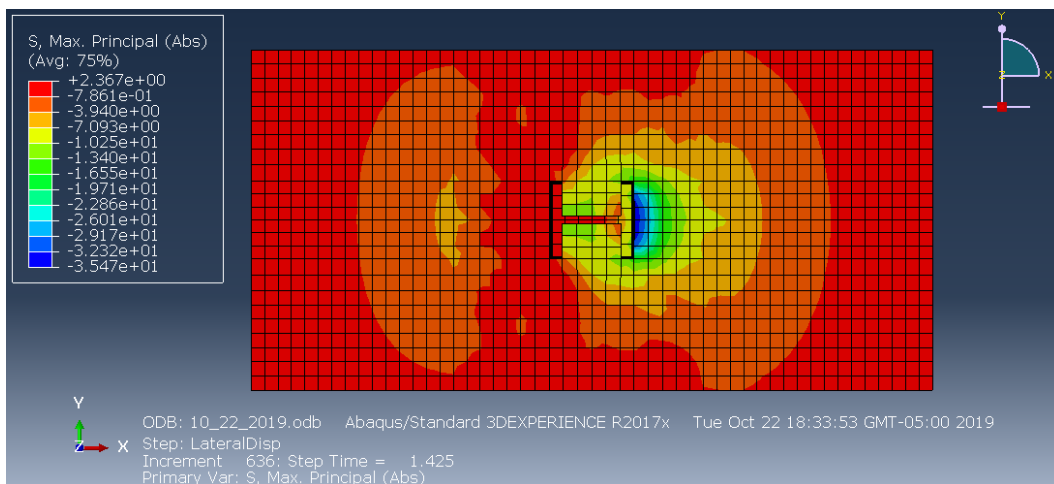




**Figura 65.** Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón a la altura de la placa base (lado izquierdo), y al nivel de la superficie del mismo (lado derecho).



**Figura 66.** Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón al nivel de la superficie del mismo.



**Figura 67.** Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón en fase inicial del ensayo.

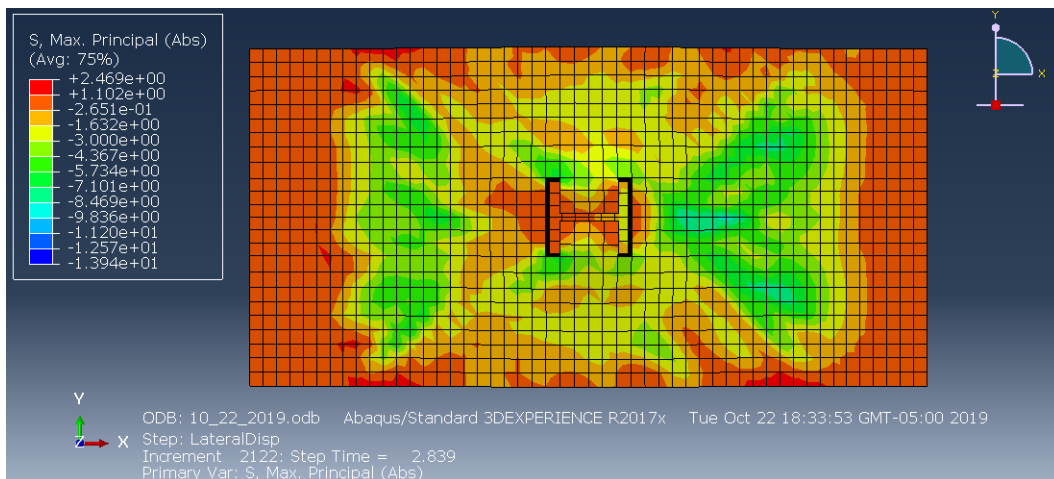


Figura 68. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón en fase avanzada del ensayo.

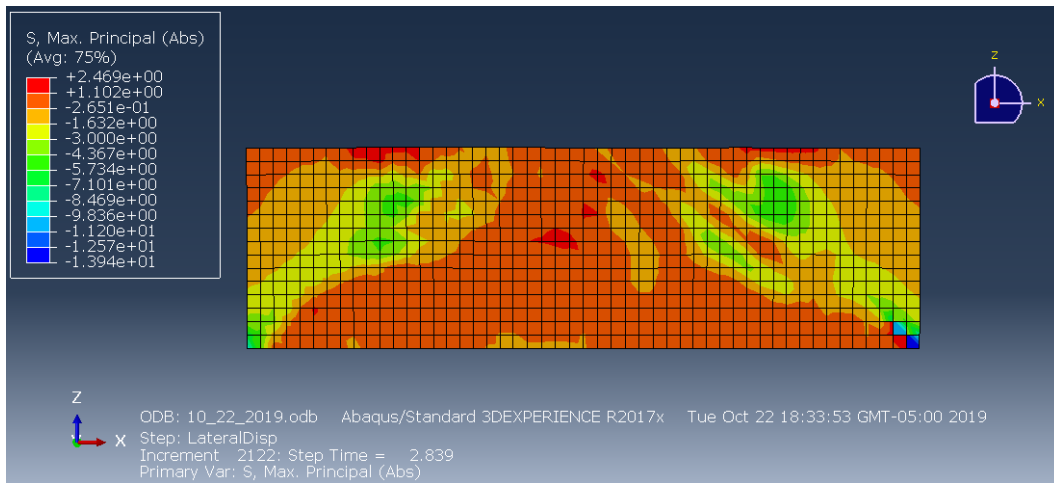


Figura 69. Distribución de esfuerzos en el pedestal de hormigón en fase avanzada del ensayo, vista lateral.

### 3.4. Desplazamiento de la columna paralelas a la aplicación de la carga lateral

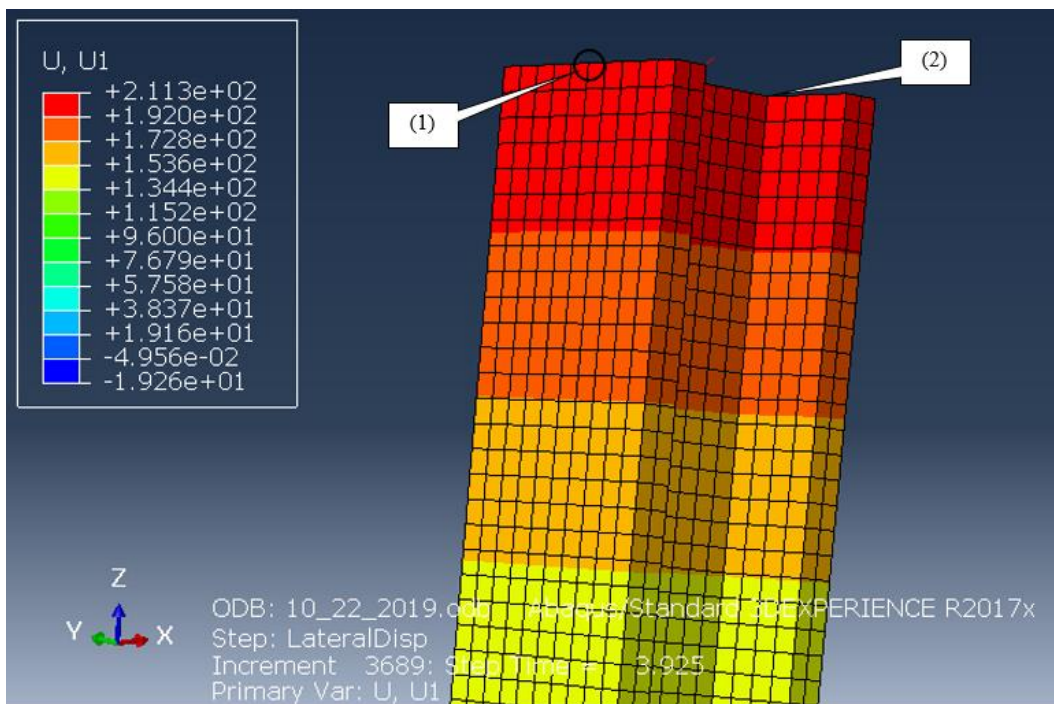
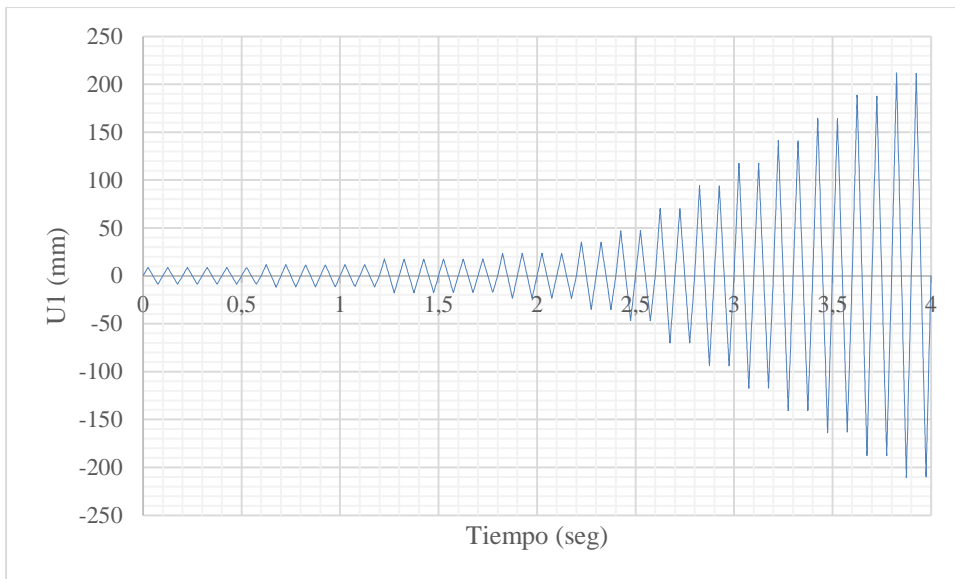
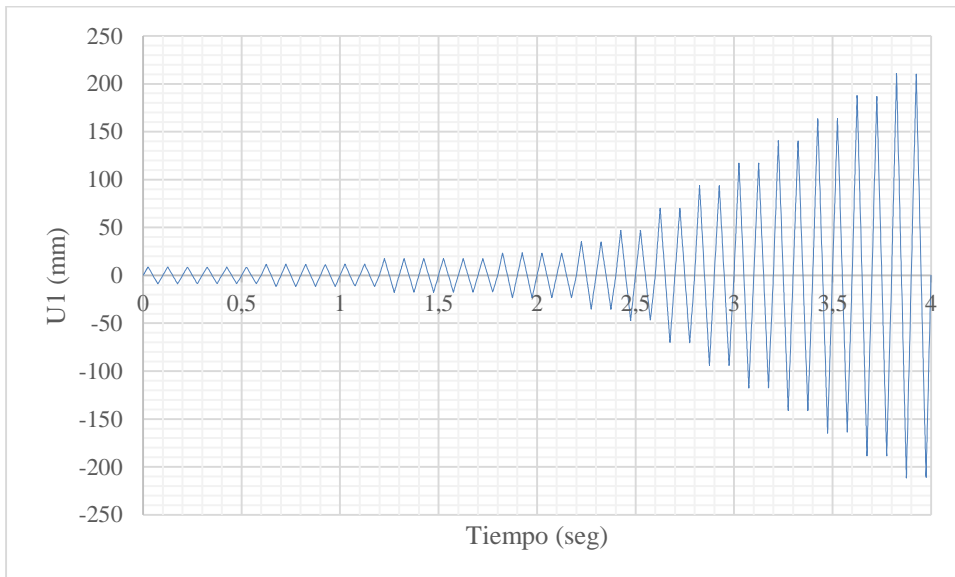


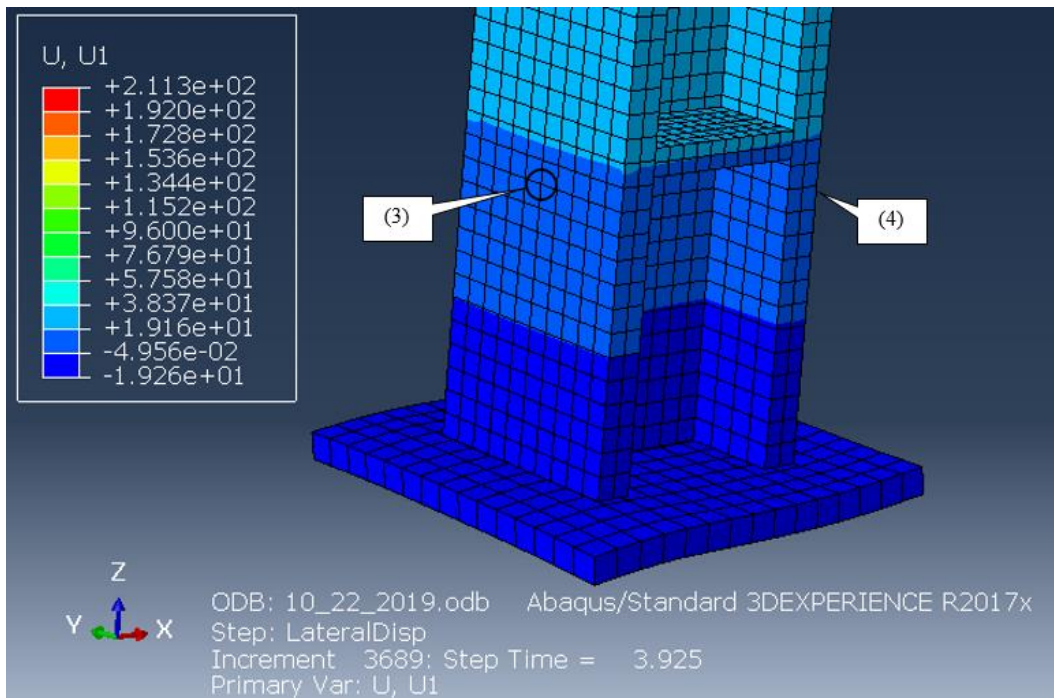
Figura 70. Desplazamiento de la parte superior de la columna en el sentido de aplicación de la carga lateral.



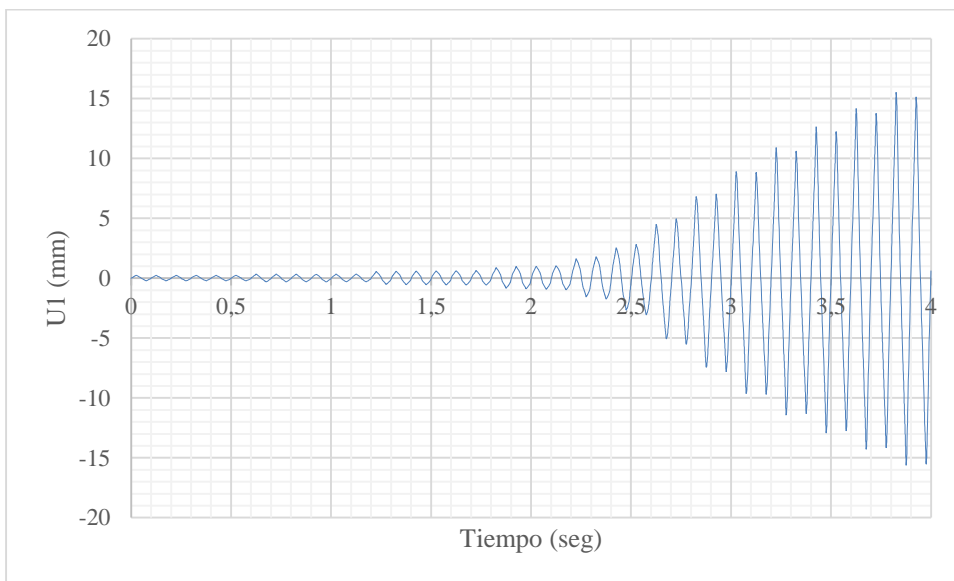
*Figura 71.* Desplazamiento  $U_1$  para el nodo 1 de la figura 70.



*Figura 72.* Desplazamiento  $U_1$  para el nodo 2 de la figura 70.



*Figura 73.* Desplazamiento de la parte inferior de la columna en el sentido de aplicación de la carga lateral.



*Figura 74.* Desplazamiento U1 para el nodo 3 de la figura 73.

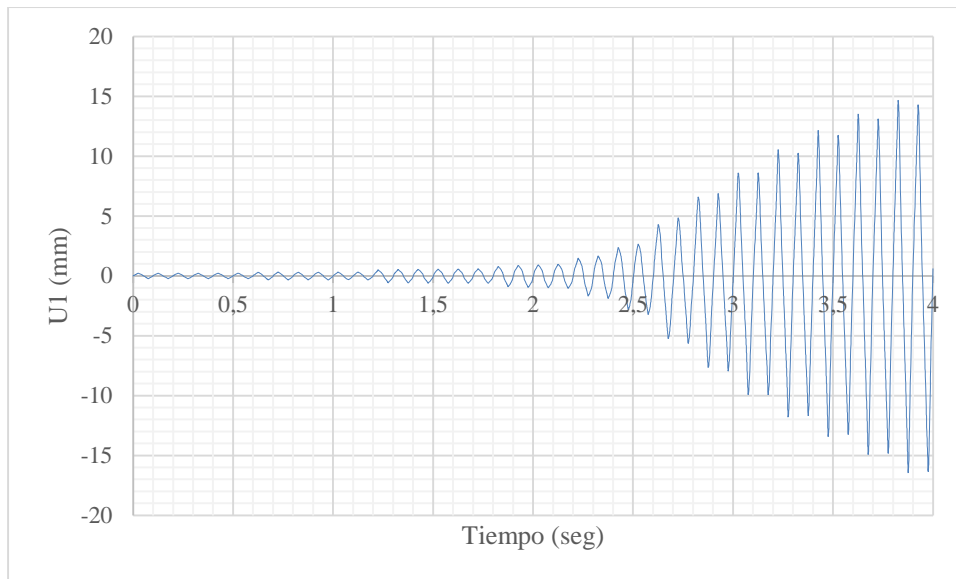


Figura 75. Desplazamiento U1 para el nodo 4 de la figura 73.

Tabla 7

*Valores de desplazamiento de la columna en dirección de aplicación de la carga para los nodos de las figuras 70 y 73*

Nodo	U1 (mm)	
	max	min
1	211.81	-210.43
2	210.69	-211.54
3	15.49	-15.63
4	14.67	-16.44

### 3.5. Curvas históricas de la conexión

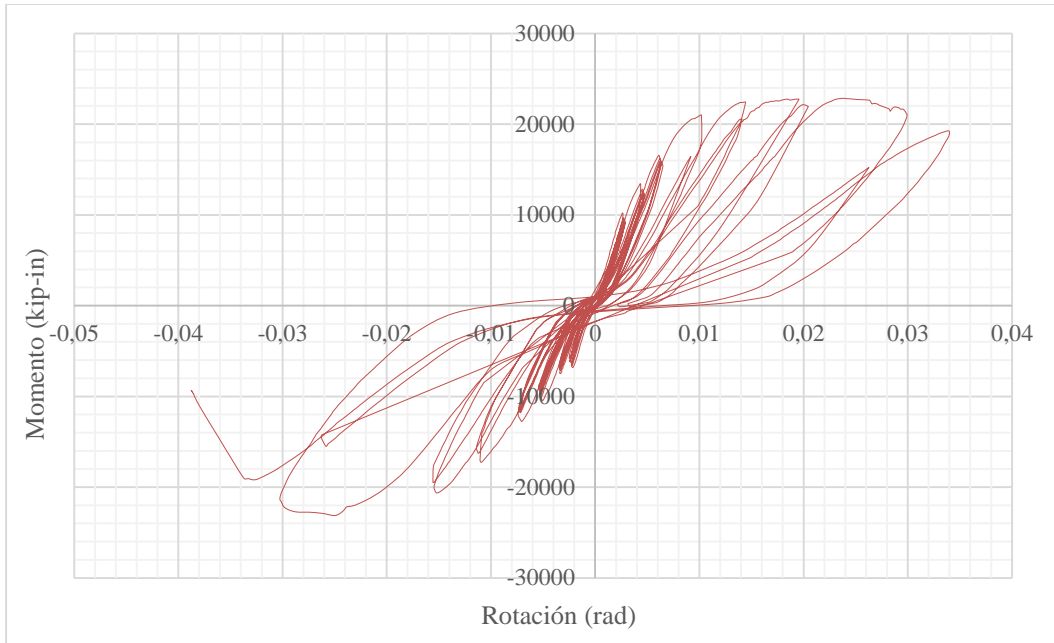


Figura 76. Curva histerética obtenida experimentalmente por Grilli (2015), para el Test No.1.

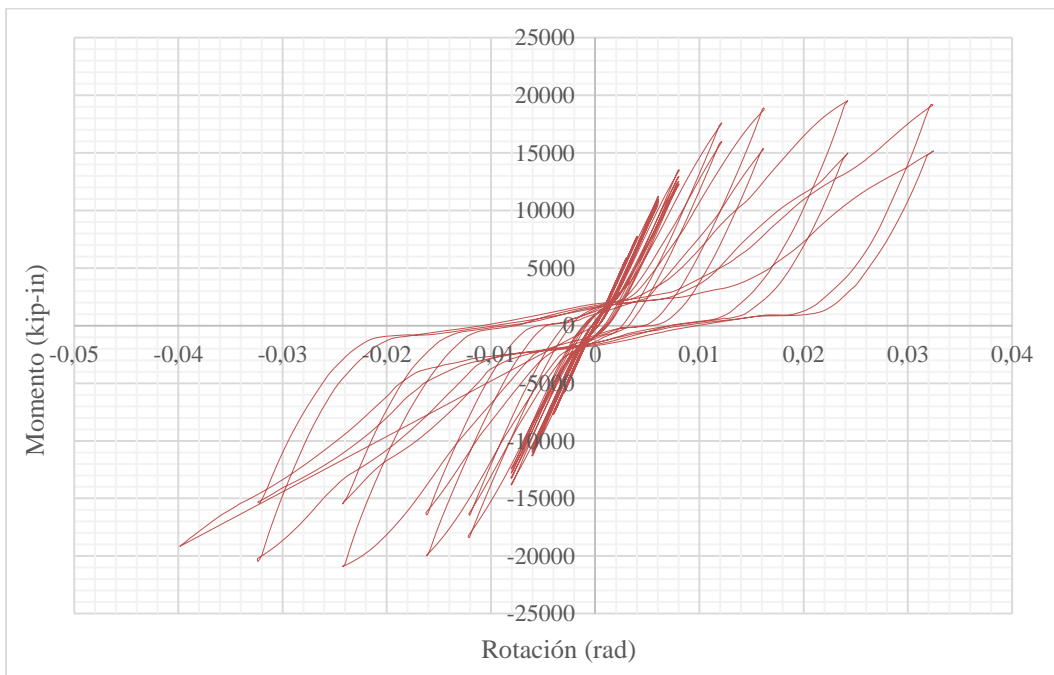
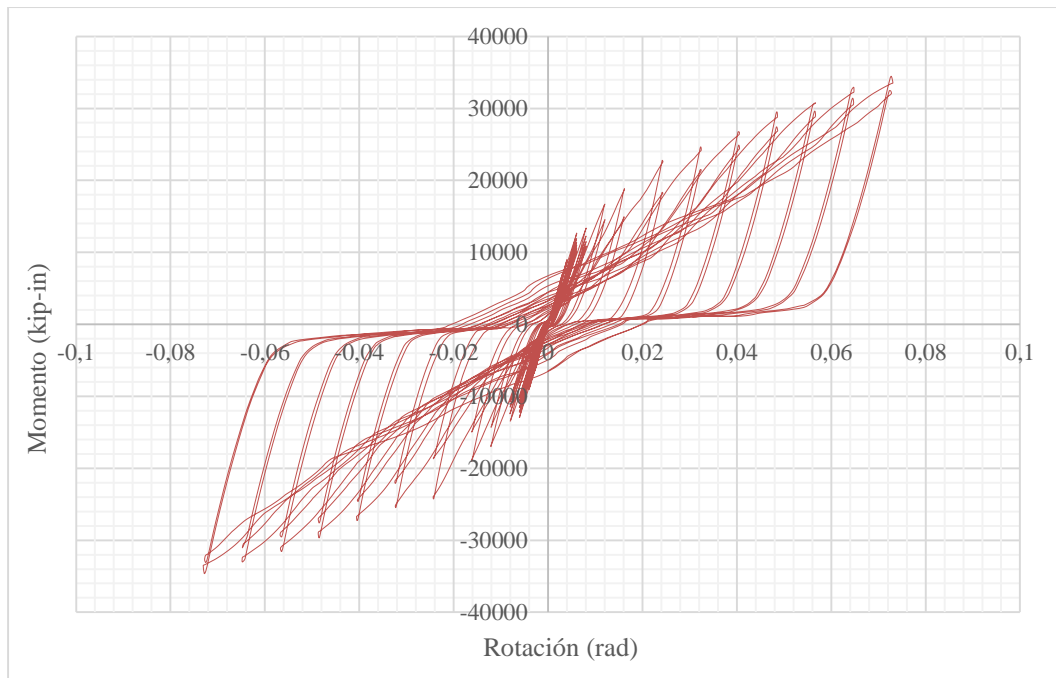


Figura 77. Curva histerética obtenida a través del modelado de elementos finitos del Test No.1.



*Figura 78.* Curva histerética obtenida a través del modelado de elementos finitos del Test No.1, previo a incluir el modelo de plasticidad y daño del hormigón (concrete damaged plasticity).

## 4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La ventaja principal de emplear modelos de elementos finitos para representar mecanismos reales, es que se puede ampliar la información obtenida experimentalmente; siempre y cuando el modelo se aproxime a la realidad. Para los experimentos realizados por Grilli (2015), se emplearon medidores de deformación y transductores en la zona de la conexión. Esto permitió facilitar la caracterización del perfil de esfuerzos en el hormigón, y también hizo posible la obtención del historial de momentos en la base, desplazamientos y deformaciones unitarias de ciertos puntos, ubicados principalmente en los patines de la columna. A pesar que la información obtenida permitió tener una idea clara sobre el comportamiento de la conexión, el modelo computacional hace posible tener un perfil mucho más detallado sobre los esfuerzos, deformaciones unitarias, desplazamientos y momentos del mecanismo.

En función del mallado utilizado se analizó la distribución y el historial de esfuerzos, deformaciones unitarias y desplazamientos en los nodos que resultaron más críticos. Para el análisis se utilizaron los esfuerzos de Von Mises, y las deformaciones unitarias logarítmicas.

### 4.1. Distribución de esfuerzos en los elementos

Como se puede apreciar en la figura 21, tras alcanzar una alta deformación en el sentido de la aplicación de carga, los mayores esfuerzos se encuentran en los bordes del patín de la columna, aproximadamente a la altura del rigidizador. Con un valor de 406.17 MPa se puede decir que el acero ha superado el punto de fluencia. Además de aquel nodo, existe fluencia en muchos otros puntos del empotramiento. Por ejemplo, se puede ver una alta concentración de esfuerzos en el alma de la columna, los cuales se distribuyen desde aproximadamente  $2/3 d_{embeb}$  hacia la parte inferior de la columna que se encuentra en contacto con la placa base.



Otros nodos que resultan críticos, son los ubicados en las esquinas inferiores de los rigidizadores y de los patines de la columna.

En las figuras 40 y 45, es posible ver una concentración de los esfuerzos en la franja del patín que se encuentra a la altura del rigidizador. A lo ancho de dicha franja, además de en los bordes, se puede identificar una alta concentración de esfuerzos en la parte céntrica del patín. Conforme la distancia con respecto al nivel de los rigidizadores incrementa en dirección a la parte superior de la placa base, los esfuerzos van disminuyendo. Solo se vuelven a concentrar en las esquinas inferiores de los patines. Se observa un elevado nivel de simetría en la distribución de esfuerzos con respecto al eje de inercia menor de la columna, lo cual permite comprobar que las cargas se impusieron de manera correcta.

Los esfuerzos hallados en los elementos a lo largo de la profundidad de empotramiento fueron los mayores en todo el sistema. Esto es coherente con lo expuesto en la teoría puesto que el objetivo era concentrar el daño en la conexión.

En la columna los esfuerzos críticos se desarrollan a lo largo del ensayo en la misma ubicación (Ver figura 21). En la placa ocurre una situación diferente, puesto que conforme la carga lateral aumenta, los esfuerzos cambian su distribución, y por ende la posición de los esfuerzos críticos. Como se observa en la figura 60 a los 2.875 segundos del inicio de la prueba, los mayores esfuerzos se desarrollan en los extremos del área de contacto con el alma de la columna. A medida que la carga aumenta, como se ve en la figura 55, los esfuerzos más críticos se distribuyen hacia los bordes de la placa a la altura de los patines de la columna. Finalmente, a los 3.925 segundos (Ver figura 50), los esfuerzos más grandes se concentran en el área de contacto con las esquinas de los patines de la columna.

El esfuerzo de mayor valor en la placa durante el tiempo del ensayo, se desarrolla en los extremos de la misma con un valor de 209.27 MPa. Esto quiere decir que la placa no se ha plastificado, puesto a que el valor es menor al de fluencia. Además, el esfuerzo máximo

desarrollado en la placa es prácticamente la mitad del esfuerzo desarrollado en los patines de la columna, por lo que el daño en la placa no genera peligro para el mecanismo.

Con respecto al bloque de hormigón, la distribución de esfuerzos en la superficie demuestra la presencia de la fuerza de cortante alrededor de la columna. Estos esfuerzos se extienden de manera diagonal desde la columna hacia los bordes del pedestal como se observa en la figura 68. Al ver el bloque desde una vista lateral, figura 69, es clara la distribución de esfuerzos que se desarrolla en forma diagonal, misma que se produce por efecto del punzonamiento. Esto se debe a que el área del pedestal alrededor de columna se encuentra sujeta a un estado concentrado de esfuerzos en relación a sus alrededores (Calleja, 2004).

#### **4.2. Deformaciones unitarias logarítmicas en los elementos**

El acero A992 Gr.50 es un acero dulce con un contenido máximo de carbono del 0.23%. En función de esto se puede obtener una deformación unitaria de fluencia ( $\epsilon_y$ ) aproximada de 0.001725. Si los valores de deformación unitaria en los elementos superan a  $\epsilon_y$ , entonces el acero habría superado su punto de fluencia.

La deformación unitaria máxima en la columna es de tensión y se produce en los bordes exteriores de los patines de la columna, aproximadamente a la altura del rigidizador con un valor de 0.01697. Según las figuras 21, 40 y 45, todos los nodos han superado el límite de fluencia ya sea bajo compresión o tensión, a excepción del nodo No.3. En el caso de la placa base, el valor máximo es muy inferior en relación al de la columna, alcanzando una deformación unitaria de 0.00102 en tensión. Por ende, la placa no muestra deformaciones unitarias que superen el rango elástico. Los valores más elevados de deformación en los elementos son compatibles con los esfuerzos más críticos.

#### **4.3. Curva histerética de momento-rotación**

Durante los primeros ciclos de carga cíclica se puede observar lo que se aproxima a un comportamiento elástico, donde la curva de carga es la misma que la de descarga. Para la curva histerética del ensayo experimental es evidente un comportamiento no linealmente elástico, mientras que para el modelo computacional se asemeja más a un comportamiento linealmente elástico.

Se puede observar que el modelo mantiene un comportamiento elástico hasta alrededor de 0.005 radianes, lo que coincide con lo demostrado experimentalmente. Pasado dicho nivel de rotación, cerca de 0.006 radianes, se aprecia cierto grado de inelasticidad en función de la curva de carga y de descarga, por lo que ya se puede distinguir una respuesta histerética.

En la curva histerética del modelo, existen ciertas características en el rango inelástico que destacan cierta similitud con respecto a la curva del ensayo experimental. Primero, se puede ver que una degradación de la resistencia entre ciertos ciclos sucesivos G, H o I, J, como se muestra en la figura 79. De igual manera se produce una degradación en la rigidez, la cual se manifiesta con un corrimiento de los picos de cada ciclo hacia la derecha en el caso de momento positivo, y hacia la izquierda para momento negativo, como se ve en la figura 80. La curva histerética de la figura 78, pertenece al modelo sin incluir la plasticidad y daño del hormigón, donde para deformaciones elevadas es muy poco perceptible la degradación de la rigidez. Segundo, se puede observar el fenómeno de estrujamiento (pinching), el cual trata de un estrechamiento en los ciclos de histéresis, el mismo que se debe principalmente al deterioro de la interface entre el acero y el concreto (Erberik y Kurtman, 2010).

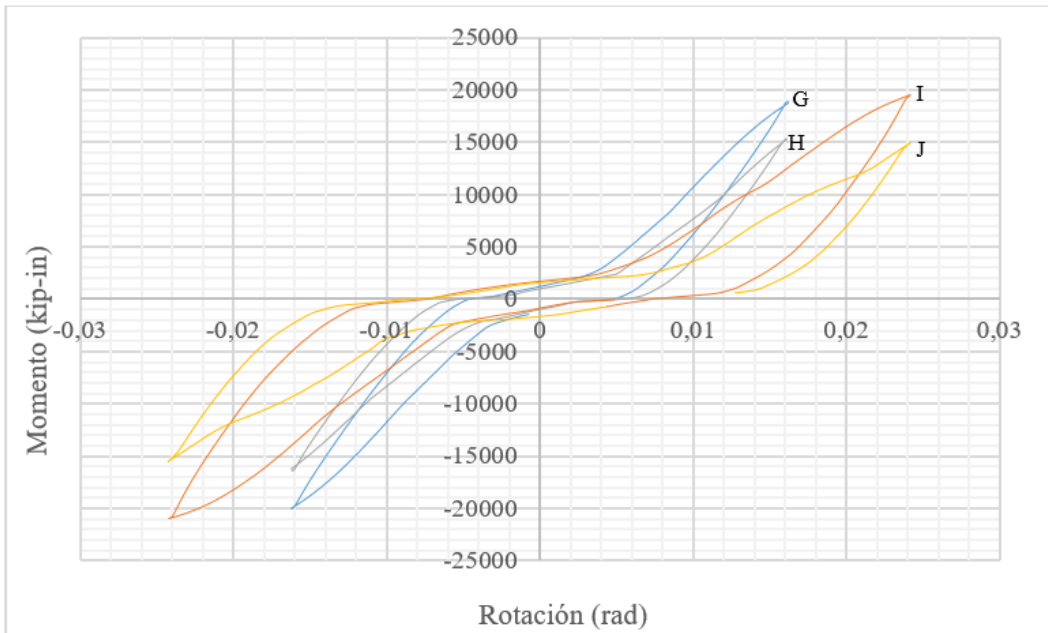


Figura 79. Ciclos de histéresis del modelo demostrando la degradación de la resistencia.

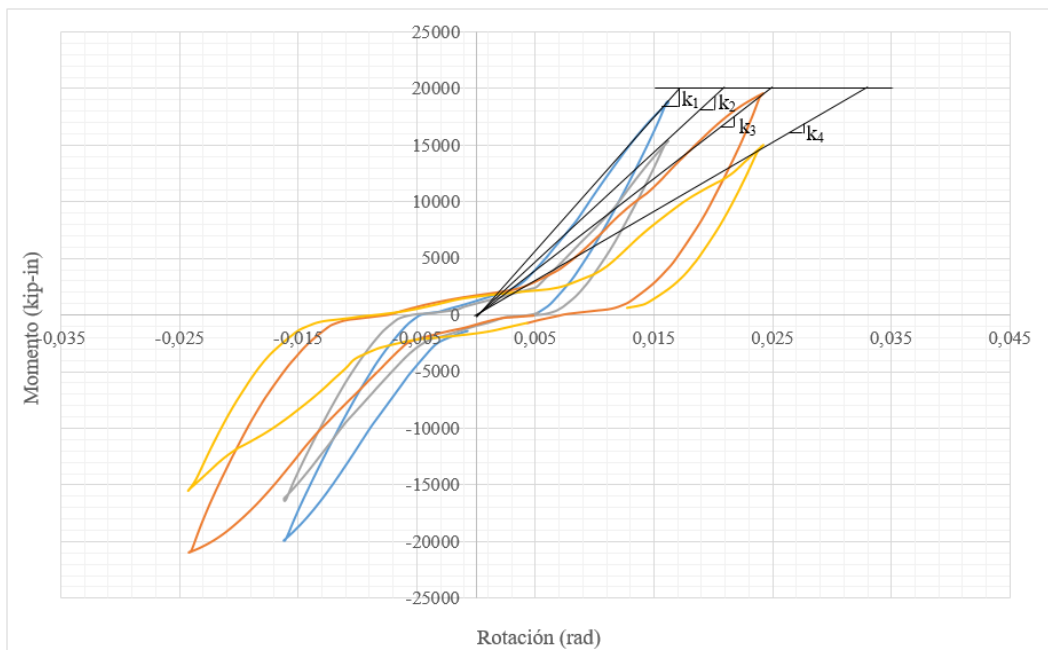


Figura 80. Ciclos de histéresis del modelo demostrando la degradación de la rigidez.

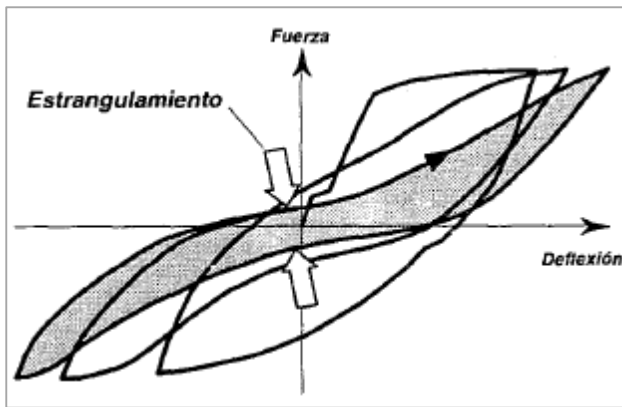


Figura 81. Estrangulamiento (pinching) en los ciclos de histéresis; adaptado de “Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico”, por García, 1998.

La figura 82 muestra la respuesta cíclica de la conexión, donde se observa paso a paso el desarrollo de la curva histéretica. Después de invertir el sentido de la carga en cada ciclo, se produce pérdida de la rigidez, misma que tras un determinado punto aumenta abruptamente debido al cierre de las brechas formadas cuando la carga se aplicó en el sentido contrario. Siguiendo a esto, el concreto frente al patín de la columna empieza a fisurarse, lo que genera una estabilización de la resistencia de la conexión. Esto continúa hasta que se invierte de nuevo el sentido de la carga, o se produzca el levantamiento del cono de concreto en el lado de tensión (Torres et al., 2018). La curva histéretica del modelo realizado, representa claramente el aumento abrupto de la rigidez, resultando en una respuesta histéretica de estrangulamiento.

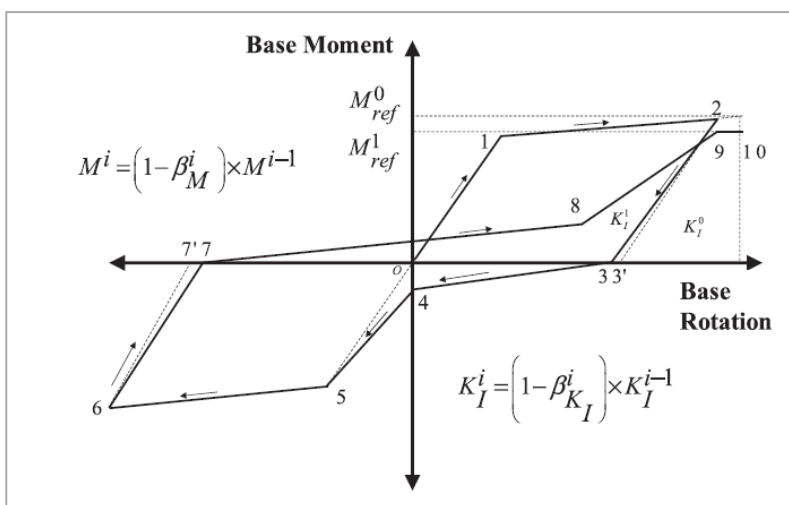


Figura 82. Reglas de histéresis para un modelo de estrangulamiento (pinching); adaptado de “A hysteretic model for rotational response of embedded column base connections”, por Torres et al., 2018.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo se realizó con el objetivo principal de validar los resultados obtenidos experimentalmente en el Test No.1, realizado por Grilli (2015), a través de la curva histerética de momento base y rotación. Además, se complementó la información del ensayo, con un análisis de los esfuerzos y deformaciones unitarias que se desarrollan en los elementos que componen al mecanismo. Con respecto a dichos objetivos, fue posible concluir lo siguiente:

1. Se puede apreciar que las conexiones embebidas muestran un comportamiento histerético con un alto nivel de deformación, alcanzando grandes rotaciones de hasta  $0.02\sim 0.03$  radianes. Como se pudo observar según la distribución de esfuerzos, la elevada capacidad para resistir momentos y fuerzas, se logra a través de la combinación de esfuerzos resistentes, desarrollados principalmente entre el concreto y los patines de la columna y en la placa base. Gracias a esto, es posible emplear este tipo de conexiones en pórticos resistentes a momento de mayor elevación, a diferencia de las conexiones expuestas, mismas que son utilizadas para menores alturas (<3-4 pisos). Las conexiones expuestas tienen un diferente mecanismo para resistir las cargas (Anexo D). Este se produce a través del desarrollo de un bloque de tensiones debajo de la placa base, y de fuerzas de tensión en los pernos de anclaje (Torres et al., 2016). Al estar expuestas a elevadas demandas de momento, sería necesario un mayor número de pernos profundamente embebidos, o placas base más gruesas (Torres et al., 2018). Por esta razón, es preferible emplear conexiones embebidas en estructuras de mayor altura.
2. En las fases tempranas de carga, como es posible ver en la figura 67, los esfuerzos estaban concentrados frente al patín en compresión. Conforme la carga aumentó, se empezaron a distribuir de forma diagonal como se ve en la figura 68. Se pudieron observar dos tipos de falla principalmente. La primera, asociada a la pérdida gradual de

la resistencia en el hormigón debido a la alta concentración de esfuerzos en la zona de compresión frente al patín de la columna. La segunda, tiene que ver con una concentración de esfuerzos alrededor de la placa base en el lado a tensión de la conexión.

3. Se determinó que la mayor cantidad de deformaciones unitarias y esfuerzos en la columna se encuentra en los bordes de los patines, aproximadamente a la altura de los rigidizadores. Dichos esfuerzos van disminuyendo en dirección a la superficie de la placa base, donde vuelven a concentrarse entre los puntos de contacto de los extremos de los patines y la parte superior de la placa. En función de esto, sería viable proponer una distribución de esfuerzos resistentes horizontales, cuya distribución podría ser parabólica o trapezoidal para mayor facilidad (Anexo B).
4. Los resultados obtenidos de la curva momento-rotación de la conexión, cumplen con características fundamentales del diagrama de histéresis propuesto experimentalmente en el Test No. 1. Entre ellas está la degradación de la rigidez y el fenómeno de estrangulamiento. Sin embargo, a pesar de haber obtenido una buena aproximación, sobre todo en el rango elástico, es muy complicado replicar exactamente el comportamiento fuera de dicho rango. Esto se debe a que el comportamiento inelástico de elementos estructurales construidos con diferentes materiales (acero y hormigón), es complejo y sensitivo a un gran número de variables. Si bien no existe un modelo matemático de histéresis único que describa adecuadamente el comportamiento de un mecanismo, en base a lo observado tanto en el experimento como en el modelo computacional, es posible plantear un modelo histerético de rigidez degradante para el tipo de conexión estudiada.
5. La implementación del modelo de plasticidad y daño del hormigón (concrete damaged plasticity), influyó mucho a la curva histerética puesto que permitió representar de

mejor forma la interacción entre el acero y el hormigón fuera del rango elástico. La figura 78 representa la respuesta de histéresis antes de incluir esta característica, donde es posible ver que para elevados niveles de deformación la curva parece asemejarse más a la de elementos solo de acero. Donde los ciclos siguen siendo bastante estables, aún después de un número muy alto de ellos. Tras incluir la plasticidad y daño del hormigón dentro de las propiedades de los materiales, el comportamiento histerético se aproximó más al experimental, representando la inestabilidad de los ciclos debido a una notoria degradación de la rigidez.

6. Para futuros trabajos de investigación, con el fin de aproximar el modelo más a la realidad, sería necesario dotarlo de nuevas características. Para este fin, una opción sería incluir el acero de refuerzo en el pedestal, y observar su influencia en la respuesta histerética de la conexión. En un inicio se optó por no hacerlo debido a que modelar el acero no tendría mayor incidencia sobre los resultados. Esto debido a que no afectaría el módulo efectivo de elasticidad lo suficiente como para alterar la rigidez más que en una pequeña cantidad (Jones, 2016). Además, el refuerzo se colocó en la mínima cuantía posible, con la finalidad de concentrar el daño únicamente en el hormigón. A pesar de esto, sería interesante incluirlo y ver su efecto, sobre todo cuando el concreto empieza a perder resistencia. Al implementar las varillas en el armado de acero (Anexo C), el modelo se vuelve demasiado complejo y pesado, por lo que se requiere de un procesador mucho más potente.



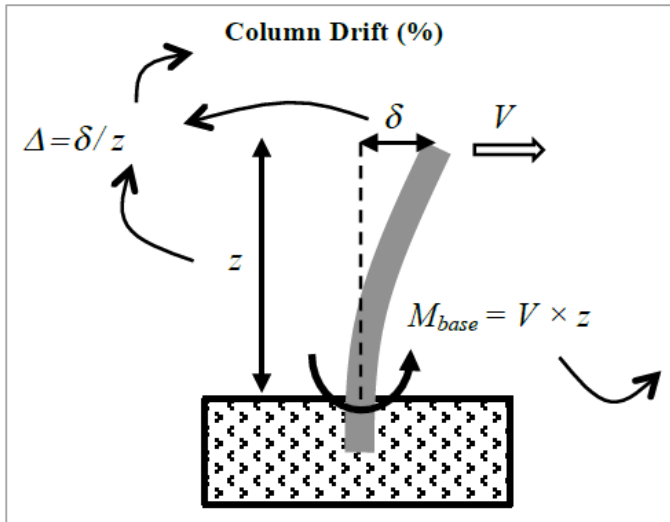
## 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14)*. Farmington Hills, EU: American Concrete Institute.
- AISC (2016). *Seismic Provisions for structural steel buildings (ANSI/AISC 341-16)*. Chicago, EU: American Institute of Steel Construction.
- Calleja, M. (2004). *Punching shear in pad foundations on rock*. Msida: University of Malta. Obtenido el 15 de noviembre 20109 de [https://www.techylib.com/en/view/wafflecanadian/punching\\_shear\\_in\\_pad\\_foundations\\_on\\_rock](https://www.techylib.com/en/view/wafflecanadian/punching_shear_in_pad_foundations_on_rock)
- Carreira, D.J., & Chu, K. (1985). Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. *Journal Proceedings*, 82 (6), 797-804.
- CEB. (1993). *CEB-FIP Model code 1990: Design code*. Londres, UK: Comité Euro-International Du Beton.
- Chaudhari, S.V., Chakrabarti, M.A., (2012). Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code abaqus. *International Journal of Computer Applications*, 44 (7), 14-18.
- Erberik, M.A., Kurtman, B. (2010). *A detailed evaluation of degrading behavior of structural systems*. Proceedings of the 9<sup>th</sup> U.S. National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ontario, Canadá.
- García, L.E. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.
- Gomez, I., Kanvinde, A., Smith, C., & Deierlein, G. (2009). *Shear transfer in exposed column base plates*. Reporte técnico presentado al Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC, Chicago, EU.
- Grzeszykowski, B., Golubinska, A.J., & Niedoşpial, M.L. (2015). *Analiza numeryczna płyty stropu zespolonego stalowo-betonowego w sąsiedztwie węzła podatnego*. Varsovia: Warsaw University of Technology. Obtenido el 21 de septiembre 2019 de [https://www.researchgate.net/publication/288989106\\_Analiza\\_numeryczna\\_plyty\\_stropu\\_zespolonego\\_stalowo-betonowego\\_w\\_sasiedztwie\\_wezla\\_podatnego](https://www.researchgate.net/publication/288989106_Analiza_numeryczna_plyty_stropu_zespolonego_stalowo-betonowego_w_sasiedztwie_wezla_podatnego)
- Grilli, D. (2015). *Seismic response of embedded column base connections and anchorages* (Tesis doctoral). University of California, California, EU.
- Hognestad, E. (2007). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Champaign, EU: University of Illinois.
- Jones, T.A. (2016). *Finite element modeling of shallowly embedded connections to characterize rotational stiffness* (Tesis de maestría). Brigham Young University, Provo, EU.

- Jong, I., & Springer, W. *Teaching von Mises stress: From principal axes to non-principal axes*. Fayetteville, EU: University of Arkansas. Obtenido el 28 de octubre 2019 de <https://www.researchgate.net › attachment › download>
- Jordan, S. (2008). *Finite element simulations of exposed column base plate connections subjected to axial compression and flexure* (Tesis de maestría). University of California, Davis, EU.
- Krawinkler, H. (2009). *Loading histories for cyclic test in support of performance assessment of structural components*. Obtenido el 22 de agosto 2019 de [https://www.researchgate.net/publication/239532447\\_LOADING\\_HISTORIES\\_FOR\\_CYCLIC\\_TESTS\\_IN\\_SUPPORT\\_OF\\_PERFORMANCE\\_ASSESSMENT\\_OF\\_STRUCTURAL\\_COMPONENTS](https://www.researchgate.net/publication/239532447_LOADING_HISTORIES_FOR_CYCLIC_TESTS_IN_SUPPORT_OF_PERFORMANCE_ASSESSMENT_OF_STRUCTURAL_COMPONENTS)
- MIT. (2017). *Abaqus/Explicit contact formulation*. Massachusetts: MIT. Obtenido el 14 de septiembre 2019 de <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEGSARefMap/simagsa-c-entexpformulation.htm>
- MIT. (2017). *Concrete Damaged Plasticity*. Massachusetts: MIT. Obtenido el 20 de septiembre 2019 de <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEMATRefMap/simamat-c-concretedamaged.htm>
- Nayal, R., & Rasheed, H.A., (2006). Tension stiffening model for concrete beams reinforced with steel and FRP bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18 (6), 831-841, doi: 10.1061/\_ASCE\_0899-1561\_2006\_18:6\_831\_
- Torres, P., Zareian, F., & Kanvinde, A. (2018). A hysteretic model for rotational response of embedded column base connections. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115 (2018), 55-65.
- Torres, P., Zareian, F., & Kanvinde, A. (2016). Hysteretic model for exposed column-base connection. *Journal of Structural Engineering*, 142 (12), 1-14.
- Torres, P., Zareian, F., & Kanvinde, A. (2017). Rotational stiffness of deeply embedded column base connections. *Journal of Structural Engineering*, 143 (8), 1-11, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001789
- Wahalathantri, B.L., Thambiratnam, D.P., Chan, T.H.T., & Fawzia., S. (2011). *A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using abaqus*. Brisbane: Queensland University on Technology. Obtenido el 18 de septiembre 2019 de <http://eprints.qut.edu.au/41712/>

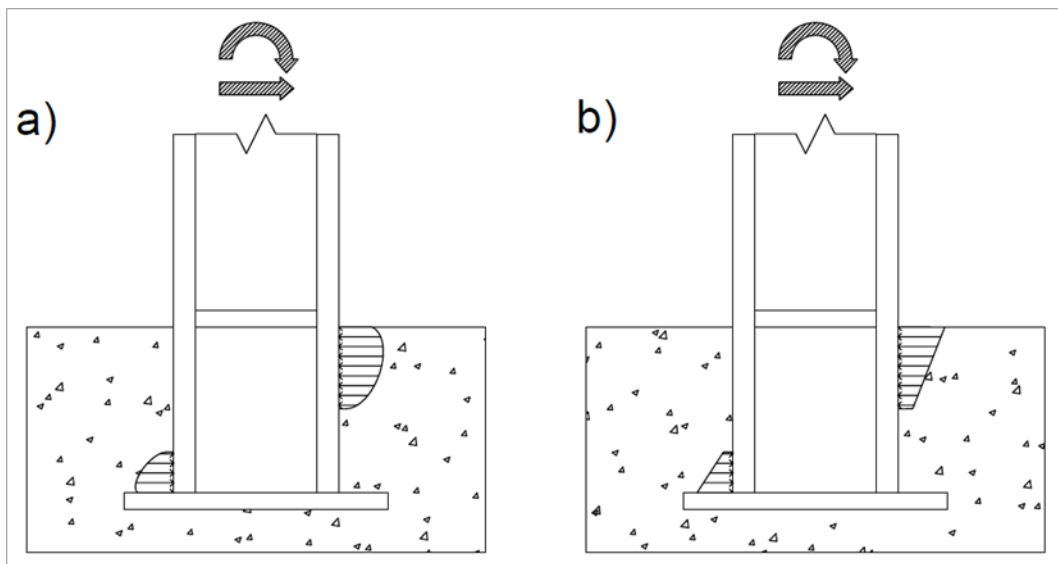
## 7. ANEXOS

### ANEXO A: ESQUEMA PARA EL CÁLCULO DE LA DERIVA DE COLUMNA Y MOMENTO BASE

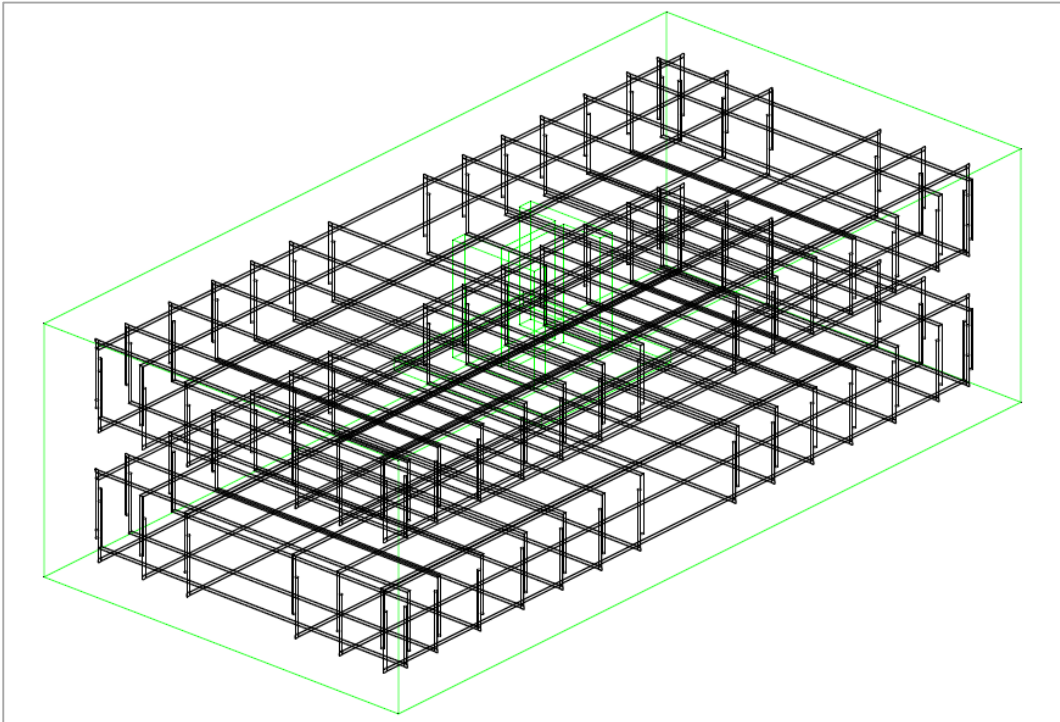


**Nota:** Adaptado de “Seismic response of embedded column base connections and anchorages”, por Grilli, 2015.

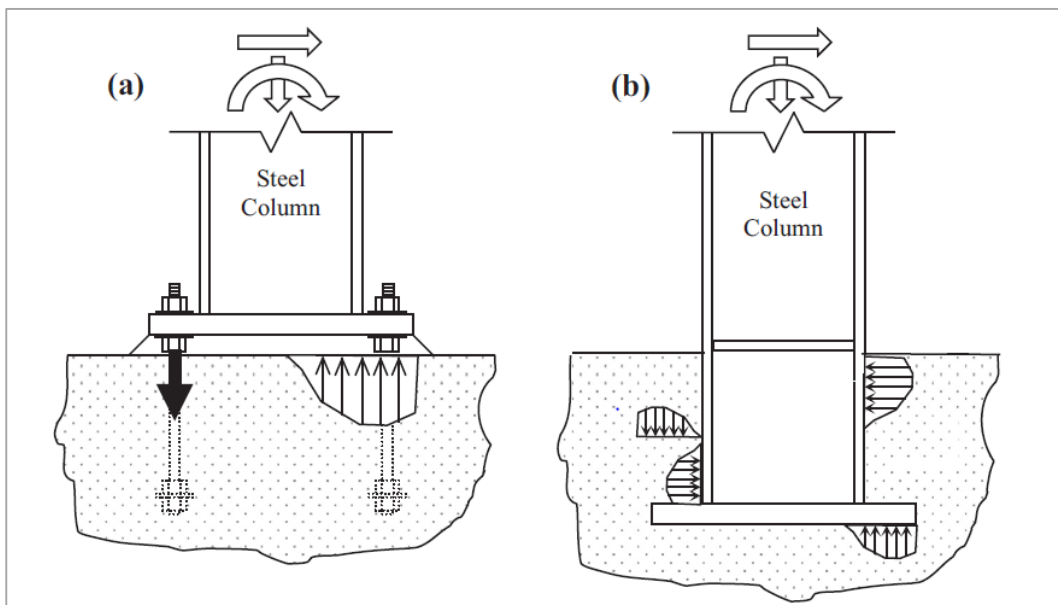
### ANEXO B: PLANTEAMIENTO PARA EL MECANISMO HORIZONTAL RESISTENTE DE CARGA



### ANEXO C: PEDESTAL DE HORMIGÓN CON ACERO DE REFUERZO



### ANEXO D: MECANISMO PARA RESISTIR CARGAS DE UNA CONEXIÓN EXPUESTA Y UNA EMBEBIDA RESPECTIVAMENTE



**Nota:** Adaptado de “A hysteretic model for rotational response of embedded column base connections”, por Torres et al., 2018.