

**ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO,  
ANTE LA CAÍDA DEL CARRO DE AVANCE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN  
DE UN PUENTE DE VIGA CAJÓN POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS  
SUCESIVOS**

**DANIELA OSORIO OSORIO  
SERGIO ANDRES MARTINEZ LEAL**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FIICO – MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

**ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO,  
ANTE LA CAÍDA DEL CARRO DE AVANCE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN  
DE UN PUENTE DE VIGA CAJÓN POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS  
SUCESSIVOS**

**DANIELA OSORIO OSORIO**

**CODIGO: 2101105**

**SERGIO ANDRES MARTINEZ LEAL**

**CODIGO: 2101117**

**Trabajo de Grado presentado como Requisito para obtener el título de  
Ingeniero Civil**

**Director:**

**JOSE MIGUEL BENJUMEA ROYERO**

**Ingeniero Civil – M. sc**

**CoDirector:**

**HOMER ARMANDO BUELVAS MOYA**

**Ingeniero Civil.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO – MECANICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2015**

## **DEDICATORIA**

A Dios y a mis padres Yadiry Osorio y Ricardo Osorio, por brindarme la fortaleza y apoyo incondicional que han ayudado en el camino de la superación, por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, y por sus consejos, valores y amor que me han permitido ser una persona de bien.

A mis hermanos Stefanny y Sergio por el apoyo constante, la paciencia y la colaboración que me brindaron en los momentos de angustia, debilidad y tristeza, además por enseñarme a compartir cada momento de su vida en mi carrera

A mis compañeros de la carrera, Sergio Martínez, Eder Esparza y Angie Martínez que contribuyeron al crecimiento y apoyo intelectual como ser humano.

Daniela Osorio Osorio

## **DEDICATORIA**

A mis padres que con su sacrificio me han brindado muchas oportunidades y estar siempre ahí brindándome de su apoyo, y a mi familia en general la cual siempre han estado pendientes de mí y de mis logros.

A todos las personas que a lo largo de la carrera compartieron conocimiento y amistad conmigo, especialmente a Daniela, Angie y Eder.

Sergio Andrés Martínez Leal.

## **AGRADECIMIENTOS**

Por su excelente orientación, le agradecemos a nuestro Director de proyecto, el Ingeniero José Miguel Benjumea y a Homer Armando Buelvas, quienes gracias a sus conocimientos estuvieron al pendiente de resolver cada una de nuestras dudas para lograr culminar con éxito este proyecto.

A nuestros compañeros de Ingeniería Civil, gracias por su apoyo y gran colaboración durante el desarrollo no solo del proyecto sino también de nuestra vida universitaria.

## CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	16
1. METODOLOGIA.....	18
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE.....	18
1.2. MATERIALES.....	21
1.3. MODELAMIENTO.....	21
1.4. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	22
1.5. LÍMITES DE ESFUERZO.....	23
1.6. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO.....	25
1.7. TIEMPO Y TIPO DE ROTURA $f(t)$ .....	28
2. RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	29
2.1. TIEMPO Y TIPO DE ROTURA.....	29
2.2. ETAPA CONSTRUCTIVA.....	30
2.2.1. $h_c/h_p = 1$ .....	30
2.2.2. $h_c/h_p = 0.5$ .....	33
2.2.3. $h_c/h_p = 0.3$ .....	36
2.3. RIGIDEZ DEL TABLERO.....	38
3. CONCLUSIONES.....	41
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	43
BIBLIOGRAFIA.....	45
ANEXOS.....	47

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribución longitudinal de las dovelas en los puentes.....	19
Figura 2. Sección transversal relación $hc/hp=0.5$ .....	20
Figura 3. Sección transversal relación $hc/hp=0.3$ .....	20
Figura 4. Sección transversal relación $hc/hp =1$ .....	20
Figura 5. Sección transversal de la pila. ....	21
Figura 6. Distribución de cargas ecuación (1). ....	25
Figura 7. Momento en la dovela pila por el efecto de la caída repentina del carro de avance en el modelo $hc/hp=1$ etapa constructiva CS2.....	27
Figura 8. Funciones de rotura. ....	28
Figura 9. Momento generado por los casos de rotura. ....	29
Figura 10. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación $hc/hp = 1$ . ....	30
Figura 11. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación $hc/hp = 1$ . ....	31
Figura 12. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación $hc/hp = 1$ .....	31
Figura 13. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS2 relación $hc/hp = 1$ .....	32
Figura 14. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS6 relación $hc/hp = 1$ . ....	32
Figura 15. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS11 relación $hc/hp = 1$ .....	32
Figura 16. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación $hc/hp = 0.5$ . ....	33
Figura 17. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación $hc/hp = 0.5$ . ....	34
Figura 18. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación $hc/hp = 0.5$ .....	34
Figura 19. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS2 relación $hc/hp = 0.5$ .....	35
Figura 20. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS6 relación $hc/hp = 0.5$ .....	35
Figura 21. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS11 relación $hc/hp = 0.5$ .....	35
Figura 22. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación $hc/hp = 0.3$ .....	36
Figura 23. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación $hc/hp = 0.3$ .....	36
Figura 24. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación $hc/hp = 0.3$ .....	37
Figura 25. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2. ....	39
Figura 26. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11. ....	39

Figura 27. F.A.D Momento de la pila en las etapas CS2, CS6 y CS11. ....40

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Alturas de la dovela central y pila.....	19
Tabla 2. Ciclo constructivo de las dovelas. ....	23
Tabla 3. Combinaciones de carga usadas durante construcción. ....	24
Tabla 4. Valores de carga.....	24
Tabla 5. Casos para cálculo del F.A.D.....	27

## LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. Validación del software Midas Civil .....	47
ANEXO B. Calculo de rigidez .....	50
ANEXO C. Calculo del presfuerzo .....	52
ANEXO D. Etapas de activación del presfuerzo .....	61
ANEXO E. Resultados axial, cortante y momento .....	61

## RESUMEN

**TITULO:** ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO, ANTE LA CAÍDA DEL CARRO DE AVANCE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE DE VIGA CAJÓN POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS.\*

**AUTOR:** DANIELA OSORIO OSORIO  
SERGIO ANDRES MARTINEZ LEAL\*\*

**PALABRAS CLAVE:** PUENTE VIGA CAJÓN, VOLADIZOS SUCESIVOS, CAÍDA DEL CARRO DE AVANCE, TIEMPO Y TIPO DE ROTURA.

### DESCRIPCIÓN:

Este artículo presenta un estudio sobre la incidencia de la rigidez del tablero, la etapa constructiva ,y el tiempo y tipo de rotura sobre el valor del factor de amplificación dinámico (F.A.D), ante la caída del carro de avance durante la construcción “in situ”, de un puente con sección viga cajón monocelular por el método de voladizos sucesivos. Esta situación accidental se puede presentar cuando la dovela se esté hormigonando o cuando el carro avanza a la siguiente dovela. El estudio se basa en 3 modelos de puentes; el primer modelo con altura de tablero constante y los otros dos modelos de alturas variables, los cuales poseen una luz principal de 100 m y luces auxiliares de 60 m, donde la rigidez de la pila no fue tomada en cuenta, ni diseñada. La situación accidental se analiza en tres etapas constructivas del tablero que representan una fase temprana, media y final. Para el cálculo del F.A.D se realiza en las componentes axiales, cortantes y momentos tanto del tablero como de la pila, estos valores se hallan mediante dos tipos de ecuaciones que se diferencian en la inclusión de las cargas constructivas, además de las combinaciones para situaciones accidentales presentadas en la norma AASHTO LRFD 2012. Los resultados obtenidos para cada parámetro muestran que los valores más altos del F.A.D se dan cuando mayor pendiente tenga la función de rotura, la etapa constructiva se encuentre cerca de fundir la dovela cierre y el tablero presente menor rigidez si los modelos poseen la misma sección en la dovela pila.

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico - Mecánicas. Escuela de ingeniería Civil. Director: Jose Miguel Benjumea Royero, Ingeniero Civil, M sc. Codirector: Homer Armando Buelvas Moya

## ABSTRACT

**TITLE:** ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO, ANTE LA CAÍDA DEL CARRO DE AVANCE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE DE VIGA CAJÓN POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS.

**AUTHOR:** DANIELA OSORIO OSORIO  
SERGIO ANDRES MARTINEZ LEAL

**KEYWORDS:** PUENTE VIGA CAJÓN, VOLADIZOS SUCESIVOS, CAÍDA DEL CARRO DE AVANCE, TIEMPO Y TIPO DE ROTURA.

### DESCRIPTION

This article present a study about the incidence of the deck stiffness, the construction stage, and the time and type of breakage, on the value of the dynamic amplification factor (DAF), produced by the accidental fall of the form-traveler during construction "in situ", of a bridge with single cell box girder section, constructed by balanced cantilever method. This accidental situation may occur when the segment is casting or when the formtraveler moves to the next segment. The study is based on three models of bridges; the first model has constant height deck and the other two models have varying heights of the deck, all the models have a main span of 100 m and auxiliary spans of 60 m, where the stiffness of the pier was not taken into account and its does not design. The accidental situation is analyzed in three construction phases representing the board early, middle and final stages. The calculation of FAD is for axial, shear and moment of the deck and the pier components, these values are calculated using two types of equations which differ in the inclusion of construction loads proposed by the AASHTO LRFD 2012 norm. The results for each parameter show that the highest values of D.A.F are obtained when slope of the breakage function is infinite (sudden fall), the construction stage of bridge is near to the key segment and when the stiffness of the deck is low if the models have the same section in the segment of the pier.

\* Work degree

\*\* Faculty of Physical Engineering - Mechanical. School of Civil Engineering. Director: Jose Miguel Benjumea Royero, Civil Engineer, M sc. Co: Homer Buevas Armando Moya

## INTRODUCCIÓN

Uno de los procesos actuales de construcción en proyectos de superestructura de puentes, corresponde al método de avance por voladizo sucesivo con dovelas hormigonadas “in situ”, obteniendo una ejecución sencilla y económica. Generalmente, los procedimientos constructivos de los puentes viga cajón se fundamentan en el uso de carros de avance, los cuales permiten el crecimiento del tablero en ambos lados de las pilas apoyado en las dovelas predecesoras.

Durante la construcción existe el riesgo de la caída accidental del carro de avance, evento que puede tener lugar cuando este está estático o en avance a la siguiente dovela; ante esta situación, las normas y guías de diseño recomiendan que el efecto dinámico de ésta acción quede cubierto bajo el uso de un factor de amplificación dinámico (F.A.D) con valor igual a 2.0 [1-4] calculado de un modelo para un grado de libertad, como una alternativa a un estudio dinámico con múltiples grados de libertad. Un ejemplo para el caso anterior es el diseño realizado para el puente Metsovitikos en Grecia [6], que tiene una longitud total de 537 m y fue construido in situ con carros de avance de 850 kN, donde el diseño de las etapas constructivas uso el valor recomendado [5].

Este modelo es una forma rápida de realizar el análisis, aunque desafortunadamente no arroja datos precisos en el estudio dinámico de puentes, debido a la omisión de todos los grados de libertad.

En un estudio realizado por Mozos y Aparicio [7] sobre la relación entre la energía de deformación de la estructura y el F.A.D, se analizó la caída de un segmento prefabricado en la construcción de un puente con tablero de sección constante por medio de un modelo de múltiples grados de libertad. Para la obtención de los

resultados se eligieron los tres primeros modos de vibración de la estructura, alcanzando valores de F.A.D hasta de 3.24, superando el valor recomendado.

Aunque el coeficiente dinámico es un problema complejo que involucra diversos parámetros, surge la necesidad de estudiar el comportamiento del F.A.D ante la caída del carro de avance con modelos de múltiples grados de libertad, variando parámetros como el tipo y tiempo de rotura en que ocurre la situación accidental, además de la etapa constructiva del voladizo en la que ocurre y la influencia de la rigidez del tablero.

El artículo está organizado de la siguiente manera, en el capítulo dos se encuentra la metodología usada para realizar los tres modelos a analizar, describiendo la geometría de los puentes, las propiedades de los materiales, el proceso constructivo, las combinaciones en estado de servicio y el cálculo del F.A.D. En el tercer capítulo se presentan los resultados y análisis para cada parámetro, y por último, en el capítulo cuarto se presentan las conclusiones del análisis.

## 1. METODOLOGIA

Se plantea salvar una luz total de 220 metros por medio de puentes hipotéticos de tres vanos, los materiales se tomaron según características de puentes ya construidos y la geometría se basó de especificaciones en normas y guías de diseño. Para el desarrollo de la investigación se utiliza el software Midas Civil para el cual se realizó la validación ante el efecto de un pulso dinámico en una viga en voladizo ver anexo 1.

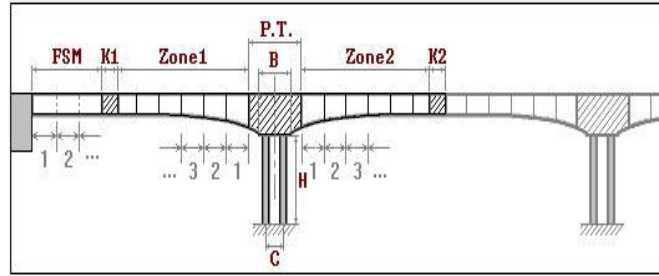
Para el análisis del efecto de la rigidez del tablero en el F.A.D, se definieron tres secciones que se diferencian por la relación entre la altura de la dovela en la pila ( $h_p$ ) y la altura de la dovela en el centro de la luz ( $h_c$ ).

Otro parámetro a estudiar es la etapa constructiva en que ocurre el accidente. Para esto se escogieron las etapas correspondientes a  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  del volado y justo antes de construir la dovela de cierre.

### 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

Los puentes a analizar poseen secciones tipo cajón monocelular; la luz principal es de 100 metros, y las luces auxiliares son de 60 metros. El tablero está conformado por cuatro grupos de dovelas: el primero (P.T) está conformado por cuatro dovelas en la pila, dos de longitud 3.825 m y otras dos de 3.75 m; el segundo grupo (Zona 1 y Zona 2) está conformado por dovelas de longitud igual a 3.75 m y se encuentran ubicadas entre el grupo de dovelas pila y las dovelas de cierre. El tercer grupo (K1 Y K2) pertenece a las dovelas de cierre central y laterales, que tienen longitud de 2.35 m y 2.175 m respectivamente, y el último grupo (FSM) incluye las dovelas en los vanos laterales cercanas al apoyo que cuenta con longitudes de 3 m, ver figura 1.

**Figura 1.** Distribución longitudinal de las dovelas en los puentes.



FSM: 3 dovelas de 3 metros. Zone1: 15 dovelas de 3.75 metros. Zone2: 15 dovelas de 3.75 metros  
 K1: dovela de cierre de 2.175 metros. K2: dovela de cierre de 2.35 metros PT: zona pila de 15.15 metros en su parte alta. B: zona pila de 7.65 metros en su parte baja.

Fuente. Imagen del software Midas Civil

Las dimensiones de la sección transversal de la viga tipo cajón fueron tomadas de una recopilación de guías de diseño [8-11], en donde se escogió una losa superior de 0.3 m de espesor con almas de espesor constantes igual a 0.45 m.

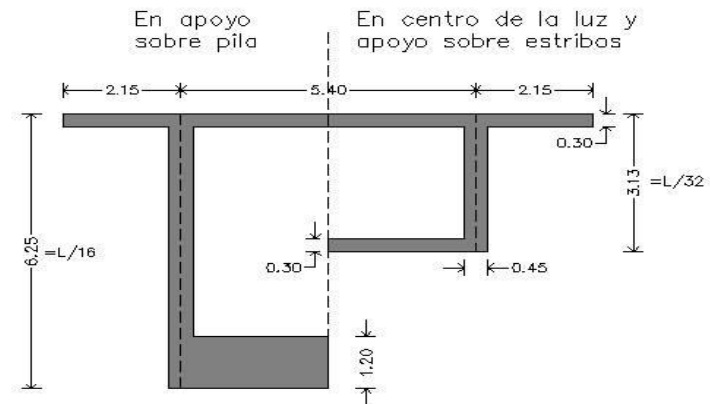
La rigidez del tablero fue variada conforme a la relación  $hc/h_p$ , seleccionando una sección constante (es decir  $hc/h_p$  igual a 1), y dos puentes de secciones variables, cuyas relaciones son de 0.3 y 0.5, siendo el modelo con relación  $hc/h_p=0.3$  el de menor rigidez (ver anexo 3). Las alturas  $h_p$  y  $h_c$  se eligieron conforme a las recomendaciones de la guía de diseño [12] y son presentadas en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Alturas de la dovela central y pila.

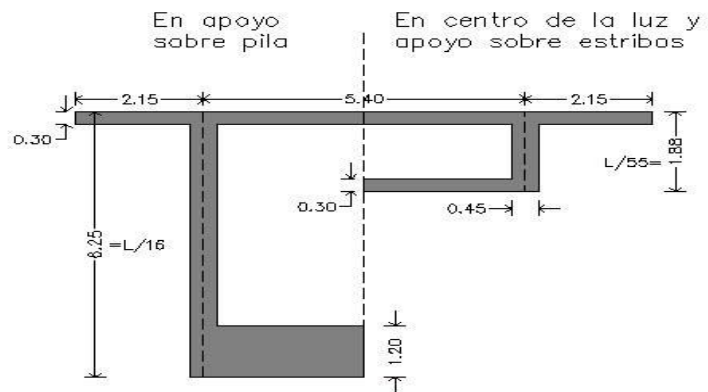
Relación $hc/h_p$	$h_c$ [m]	$h_p$ [m]
1	4.55	4.55
0.5	3.13	6.25
0.3	1.88	6.25

En los modelos de sección variable, la losa inferior inicia en la dovela pila con un espesor de 1.2 m y finaliza en el centro del claro con 0.3 m, aproximándose de forma parabólica al igual que sus cantos, ver figuras 2 y 3. En el modelo de sección transversal constante la losa inferior es de 0.6 m, ver figura 4.

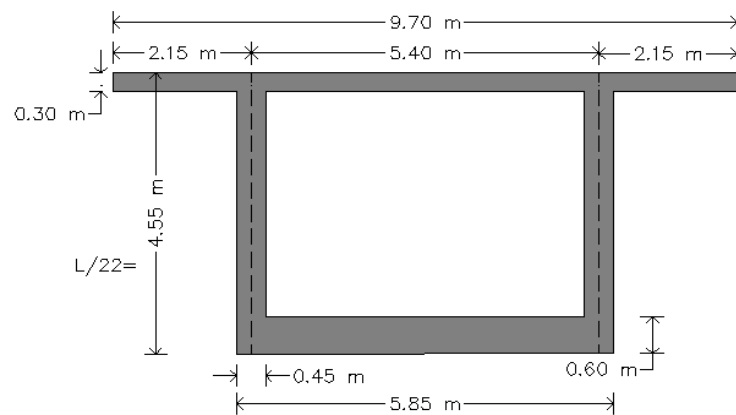
**Figura 2. Sección transversal relación  $hc/hp=0.5$**



**Figura 3. Sección transversal relación  $hc/hp=0.3$ .**

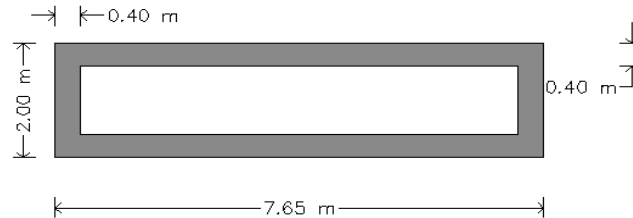


**Figura 4. Sección transversal relación  $hc/hp = 1$ .**



La pila es de sección cajón con dimensiones de 7.65 x 2 m, y con espesores de pared de 0.4 m, ver figura 5.

**Figura 5.** Sección transversal de la pila.



El modelo no cuenta con acero de presfuerzo modelados como elementos adicionales (por ejemplo, elementos tipo tendón que tengan en cuenta la rigidez mecánica y geométrica), ya que su función fue reemplazada por fuerzas axiales y momentos, calculados mediante la amplificación de los esfuerzos en el tablero generados por la aplicación de cargas unitarias y excéntricas respecto al centroide geométrico de la sección transversal. Los resultados de estos cálculos para cada etapa constructiva se pueden observar en el anexo 2.

## 1.2. MATERIALES

El concreto del tablero y de las pilas tiene las siguientes propiedades: un esfuerzo a la compresión ( $f'c$ ) igual a 41.36 MPa, módulo de elasticidad ( $E_{c28}$ ) de 30772 MPa, peso específico y de 23.56 (kN/m<sup>3</sup>) y coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0.2. Los efectos del Creep y Shrinkage no son tomados en cuenta puesto que no afectan en gran medida el análisis durante la construcción del puente [13].

## 1.3. MODELAMIENTO

Los modelos de los tres puentes fueron realizados con la herramienta Wizard que cuenta el programa Midas Civil. Con esto se puede modelar rápidamente

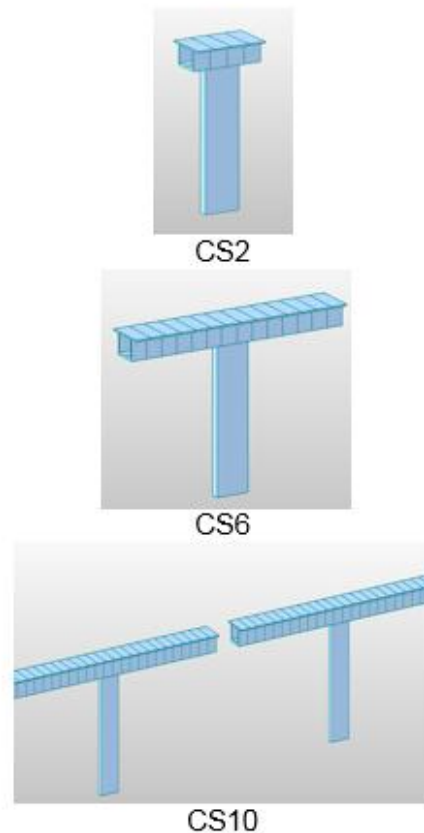
ingresando los datos geométricos, las propiedades de los materiales y los tiempos de las etapas constructivas.

Una vez ingresado estos datos se genera el modelo del puente y se aplican las fuerzas y momentos que simulan el efecto del tensado.

#### 1.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se asume que el puente es construido de forma simétrica respecto a las pilas, ver figura 6, y su proceso constructivo está compuesto de varias etapas denominadas CS (Construction Stage).

**Figura 6.** *Construcción simétrica.*



Fuente. Elaboración del software Midas Civil

La primera etapa es la construcción de las pilas (duración igual a 100 días) y de las dovelas pila (30 días). Pasados 5 días de haber vaciado el concreto, este ya cuenta con la resistencia óptima para proceder al armado de los carros de avance, comenzando de esta manera con un ciclo repetitivo de construcción, el cual demora 8 días por dovela como se puede apreciar en la Tabla 2.

**Tabla 2.** *Ciclo constructivo de las dovelas.*

<b>Ciclo de constructivo de las dovelas</b>	
<b>Actividad</b>	<b>Duración</b>
Tensado de los torones del segmento anterior.	1 día
Desmante y avance del carro	
Colocación del refuerzo, ductos y tendones	2 días
Vaciado del concreto	1 día
Curado del concreto	4 días

Estas dovelas se construyen de forma simétrica respecto a la pila, llegando hasta la etapa de la construcción de las dovelas de cierre. Las primeras dovelas de cierre en construirse son las laterales y luego la del vano central, demorando cada una 10 días en su construcción.

El orden de activación de las cargas de presfuerzo previamente calculadas, para cada modelo de puente se puede observar en el anexo 4.

El parámetro de la etapa constructiva se estudió en tres momentos, los cuales fueron determinados en función de la luz principal. Las etapas estudiadas son la CS2, la CS6 y la CS11, cuyas longitudes de volado son de 11.325 m, 26.385 m y 44.053 m respectivamente.

## **1.5. LÍMITES DE ESFUERZO**

Para el diseño del tensado, se emplearon las combinaciones en estado de servicio durante construcción presentadas en AASHTO LRFD 2012 Bridge Design

Specifications, ver Tabla 3. Los valores de carga usados también corresponden a los propuestos por la norma AASHTO y se pueden observar en la Tabla 4.

**Tabla 3.** *Combinaciones de carga usadas durante construcción.*

Load Combination	LOAD FACTORS														STRESS LIMITS				See Note	
	Dead Load			Live Load			Wind Load			Other Loads				Earth Loads	Flexural Tension		Principal Tension			
	D	DIFF	U	CE	IE	CL	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH	EV	ES	Excluding "Other Loads"		Including "Other Loads"
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	0.190 $\sqrt{f'_c}$	0.220 $\sqrt{f'_c}$	0.110 $\sqrt{f'_c}$	0.126 $\sqrt{f'_c}$	—
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	0.190 $\sqrt{f'_c}$	0.220 $\sqrt{f'_c}$	0.110 $\sqrt{f'_c}$	0.126 $\sqrt{f'_c}$	—
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	0.190 $\sqrt{f'_c}$	0.220 $\sqrt{f'_c}$	0.110 $\sqrt{f'_c}$	0.126 $\sqrt{f'_c}$	—
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	0.190 $\sqrt{f'_c}$	0.220 $\sqrt{f'_c}$	0.110 $\sqrt{f'_c}$	0.126 $\sqrt{f'_c}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	0.190 $\sqrt{f'_c}$	0.220 $\sqrt{f'_c}$	0.110 $\sqrt{f'_c}$	0.126 $\sqrt{f'_c}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	0.190 $\sqrt{f'_c}$	0.220 $\sqrt{f'_c}$	0.110 $\sqrt{f'_c}$	0.126 $\sqrt{f'_c}$	3

Funte AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications

**Tabla 4.** *Valores de carga.*

Carga	Descripción	Valor
Muerta	DC	Peso propio de los elementos
	DIFF	Carga diferencial en el voladizo central
Viva	CLL	Carga viva de construcción
Otras	CEQ	Peso del carro de avance
	WUP	Carga debida al viento

De las combinaciones presentadas en la norma se escogió la más crítica para el cálculo del presfuerzo necesario.

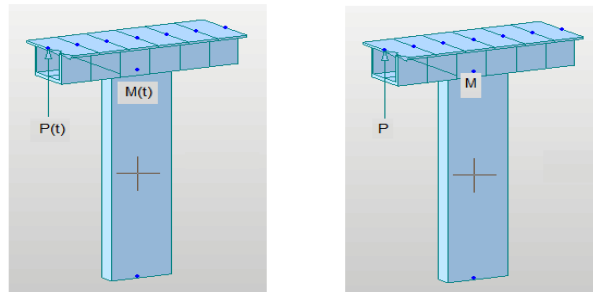
Al no tener tendones como tal en los modelos, se omite el esfuerzo máximo permitido de los tendones y solo se tiene en cuenta los límites admisibles a compresión y tensión del concreto durante construcción. El esfuerzo máximo admisible a compresión es de 20.68 MPa y a tensión de 3.21 MPa.

## 1.6. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO

Para el cálculo del F.A.D se eligieron dos ecuaciones; la primera ecuación (1), corresponde a la aplicación del peso del carro de avance en dirección opuesta a la caída sin contemplar el resto de cargas constructivas, ver figura 7.

$$D. A. F = \frac{S_{dyn \text{ sin cargas}}}{S_{sta \text{ sin cargas}}} \quad (1)$$

**Figura 6.** Distribución de cargas ecuación (1).



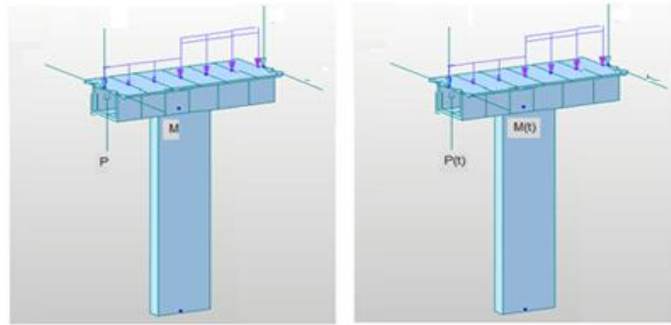
Fuente. Imágenes del software Midas Civil

Donde  $S_{dyn}$  y  $S_{sta}$  es la respuesta de la estructura ante la carga aplicada de forma dinámica y estática respectivamente.

En la ecuación (2) se aplican las cargas de construcción y tensado (ver figura 8) según las combinaciones del capítulo 5.14.2.3.4a de la norma AASHTO.

$$D. A. F = \frac{S_{dyn \text{ con cargas}}}{S_{sta \text{ con cargas}}} \quad (2)$$

**Figura 8.** Distribución de cargas ecuación (2).



Fuente. Imágenes del software Midas Civil

La situación accidental se presenta con la caída del carro de avance del vano lateral, mientras que en el otro extremo se halla una dovela en el proceso de curado; ya que esta situación es la más crítica según las combinaciones para situaciones accidentales presentadas en la norma AASHTO, las cuales son llamadas máximas fuerzas en la superestructura (5.14.2.3.4a-1):

$$\sum \gamma Q = 1.1 (DC + DIFF) + 1.3(CEQ + CLL) + A + AI$$

Y mínimas fuerzas en la superestructura (5.14.2.3.4a-2):

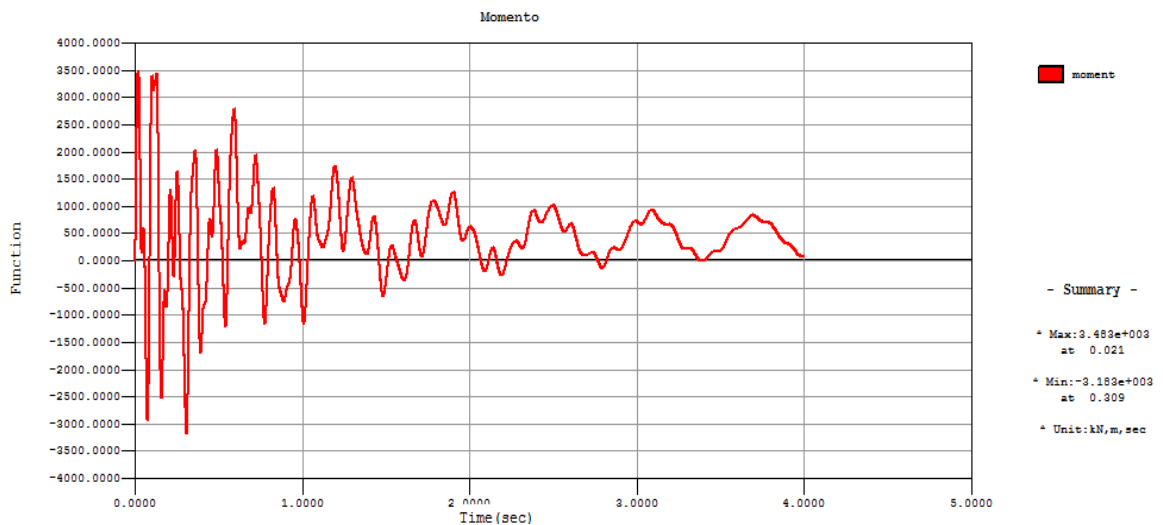
$$\sum \gamma Q = DC + CEQ + A + AI$$

Donde A es la carga del carro de avance y AI es la carga de rotura. En total son seis casos de F.A.D si se toman en cuenta los valores máximos positivos y negativos de la envolvente dinámica (ver figura 9) para el cálculo del F.A.D, cada caso esta descrito en la tabla 5.

**Tabla 5. Casos para cálculo del F.A.D**

Nombre	Descripción
Ecuación (1) Max	Ecuación 1 cuando alcanza el valor máximo positivo de la envolvente dinámica.
Ecuación (1) Min	Ecuación 1 cuando alcanza el valor máximo negativo de la envolvente dinámica
Ecuación (2) fuerzas máximas Max	Ecuación 2 combinación 5.14.2.3.4a-1 cuando alcanza el valor máximo positivo de la envolvente dinámica.
Ecuación (2) fuerzas máximas Min	Ecuación 2 combinación 5.14.2.3.4a-1 cuando alcanza el valor máximo positivo de la envolvente dinámica
Ecuación (2) fuerzas mínimas Max	Ecuación 2 combinación 5.14.2.3.4a-2 cuando alcanza el valor máximo positivo de la envolvente dinámica.
Ecuación (2) fuerzas mínimas Min	Ecuación 2 combinación 5.14.2.3.4a-2 cuando alcanza el valor máximo positivo de la envolvente dinámica

**Figura 7. Momento en la dovela pila por el efecto de la caída repentina del carro de avance en el modelo hc/hp=1 etapa constructiva CS2.**



Fuente. Gráfica del software Midas Civil

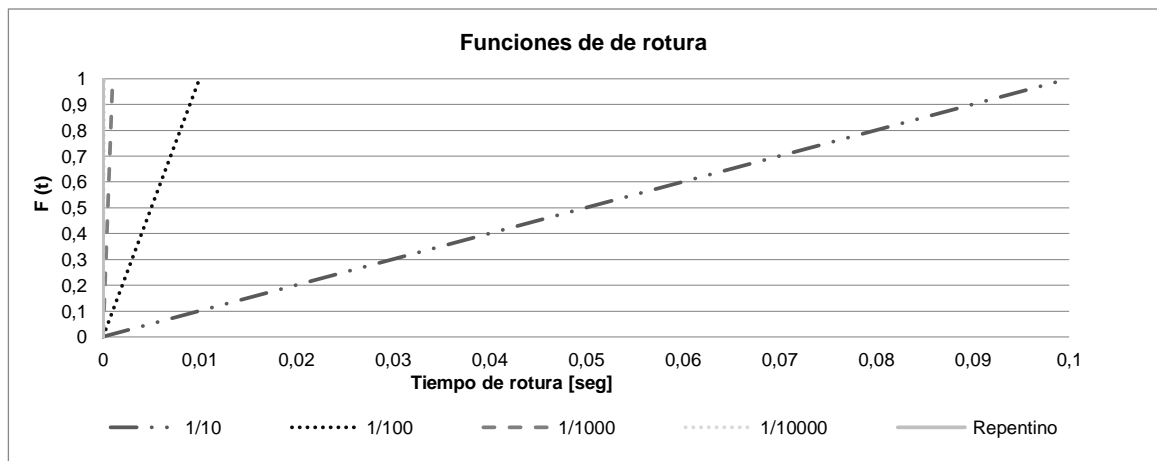
La respuesta dinámica se obtuvo a partir de un análisis dinámico lineal, basado en la superposición de modos, que tiene una duración de dos veces el periodo fundamental; el coeficiente de amortiguamiento usado es del 2% recomendado en el capítulo 4.7.1.4 de la norma AASHTO, y se tomaron en cuenta los primeros 12 modos de vibración.

### 1.7. TIEMPO Y TIPO DE ROTURA $f(t)$ .

El tipo y tiempo de rotura se estudió de manera similar a la investigación realizada por Ruiz-Terán y Aparicio [14]. Las funciones de rotura seleccionadas fueron la repentina y lineal (tipo rampa), ya que para el estudio anteriormente mencionado se observó que la variación de los F.A.D está relacionado con la pendiente de la función de rotura, siendo la repentina la de mayores efectos y la lineal la de menor; cada función cuenta con una duración total de 30 segundos.

Para la función lineal se seleccionaron los tiempos de rotura en función del periodo fundamental (T) igual a: T/10, T/100, T/1000, T/10000. Las funciones de rotura se pueden observar en la figura 10. Estas funciones se aplicaron en el modelo de sección constante para la etapa constructiva CS2 ya que su resultado no depende de la etapa constructiva ni de la rigidez.

**Figura 8.** *Funciones de rotura.*

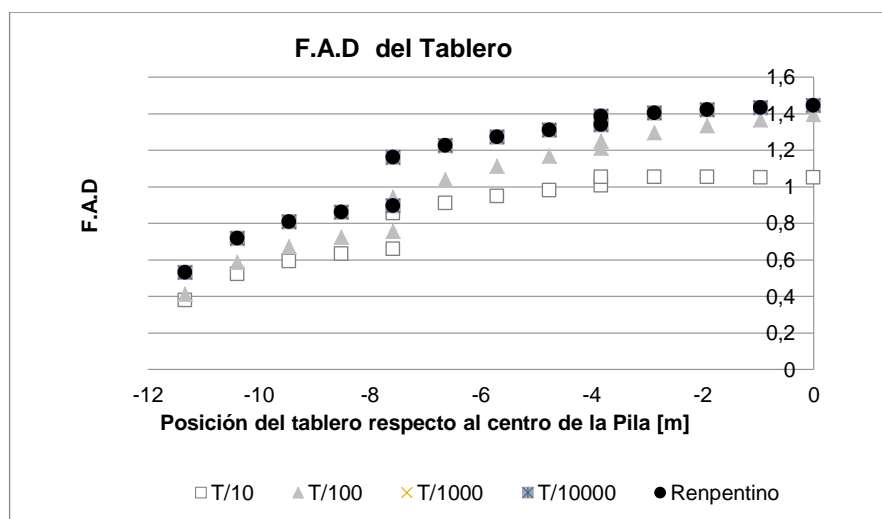


## 2. RESULTADOS Y ANÁLISIS

### 2.1. TIEMPO Y TIPO DE ROTURA

Para determinar la función de rotura más crítica, se usaron los F.A.D empleando la ecuación (1) con respecto al momento flector, cuyos resultados se observan en la figura 11. Se evidencia que las funciones con mayor pendiente generan los mayores valores de amplificación dinámicos, tal y como se observó en [14].

**Figura 9.** Momento generado por los casos de rotura.



La figura anterior muestra los resultados obtenidos del F.A.D de la parte izquierda del tablero respecto a la pila, debido a la unión rígida entre tablero y pila. Los valores del término  $S_{sta}$  de la ecuación (1) de la parte derecha del tablero son cero, dando lugar a valores de F.A.D infinitos.

Como la función repentina genera los mayores F.A.D a lo largo del tablero, esta se eligió como función base para los otros modelos.

## 2.2. ETAPA CONSTRUCTIVA.

Los F.A.D se hallaron para las fuerzas axiales, cortantes y momentos, tanto para la pila como para el tablero. El cálculo de estos se realizó usando las seis ecuaciones de F.A.D.

A continuación se presentan los resultados obtenidos del F.A.D para los momentos de la pila y del tablero ya que son los de mayor interés para la estabilidad de la estructura, mientras que los componentes axial y cortante pueden ser observados en el anexo 5.

### 2.2.1. $hc/hp = 1$

Resultados del tablero.

En todas las etapas constructivas de los tres modelos, el lado derecho del tablero presenta valores infinitos para la ecuación (1) debido a la unión entre el tablero y la pila. Además, existen puntos en el tablero con dos valores de F.A.D, estos puntos corresponden a las uniones entre las dovelas, en las cuales existen dos valores de momento por las cargas del tensado, ver figuras 12,13 y 14.

**Figura 10.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación  $hc/hp = 1$ .

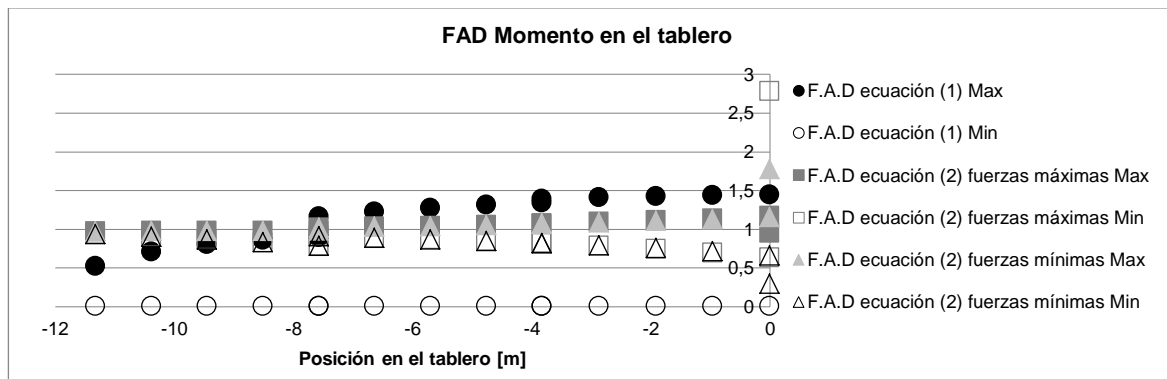


Figura 11. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación  $hc/hp = 1$ .

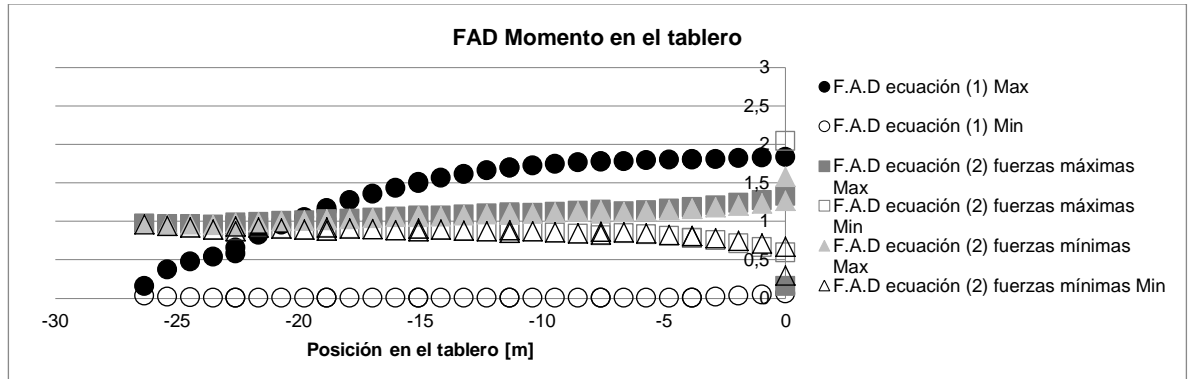
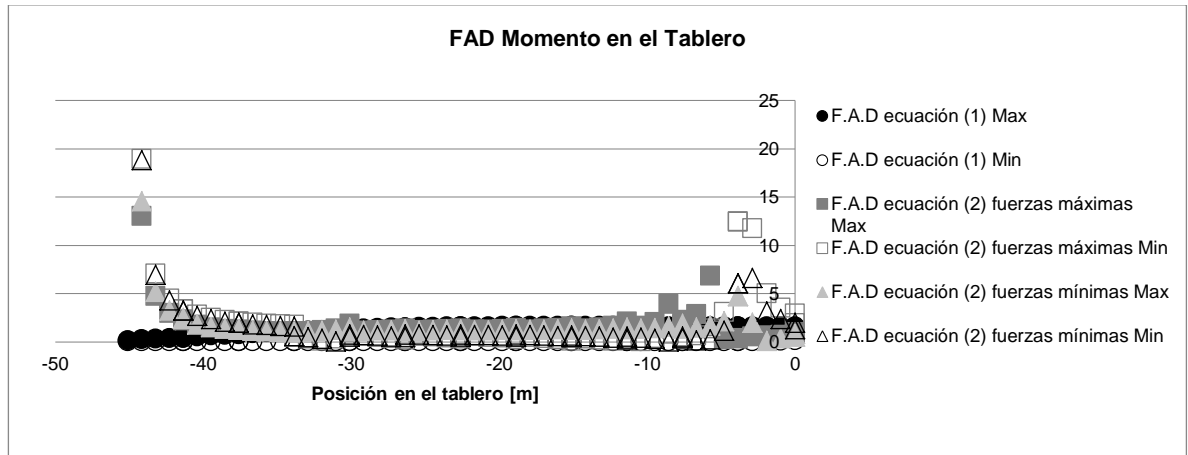


Figura 12. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación  $hc/hp = 1$ .



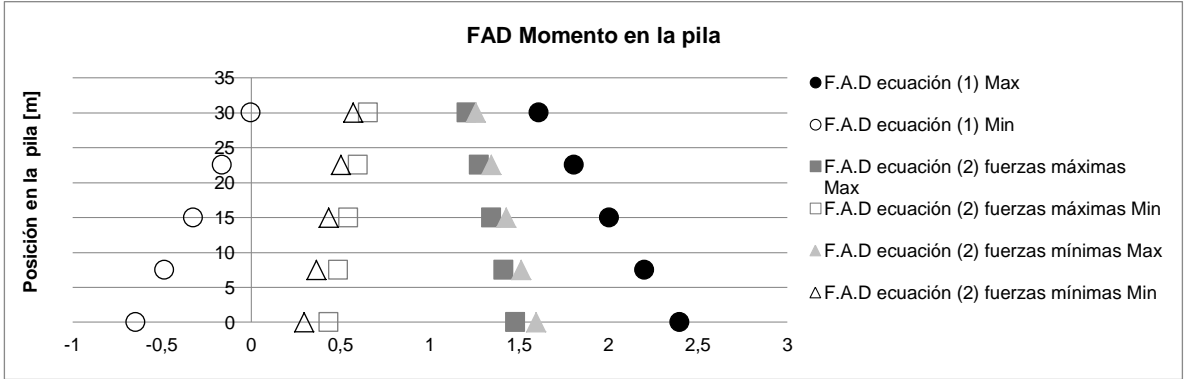
El caso más crítico para la ecuación (2) es el caso de fuerzas máximas cuando la envolvente dinámica llega a su punto máximo negativo, y se presenta en la dovela pila exceptuando en la etapa CS11, el cual es infinito en el extremo izquierdo a causa de la caída y la ausencia del tensado.

El comportamiento difuso de los valores del lado derecho del tablero, sucede por la presencia del tensado y de la unión entre la pila y el tablero, puesto que la unión no transmite momentos al lado derecho cuando se da la caída del carro de forma estática. Por consiguiente estos valores no son tenidos en cuenta en el análisis.

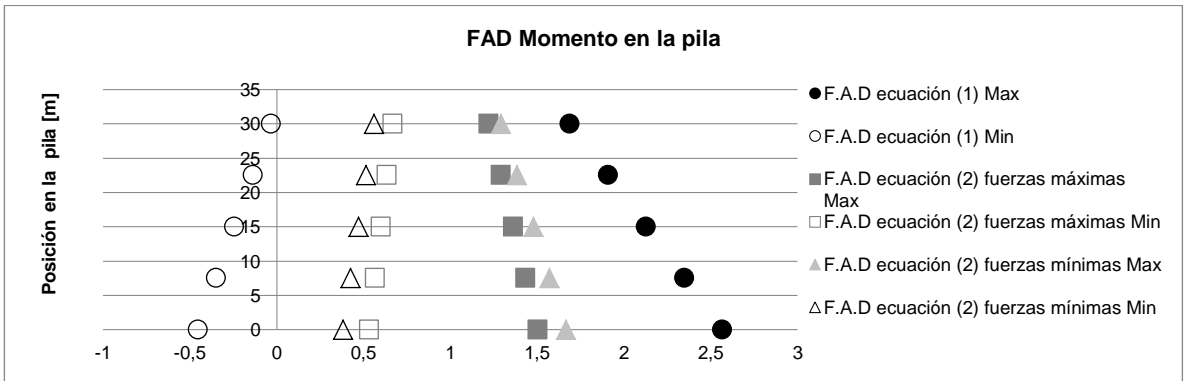
Resultados de la pila

Los mayores valores de F.A.D en la pila se presentan a nivel del suelo en las tres etapas constructivas, como se puede observar en las figuras 15, 16 y 17.

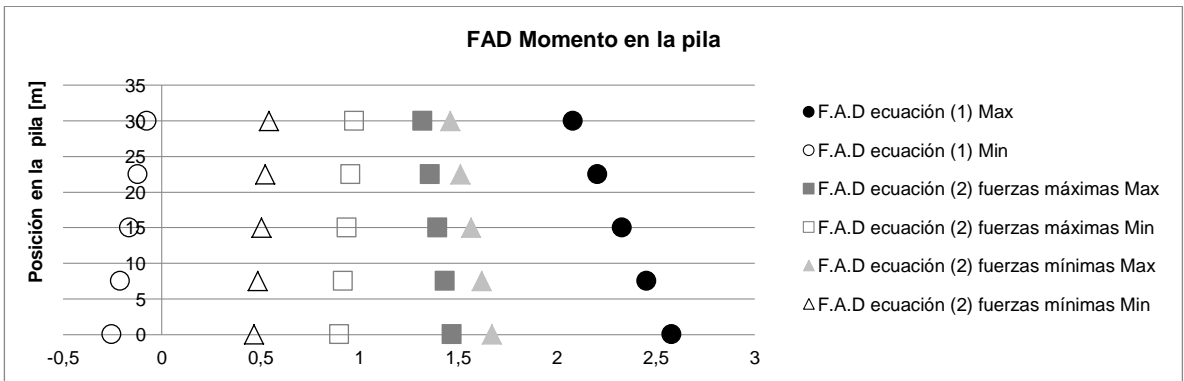
**Figura 13.** F.A.D Momento de la pila en la etapa CS2 relación  $hc/hp = 1$ .



**Figura 14.** F.A.D Momento de la pila en la etapa CS6 relación  $hc/hp = 1$ .



**Figura 15.** F.A.D Momento de la pila en la etapa CS11 relación  $hc/hp = 1$ .



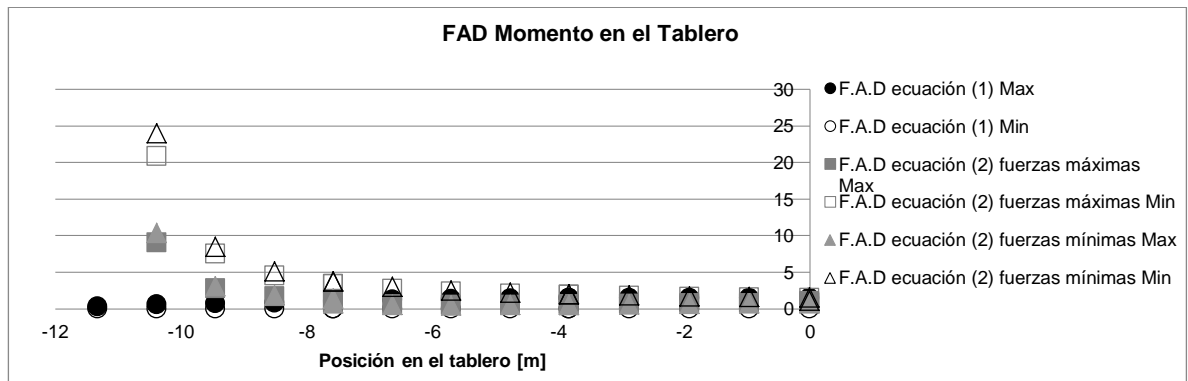
El mayor valor alcanzado es de 2.57 obtenido con la ecuación (1) en la etapa CS11, pero no es muy distante del 2.56 obtenido en la etapa CS6.

### 2.2.2. $hc/hp = 0.5$

Resultados del tablero

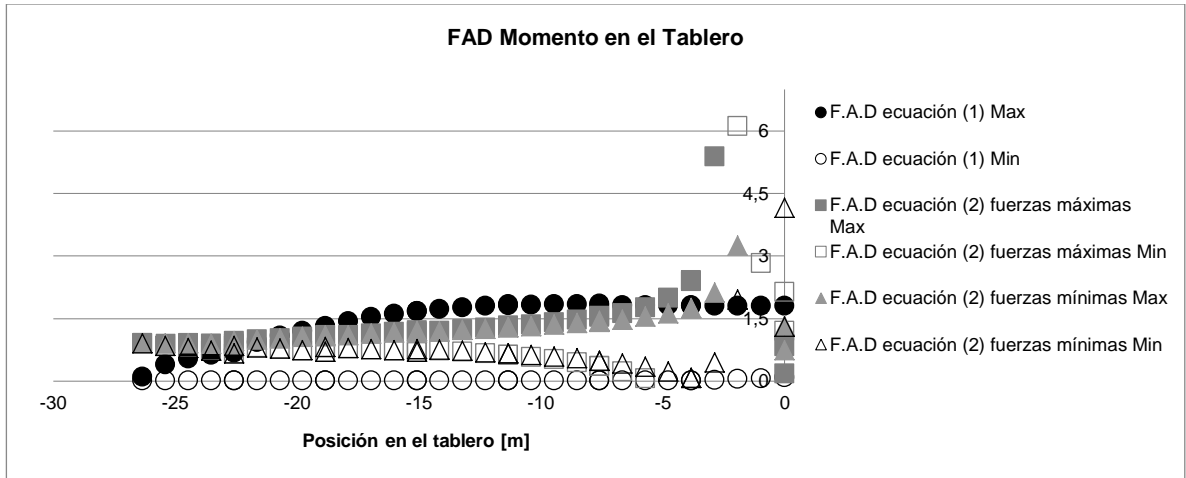
En la etapa CS2 el F.A.D de la ecuación (2) es infinito en el extremo donde ocurre la caída (ver figura 18), ya que presenta la misma situación que en el modelo cuya relación es relación  $hc/hp = 1$  en la etapa CS11. Si se ignora esta tendencia, el mayor valor se presenta en la dovela pila y es igual a 1.54.

**Figura 16.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación  $hc/hp = 0.5$ .



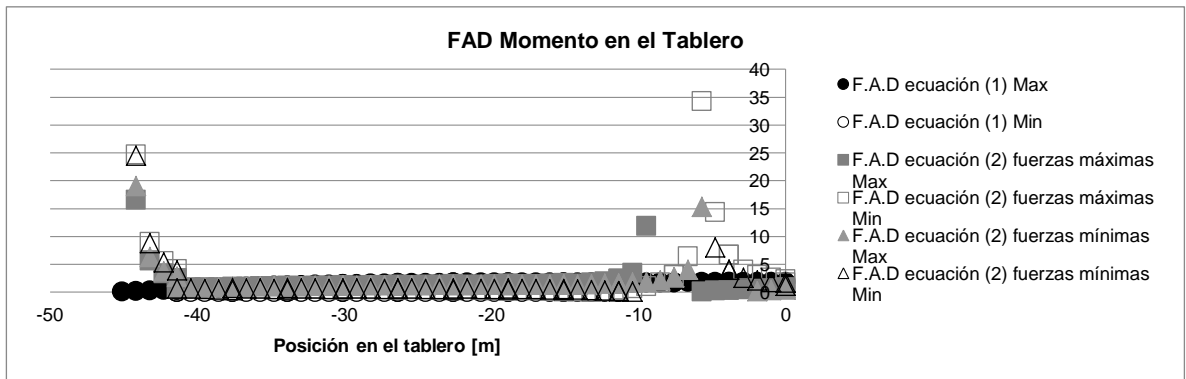
En la etapa CS6 se presentan valores altos en la parte izquierda del tablero para la ecuación (2) (ver figura 19), debido a que cerca de ese punto del tablero hay un corte con la gráfica de momento producto de la caída del carro en forma estática, el cual podría eliminarse aplicando de manera más anticipada las cargas de presfuerzo al igual que en el modelo de relación  $hc/hp = 1$ . El mayor F.A.D se encuentra en el extremo derecho, nuevamente por la unión del tablero con la pila y las cargas de tensado.

**Figura 17.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación  $hc/h_p = 0.5$ .



La etapa CS11 sigue manteniendo el comportamiento difuso en el lado derecho del tablero e infinito en el extremo de la caída (ver figura 20), pero esta vez se presentan valores altos en el lado izquierdo cerca a la pila, por la misma razón de la etapa CS6.

**Figura 18.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación  $hc/h_p = 0.5$ .



### Resultados de la pila

El mayor F.A.D con respecto al momento se mantiene en la base de la pila, pero esta vez el valor máximo obtenido en la etapa CS11 (2.84) difiere del valor máximo de la etapa CS6 (2.57), ambos obtenidos con la ecuación (1).

Figura 19. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS2 relación  $hc/hp = 0.5$

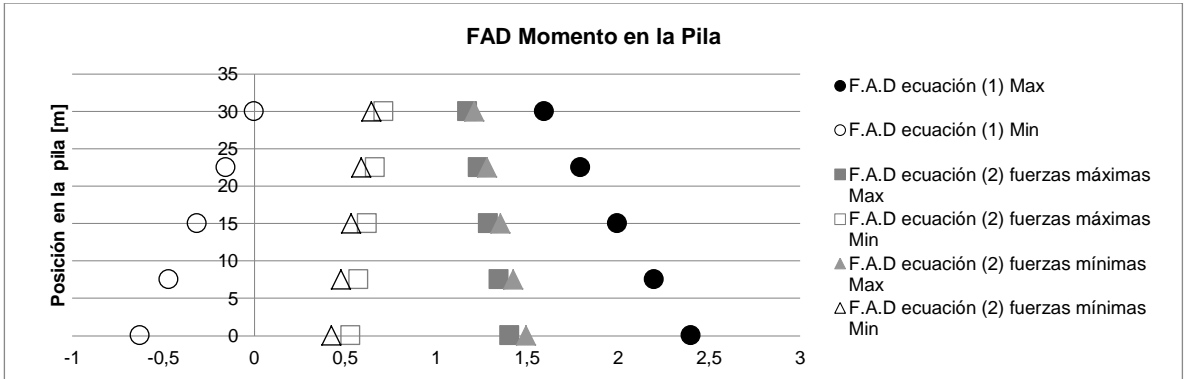


Figura 20. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS6 relación  $hc/hp = 0.5$ .

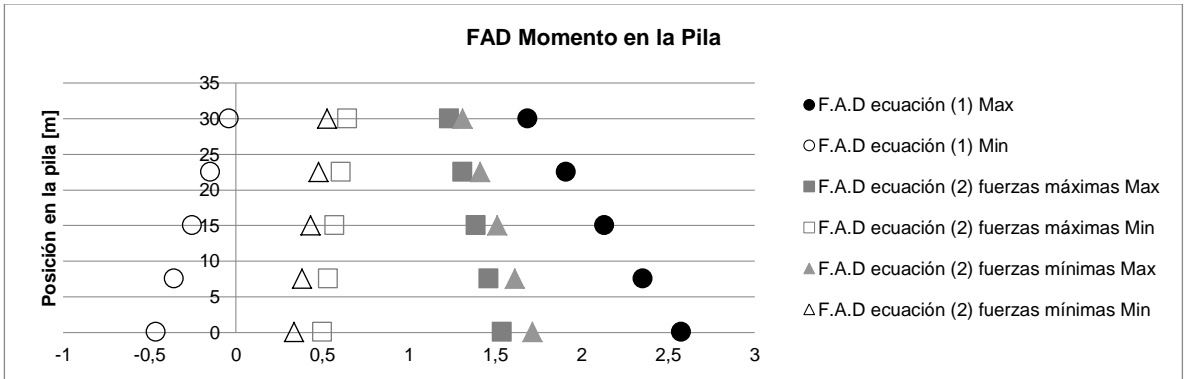
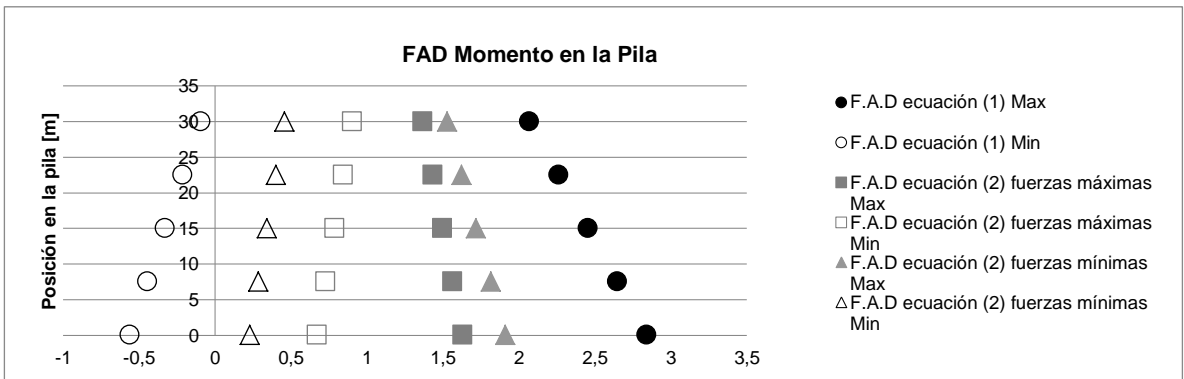


Figura 21. F.A.D Momento de la pila en la etapa CS11 relación  $hc/hp = 0.5$ .

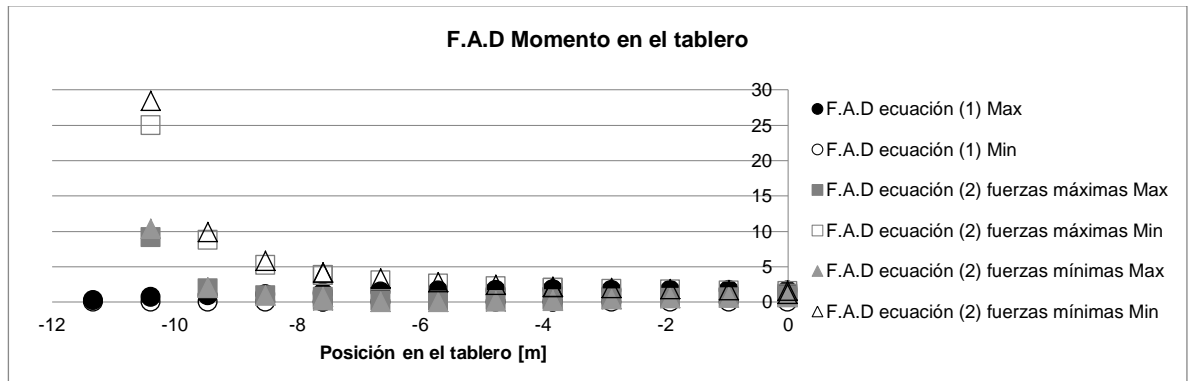


### 2.2.3. $hc/hp = 0.3$

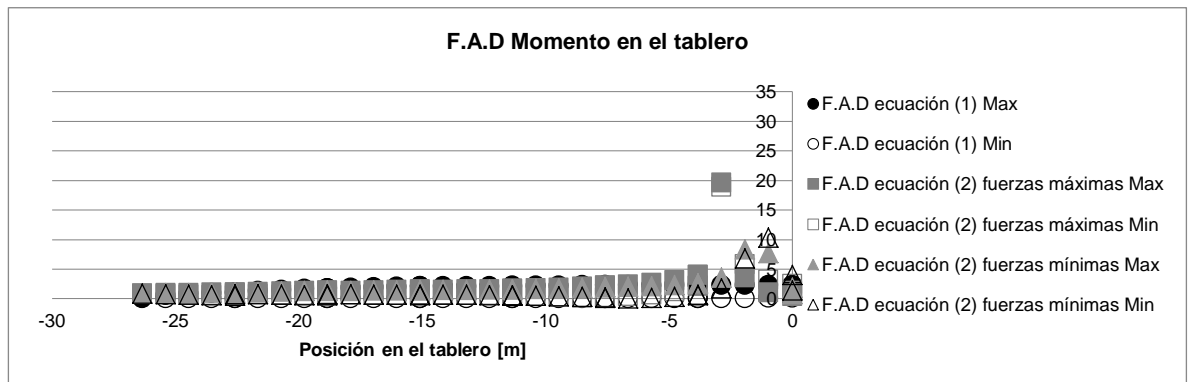
#### Resultados del tablero

El comportamiento de los valores en todas las etapas son similares al modelo de relación  $hc/hp = 0.5$ , como se puede observar en las figuras 24, 25 y 26. En la etapa CS6 no son notorios los efectos descritos en la etapa CS6 del modelo  $hc/hp = 0.5$ , sin embargo, en la etapa CS11 si se hace evidente.

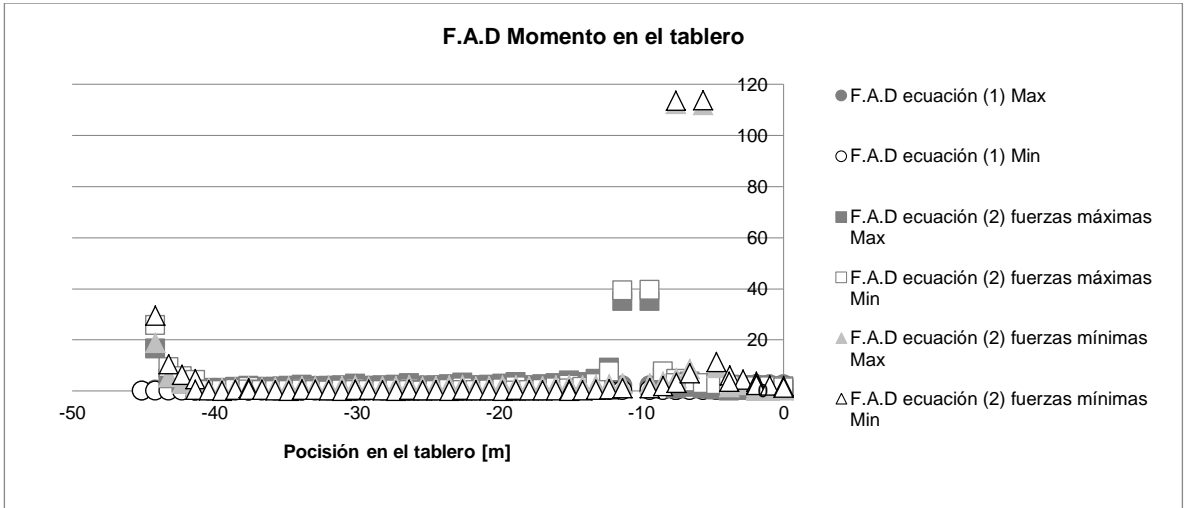
**Figura 22.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación  $hc/hp = 0.3$ .



**Figura 23.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación  $hc/hp = 0.3$ .



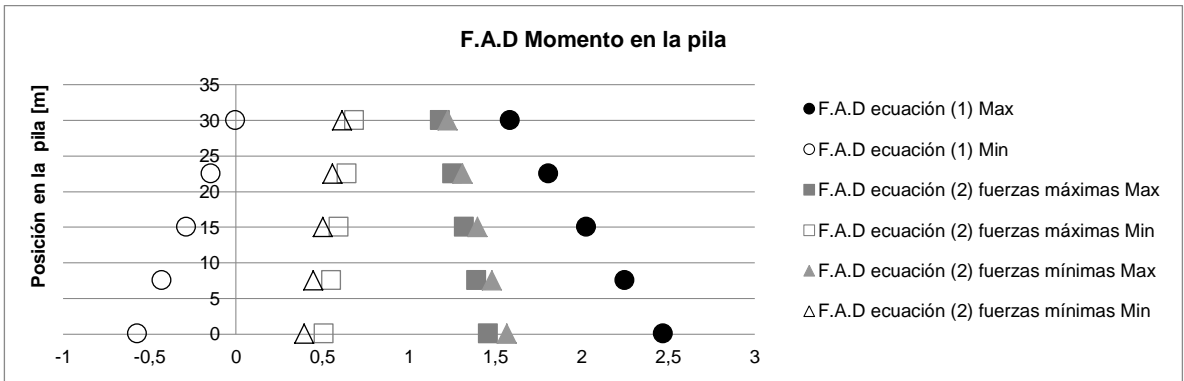
**Figura 24. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación  $hc/h_p = 0.3$ .**



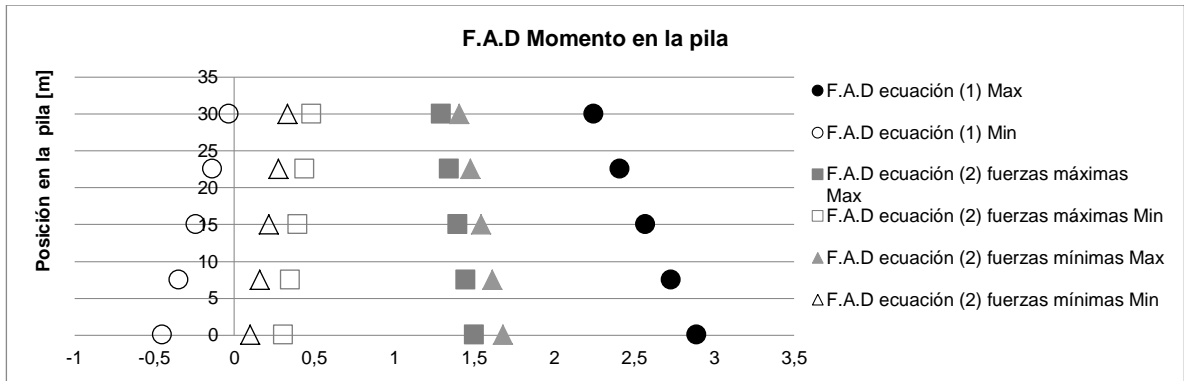
### Pila

Como es de esperarse el mayor F.A.D se presenta a nivel de suelo para la ecuación (1) con un valor de 3.26 en la etapa CS11.

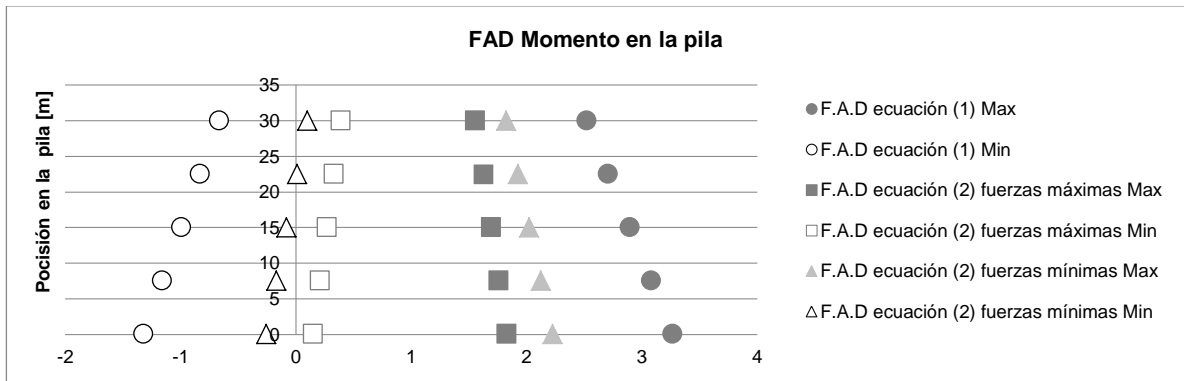
**Figura 27. F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2 relación  $hc/h_p = 0.3$ .**



**Figura 28.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6 relación  $hc/hp = 0.3$ .



**Figura 29.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11 relación  $hc/hp = 0.3$ .



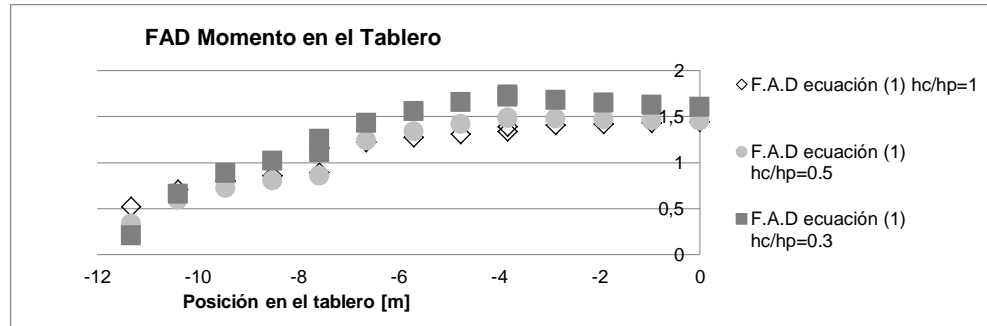
### 2.3. RIGIDEZ DEL TABLERO.

Para el análisis de la rigidez del tablero solo se tuvo en cuenta la ecuación (1), ya que con la ecuación (2) no se observa claramente su efecto debido a la combinación de las cargas.

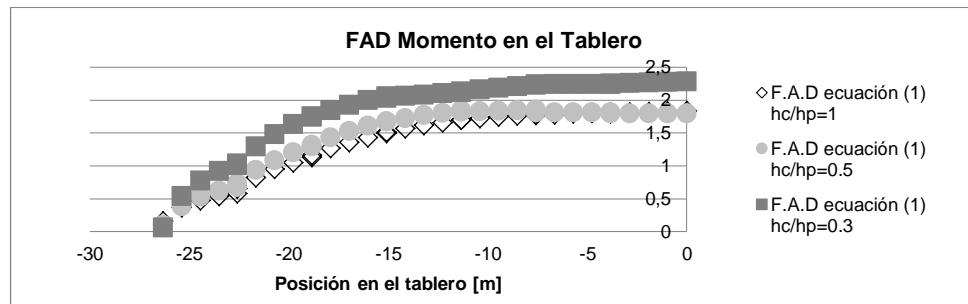
En las figuras 30 a la 33, se observa que los mayores F.A.D a lo largo del tablero y de la pila son del modelo de menor rigidez ( $hc/hp = 0.3$ ), y se acentúa más la diferencia entre los modelos conforme avanza la construcción del voladizo. Sin embargo, a pesar de que el modelo de sección constante tiene menor rigidez que

el modelo con relación  $hc/hp=0.5$ , obtuvo menores F.A.D en todas las etapas constructivas debido a la distribución uniforme de su rigidez.

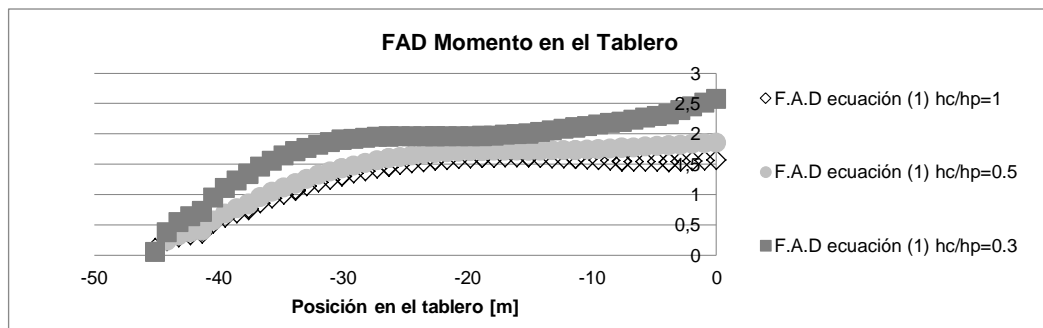
**Figura 25.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS2.



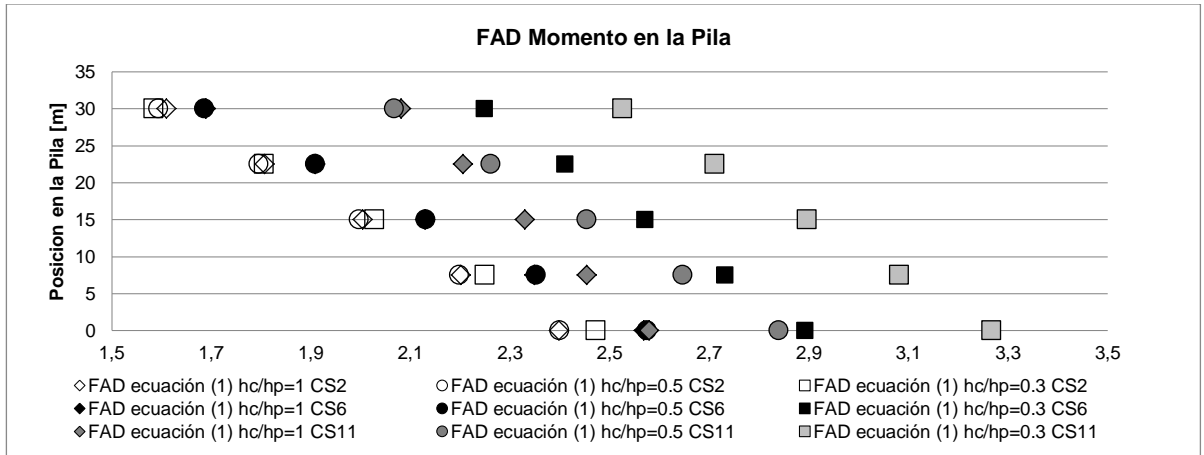
**Figura 31.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS6.



**Figura 26.** F.A.D Momento del tablero en la etapa CS11.



**Figura 27. F.A.D Momento de la pila en las etapas CS2, CS6 y CS11.**



### 3. CONCLUSIONES

En el presente artículo se realizó un estudio paramétrico del factor de amplificación dinámico, de un puente viga cajón construido “in situ” por el método de voladizos sucesivos, ante la caída del carro de avance durante construcción, empleando modelos de múltiples grados de libertad, bajo la acción de funciones lineales con diversos tiempos de rotura y una función repentina, las cuales poseen una duración de 30 segundos.

Las normas y guías de diseño consultadas presentan un valor de 2.0 para el factor de amplificación dinámico ante esta situación accidental, pero como se pudo observar en los resultados, este valor es sobre pasado en la mayoría de casos con las dos ecuaciones usadas.

Al analizar el parámetro de la rigidez en el tablero se obtuvo una relación inversamente proporcional entre la rigidez y los F.A.D, siempre y cuando la dovela pila se mantenga constante en los modelos. El mayor factor de amplificación se presentó en la dovela pila del modelo  $hc/hp=0.3$  con un valor de 2.57 en la etapa anterior a la construcción de la dovela cierre. Sería interesante realizar el análisis entre un modelo de puente con tablero de sección constante y otro con sección variable, ambos con la misma rigidez; ya que en nuestro modelo constante a pesar de tener menor rigidez obtuvo menores valores de F.A.D que el modelo variable de relación  $hc/hp=0.5$ .

A medida que avanza la construcción del tablero, observamos que los F.A.D de la componente axial no presentan cambios y se mantiene con valores cercanos a 1, sin embargo, para los resultados de cortante y momento se aprecia, que al avanzar en las etapas constructivas se presentan valores más elevados en zona de la dovela pila.

Al realizar los casos de aplicación dinámica de la caída sin otras cargas (ecuación 1) para tiempo y tipo de rotura, se corroboró el estudio de Ruiz-Terán y Aparicio, en donde se observó que a mayor pendiente de la función de rotura mayor es el efecto sobre la estructura; es por esto que el caso más crítico es cuando se da la caída repentina del carro junto con la dovela.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Marco Rosignoli (2007). Robustness and Stability of Launching Gantries and Movable Shuttering Systems – Lessons Learned. Volume 17, Number 2, May 2007, pp. 133-140

[2] IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes en carreteras, Edición Noviembre 2011.

[3] Podolny Walter and Muller Jean M. Construction and Design of Pre Stressed Concrete Segmental Bridges, 7 Jul 1982.

[4] Taylor and Francis (2014), Handbook of International Bridge Engineering, Edited by Wai-Fah Chen and Lian Duan.

[5] EUROCODE 2- Design of concrete structures. Part 2, Concrete bridges - Design and detailing rules, European Standard, October 2015.

[6] Kamran Ahmadi-Kashani (2008). The landmark Metsovitikos Bridge, Greece. Jun 2008, pp.165-176

[7] C.M. Mozos, A.C. Aparicio (2009). Static strain energy and dynamic amplification factor on multiple degree of freedom systems. Volume 31, Issue 11, Nov 2009, pp. 2756

[8] Manterola J. (2006) Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid

[9] Schlaich J, Scheef H (1982) Concrete Box-Girder Bridges. International Association for Bridge and Structural Engineering.

[10] Astiz M. Puentes II: Apuntes de Cátedra. Universidad Politécnica de Madrid. Junio 2012

[11] J.R Casas, A.C. Aparicio. Puentes de grandes luces. UPC. Volumen 59.

[12] SETRA (2003). Prestressed concrete bridges built using the cantilever method. Jun 2003

[13] Díaz Duran Edgar, Santos Duran Cesar. Efecto de la humedad relativa en el comportamiento estructural de un puente viga cajón construido por el método de voladizos sucesivo. [Pregrado Tesis]. Universidad Industrial de Santander (2014).

[14] A.M. Ruiz-Teran, A.C. Aparicio (2009). Response of under-deck cable-stayed bridges to the accidental breakage of stay cable. Volume 31, Issue 7, Jul 2009, pp. 1425.1434.

## BIBLIOGRAFIA

A.M. Ruiz-Teran, A.C. Aparicio. Response of under-deck cable-stayed bridges to the accidental breakage of stay cable. Volume 31, Issue 7, Jul 2009, pp. 1425-1434.

Astiz M. Puentes II: Apuntes de Cátedra. Universidad Politécnica de Madrid. Junio 2012

C.M. Mozos, A.C. Aparicio (2009). Static strain energy and dynamic amplification factor on multiple degree of freedom systems. Volume 31, Issue 11, Nov 2009, pp. 2756

Díaz Duran Edgar, Santos Duran Cesar. Efecto de la humedad relativa en el comportamiento estructural de un puente viga cajón construido por el método de voladizos sucesivo. [Pregrado Tesis]. Universidad Industrial de Santander (2014).

J.R Casas, A.C. Aparicio. Puentes de grandes luces. UPC. Volumen 59.

Manterola J. Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 2006.

Marco Rosignoli (2007). Robustness and Stability of Launching Gantries and Movable Shuttering Systems – Lessons Learned. Volume 17, Number 2, May 2007, pp. 133-140

Podolny Walter and Muller Jean M. Construction and Design of Pre Stressed Concrete Segmental Bridges, 7 Jul 1982.

Schlaich J, Scheef H (1982) Concrete Box-Girder Bridges. International Association for Bridge and Structural Engineering.

SETRA (2003). Prestressed concrete bridges built using the cantilever method.

Jun 2003

## ANEXOS

### ANEXO A. Validación del software Midas Civil

Para La validación del software Midas Civil se modelo el ejemplo ilustrativo 4-1 que se encuentra en el libro de Dinámica Estructural del profesor Mario Paz, el cual plantea lo siguiente:

Determine la respuesta dinámica de una torre sometida a la fuerza producida por una explosión en su vecindad. La idealización de la estructura y la carga debida a la explosión es la q se muestra en la figura (Tal). La amortiguación del sistema es del 5%.

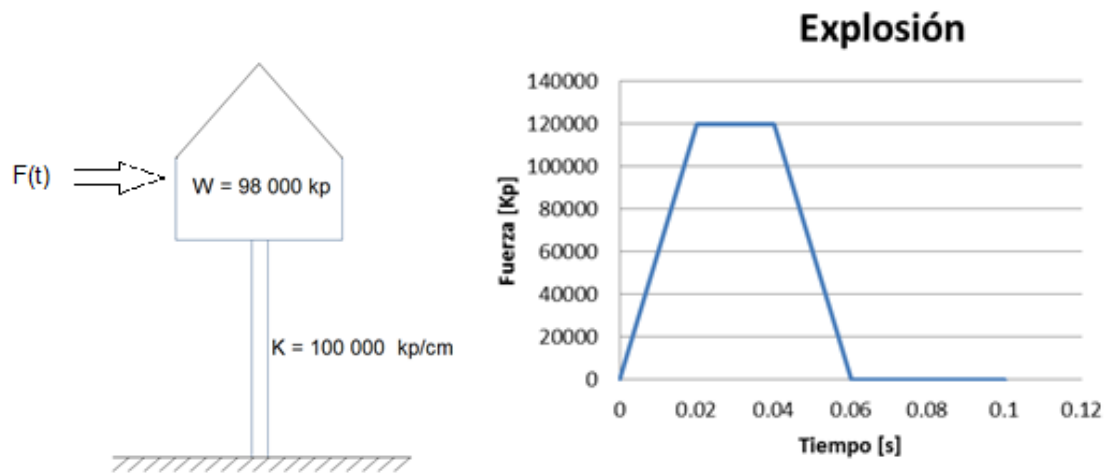


Figura (1)

La respuesta dinámica es hallada por medio de la integral de duhamel obteniendo los siguientes resultados:

Datos				Solución con amortiguamiento				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
t(seg)	F(kp)	wt	w <sub>D</sub> *t	dA(t)	A(t)	dB(t)	B(t)	y(t) (cm)
0.000	0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000	0	0.0000
0.020	120000	0.6325	0.6317	1105.531515	1105.5315	497.0614	497.0613803	0.0772
0.040	120000	1.2649	1.2633	1441.366367	2546.8979	2012.0603	2509.121709	0.4958
0.060	0	1.8974	1.8950	122.603246	2669.5011	1271.7165	3780.838213	1.0755
0.080	0	2.5298	2.5267	0	2669.5011	0.0000	3780.838213	1.2913
0.100	0	3.1623	3.1583	0	2669.5011	0.0000	3780.838213	1.0098

Para modelar el ejemplo en el software Midas Civil se requiriere de conocer la sección y el material de la estructura, pero el ejemplo solo da la rigidez de la estructura, luego para realizar el modelo de esta en el software se supone el tanque como una viga empotrada en un extremo y en su otro extremo se encuentra concentrada la masa del tanque y a sus vez es donde actúa la carga debida a la explosión.

La rigidez de una viga empotrada en un extremo y que en su otro extremo actúe una carga está dada por:

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

Donde E es el módulo de Young, I es la inercia de la sección transversal y L es la longitud de la viga.

Luego para modelar la rigidez se supone que la pila en la que descansa el tanque tiene una sección cuadrada de 50 x 50 [cm] y cuya longitud es de 5 [m], con estas suposiciones se despeja un módulo que permita obtener una rigidez de 100 000 [kp/cm].

$$E = \frac{100\ 000 * 500^3}{520833.333 * 3} = 8000000 \left[ \frac{kp}{cm^2} \right]$$

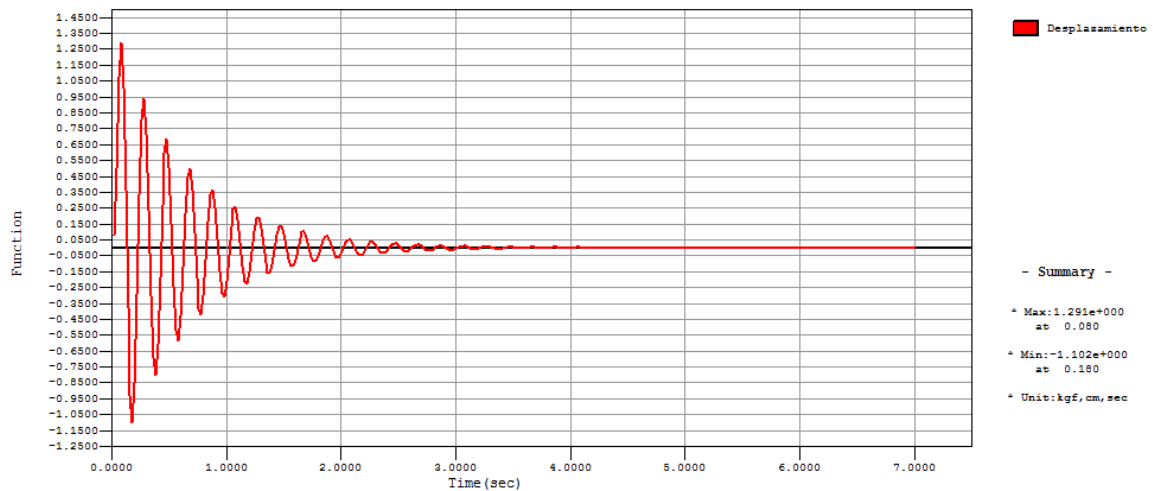
El ejemplo da un peso de 98 000 [kp] que corresponde a una masa de 100 [kg]

Con estos datos ya se puede realizar el modelo en el software dando como resultado:

**\*\* MIDAS/Civil Time-history Output Data \*\***

NODE , 2 Displacement History UNIT SYSTEM ...: cm, kgf, sec

TIME	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ
0.020	7.720e-002	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	2.316e-004	0.000e+000
0.040	4.958e-001	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	1.487e-003	0.000e+000
0.060	1.076e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	3.227e-003	0.000e+000
0.080	1.291e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	3.874e-003	0.000e+000
0.100	1.010e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	3.029e-003	0.000e+000



Fuente. Gráfica y tabla del software Midas Civil

Luego los resultados obtenidos por el software mediante un análisis modal son idénticos a los obtenidos mediante la integral de duhamel por lo tanto se valida el uso del software midas para la investigación del factor de amplificación ante la caída del carro de avance durante la construcción de un puente mediante el método de voladizo sucesivos con segmentos construidos “in situ”.

## ANEXO B. Calculo de rigidez

El cálculo de la rigidez del tablero se realizó para medio voladizo de cada modelo usando la relación:

$$P = k\Delta x$$

Donde P es la carga aplicada en el extremo del volado (1000 kN), k es la rigidez del tablero y  $\Delta x$  es la deformación producida por la carga.

En la en las figuras 1, 2 y 3 se observan las deformaciones en cada modelo por la aplicación de P:

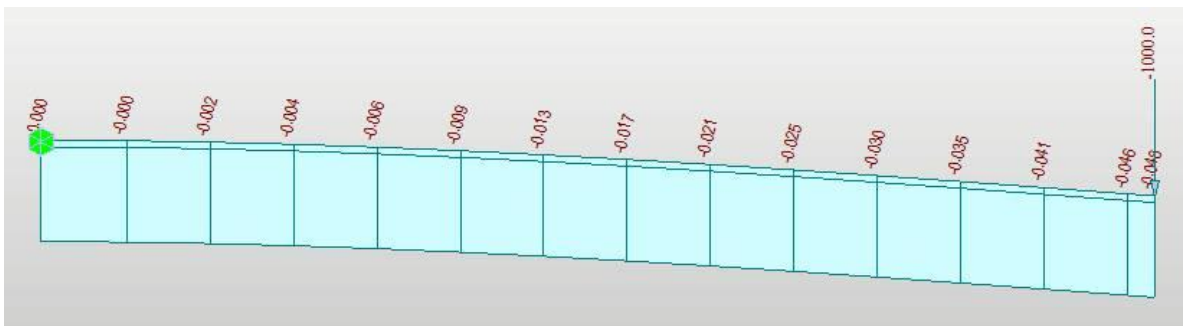


Figura 1. Modelo  $hc/hp=1$ .

Fuente. Imagen del software Midas Civil

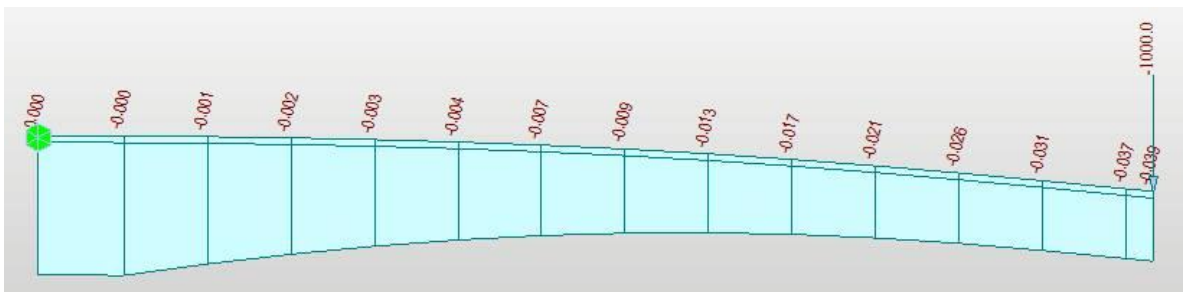


Figura 2. Modelo  $hc/hp=0.5$ .

Fuente. Imagen del software Midas Civil

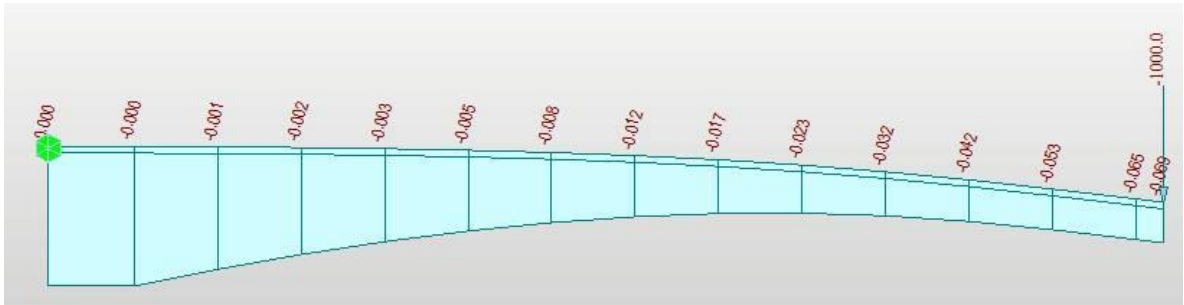


Figura 3. Modelo  $hc/hp=0.3$ .

Fuente. Imagen del software Midas Civil

Las rigideces para cada modelo se pueden observar en la tabla 1.

Tabla 1. Rigidez de los modelos.

$hc/hp$	Rigidez del tablero [kN/m]
1	21739.13043
0.5	25641.02564
0.3	14492.75362

### ANEXO C. Cálculo del presfuerzo

- Puente Hc / Hp = 1

<b>CS3</b>	<b>Dovela pila</b>				
	<b>Midas Civil</b>	$\sigma$ comp	3.98	Mpa	
		$\sigma$ tension	3.76	Mpa	
	<b>Geomtria</b>	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>
		c	2.2101	m	<b>P</b> 1310
		e	1.9101	m	
		p	1309.164096	kN	
		Area	9.21	m <sup>2</sup>	<b>M</b> 2502.231
<b>delta</b>	$\sigma$ comp	-16.70427726	Mpa		
	$\sigma$ tension	0.551158084	Mpa		
<b>Requiere pretensado</b>	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
<b><math>\sigma</math> unitario</b>	1 kN	4.21E-04	MPa		
<b>CS4</b>	<b>Dovela pila</b>				
	<b>Midas Civil</b>	$\sigma$ comp	5.27	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.7	Mpa	
	<b>Geomtria</b>	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>
		c	2.2101	m	<b>P</b> 3542
		e	1.9101	m	
		p	3541.943193	kN	
		Area	9.21	m <sup>2</sup>	<b>M</b> 6765.5742
<b>delta</b>	$\sigma$ comp	-15.41427726	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.491158084	Mpa		
<b>Requiere pretensado</b>	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
<b><math>\sigma</math> unitario</b>	1 kN	4.21E-04	MPa		
<b>CS5</b>	<b>Dovela pila</b>				
	<b>Midas Civil</b>	$\sigma$ comp	6.32	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.94	Mpa	
	<b>Geomtria</b>	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>
		c	2.2101	m	<b>P</b> 4119
		e	1.9101	m	
		p	4118.9	kN	
		Area	9.21	m <sup>2</sup>	<b>M</b> 7867.5
<b>delta</b>	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.7340569	Mpa		
<b>Requiere pretensado</b>	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
<b><math>\sigma</math> unitario</b>	1 kN	4.21E-04	MPa		

CS6	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.32	Mpa		
		$\sigma$ tension	5.18	Mpa		
	Geometria	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>	
		c	2.2101	m	<b>P</b>	4692
		e	1.9101	m		
		p	4693.56	kN	<b>M</b>	8962.2
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.97598876	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	4.21E-04	MPa			

CS7	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.32	Mpa		
		$\sigma$ tension	5.43	Mpa		
	Geometria	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>	
		c	2.2101	m	<b>P</b>	5266
		e	1.9101	m		
		p	5265.367	kN	<b>M</b>	10058.4
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	2.216719507	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	4.21E-04	MPa			

CS8	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.32	Mpa		
		$\sigma$ tension	5.67	Mpa		
	Geometria	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>	
		c	2.2101	m	<b>P</b>	5838
		e	1.9101	m		
		p	5837.824	kN	<b>M</b>	11150.9
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	2.457723904	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	4.21E-04	MPa			

CS9	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.32	Mpa		
		$\sigma$ tension	5.91	Mpa		
	Geometria	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>	
		c	2.2101	m		
		e	1.9101	m	<b>P</b>	6412
		p	6411.756	kN	<b>M</b>	12247.3
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	2.699349276	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	4.21E-04	MPa			

CS10	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.32	Mpa		
		$\sigma$ tension	6.15	Mpa		
	Geometria	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>	
		c	2.2101	m		
		e	1.9101	m	<b>P</b>	6985
		p	6985.286	kN	<b>M</b>	13341.7
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	2.940805406	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	4.21E-04	MPa			

CS11	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.32	Mpa		
		$\sigma$ tension	6.39	Mpa		
	Geometria	Ytra	2.3399	m	<b>Resultado</b>	
		c	2.2101	m		
		e	1.9101	m	<b>P</b>	7558
		p	7557.882	kN	<b>M</b>	14436.2
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-14.36427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	3.181868322	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	4.21E-04	MPa			

Puente Hc / Hp = 0.5

CS4	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	3.28	Mpa		
		$\sigma$ tension	3.7777	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa	Resultado	
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa	<b>P</b>	1632
	Geomtria	Iyy	60.1079	m	<b>M</b>	3677.8752
		Ytra	2.2243	m		
		c	2.5536	m		
		e	2.2536	m		
p		1631.602135	kN			
Area		9.21	m <sup>2</sup>			
delta	$\sigma$ comp	-17.40427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	0.568858084	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	3.49E-04	MPa			

CS5	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	3.95	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.2452	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa	Resultado	
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa	<b>P</b>	3092
	Geomtria	Iyy	56.4326	m	<b>M</b>	6087.8388
		Ytra	2.1216	m		
		c	2.2689	m		
		e	1.9689	m		
p		3091.944878	kN			
Area		9.21	m <sup>2</sup>			
delta	$\sigma$ comp	-16.73427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.036358084	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	3.35E-04	MPa			

CS6	Dovela pila					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	4.63	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.317	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa	Resultado	
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa	<b>P</b>	3426
	Geomtria	Iyy	53.2474	m	<b>M</b>	5896.8312
		Ytra	2.0336	m		
		c	2.0212	m		
		e	1.7212	m		
p		3425.950919	kN			
Area		9.21	m <sup>2</sup>			
delta	$\sigma$ comp	-16.05427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.108158084	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	3.23E-04	MPa			

CS7	<b>Dovela pila</b>			
	Midas Civil	$\sigma$ comp	5.38	Mpa
		$\sigma$ tension	4.3857	Mpa
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa
	Geometria	Iyy	50.5522	m
		Ytra	1.9601	m
		c	1.8106	m
		e	1.5106	m
		p	3753.933283	kN
Area		9.21	m <sup>2</sup>	
delta	$\sigma$ comp	-15.30427726	Mpa	
	$\sigma$ tension	1.176858084	Mpa	
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere		
	$\sigma$ tension	si requiere		
$\sigma$ unitario	1 kN	3.14E-04	MPa	
				<b>Resultado</b>
				<b>P</b> 3754
				<b>M</b> 5670.7924

CS8	<b>Dovela pila</b>			
	Midas Civil	$\sigma$ comp	6.2	Mpa
		$\sigma$ tension	4.4572	Mpa
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa
	Geometria	Iyy	48.347	m
		Ytra	1.9007	m
		c	1.6375	m
		e	1.3375	m
		p	4088.821474	kN
Area		9.21	m <sup>2</sup>	
delta	$\sigma$ comp	-14.48427726	Mpa	
	$\sigma$ tension	1.248358084	Mpa	
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere		
	$\sigma$ tension	si requiere		
$\sigma$ unitario	1 kN	3.05E-04	MPa	
				<b>Resultado</b>
				<b>P</b> 4089
				<b>M</b> 5469.0375

		Dovela pila				
CS9	Midas Civil	$\sigma$ comp	7.09	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.5602	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa	<b>Resultado</b>	
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa	<b>P</b>	4521
	Geometria	Iyy	46.6319	m	<b>M</b>	5435.1462
		Ytra	1.8552	m		
		c	1.5022	m		
		e	1.2022	m		
		p	4520.953077	kN		
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-13.59427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.351358084	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	2.99E-04	MPa			

		Dovela pila				
CS10	Midas Civil	$\sigma$ comp	8.07	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.6317	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa	<b>Resultado</b>	
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa	<b>P</b>	4835
	Geometria	Iyy	45.4068	m	<b>M</b>	5343.642
		Ytra	1.8231	m		
		c	1.4052	m		
		e	1.1052	m		
		p	4834.391425	kN		
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-12.61427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.422858084	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	2.94E-04	MPa			

		Dovela pila				
CS11	Midas Civil	$\sigma$ comp	9.11	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.7634	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.68427726	Mpa	<b>Resultado</b>	
		$\sigma$ tension	3.208841916	Mpa	<b>P</b>	5332
	Geometria	Iyy	44.6718	m	<b>M</b>	5581.5376
		Ytra	1.804	m		
		c	1.3468	m		
		e	1.0468	m		
		p	5331.86337	kN		
		Area	9.21	m <sup>2</sup>		
delta	$\sigma$ comp	-11.57427726	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.554558084	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	2.92E-04	MPa			

- Puente  $H_c / H_p = 0.3$

CS4	<b>Dovela pila</b>					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	2.6200	Mpa		
		$\sigma$ tension	3.6209	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>	
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b>	1205.0000
	Geometria	Ytra	1.9441	m	<b>M</b>	2549.6595
		c	2.4159	m		
		e	2.1159	m		
p		1204.5574	kN			
delta	$\sigma$ comp	-18.0650	Mpa			
	$\sigma$ tension	0.4121	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	0.000342	MPa			
CS5	<b>Dovela pila</b>					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	3.1344	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.1355	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>	
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b>	2839.0000
	Geometria	Ytra	1.7551	m	<b>M</b>	5067.3311
		c	2.0849	m		
		e	1.7849	m		
p		2838.4816	kN			
delta	$\sigma$ comp	-17.5506	Mpa			
	$\sigma$ tension	0.9267	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	0.000326	MPa			
CS6	<b>Dovela pila</b>					
	Midas Civil	$\sigma$ comp	3.5392	Mpa		
		$\sigma$ tension	4.2182	Mpa		
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>	
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b>	3359.0000
	Geometria	Ytra	1.8535	m	<b>M</b>	4153.4035
		c	1.5365	m		
		e	1.2365	m		
p		3358.6634	kN			
delta	$\sigma$ comp	-17.1458	Mpa			
	$\sigma$ tension	1.0094	Mpa			
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere				
	$\sigma$ tension	si requiere				
$\sigma$ unitario	1 kN	0.000301	MPa			

CS7	<b>Dovela pila</b>				
	Midas Civil	$\sigma$ comp	3.9505	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.2242	Mpa	
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b> 3370.0000
	Geometria	Ytra	1.4355	m	<b>M</b> 4227.6650
		c	1.5545	m	
		e	1.2545	m	
p		3369.0991	kN		
delta	$\sigma$ comp	-16.7345	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.0154	Mpa		
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
$\sigma$ unitario	1 kN	0.000301	MPa		
CS8	<b>Dovela pila</b>				
	Midas Civil	$\sigma$ comp	4.4189	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.3065	Mpa	
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b> 3768.0000
	Geometria	Ytra	1.3074	m	<b>M</b> 3928.5168
		c	1.3426	m	
		e	1.0426	m	
p		3767.4324	kN		
delta	$\sigma$ comp	-16.2661	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.0977	Mpa		
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
$\sigma$ unitario	1 kN	0.000291	MPa		
CS9	<b>Dovela pila</b>				
	Midas Civil	$\sigma$ comp	4.8897	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.3256	Mpa	
	AASHTO	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b> 3953.0000
	Geometria	Ytra	1.2034	m	<b>M</b> 3386.1398
		c	1.1566	m	
		e	0.8566	m	
p		3952.3609	kN		
delta	$\sigma$ comp	-15.7953	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.1168	Mpa		
Requiere pretensado	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
$\sigma$ unitario	1 kN	0.000283	MPa		

CS10	<b>Dovela pila</b>				
	<b>Midas Civil</b>	$\sigma$ comp	5.4480	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.4348	Mpa	
	<b>AASHTO</b>	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b> 4438.0000
	<b>Geometria</b>	Ytra	1.1262	m	<b>M</b> 3212.2244
		c	1.0238	m	
		e	0.7238	m	
p		4437.6121	kN		
<b>delta</b>	$\sigma$ comp	-15.2370	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.2260	Mpa		
<b>Requiere pretensado</b>	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
<b><math>\sigma</math> unitario</b>	1 kN	0.000276	MPa		
CS11	<b>Dovela pila</b>				
	<b>Midas Civil</b>	$\sigma$ comp	6.0240	Mpa	
		$\sigma$ tension	4.4871	Mpa	
	<b>AASHTO</b>	$\sigma$ comp	20.6850	Mpa	<b>Resultado</b>
		$\sigma$ tension	3.2088	Mpa	<b>P</b> 4735.0000
	<b>Geometria</b>	Ytra	1.0785	m	<b>M</b> 2800.7525
		c	0.8915	m	
		e	0.5915	m	
p		4734.0164	kN		
<b>delta</b>	$\sigma$ comp	-14.6610	Mpa		
	$\sigma$ tension	1.2783	Mpa		
<b>Requiere pretensado</b>	$\sigma$ comp	no requiere			
	$\sigma$ tension	si requiere			
<b><math>\sigma</math> unitario</b>	1 kN	0.000270	MPa		

## ANEXO D. Etapas de activación del presfuerzo

Carga axial (P) y momento (M) en cada etapa constructiva.

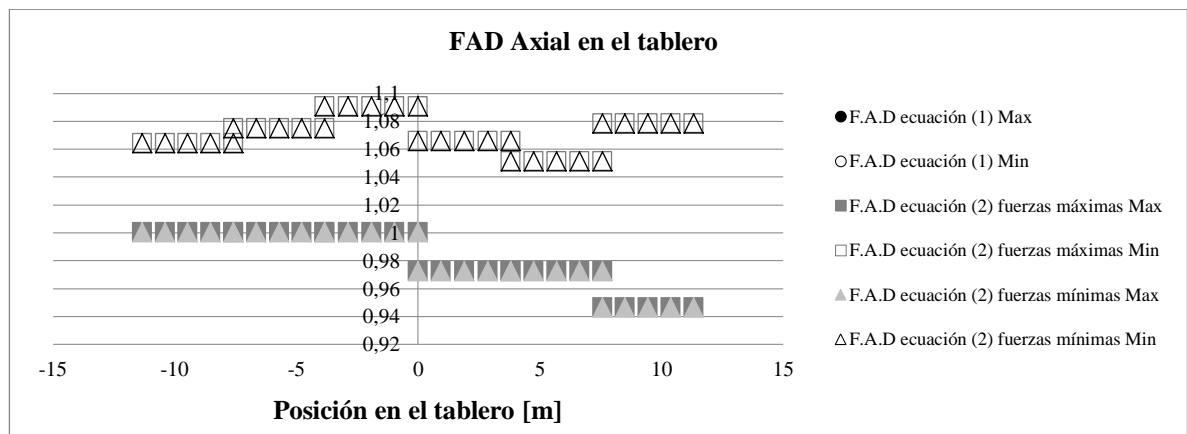
<b>Puente Hc / Hp = 1</b>		
<b>Etapa</b>	<b>P [kN]</b>	<b>M [kN*m]</b>
CS2	4850	9267.81
CS3	4119	7867.5
CS4	4692	8962.2
CS5	5266	10058.4
CS6	5838	11150.9
CS7	6412	12247.3
CS8	6985	13341.7
CS9	7558	14436.2
<b>Puente Hc / Hp = 0.5</b>		
<b>Etapa</b>	<b>P [kN]</b>	<b>M [kN*m]</b>
CS3	1632	3677.9
CS4	3092	6087.8
CS5	3426	5896.8
CS6	3754	5670.8
CS7	4089	5469.0
CS8	4521	5435.1
CS9	4835	5343.6
CS10	5332	5581.5
<b>Puente Hc / Hp = 0.3</b>		
<b>Etapa</b>	<b>P [kN]</b>	<b>M [kN*m]</b>
CS3	1205.0000	2549.7
CS4	2839	5067.3
CS5	3359	4153.4
CS6	3370	4227.7
CS7	3768	3928.5
CS8	3953	3386.1
CS9	4438	3212.2
CS10	4735	2800.8

## ANEXO E. Resultados axial, cortante y momento

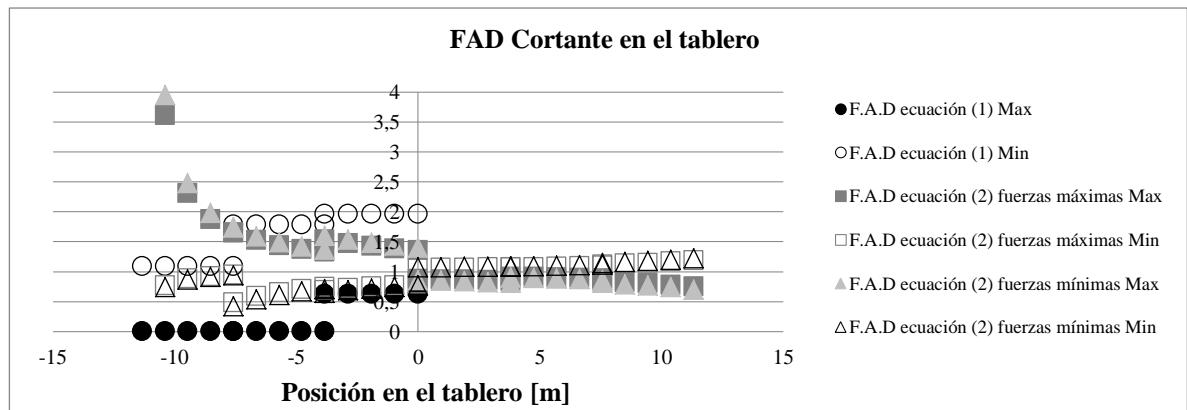
Las siguientes gráficas muestran los resultados de los F.A.D para las fuerzas axiales y cortantes, tanto para la pila como para el tablero.

$$h_c/h_p = 1$$

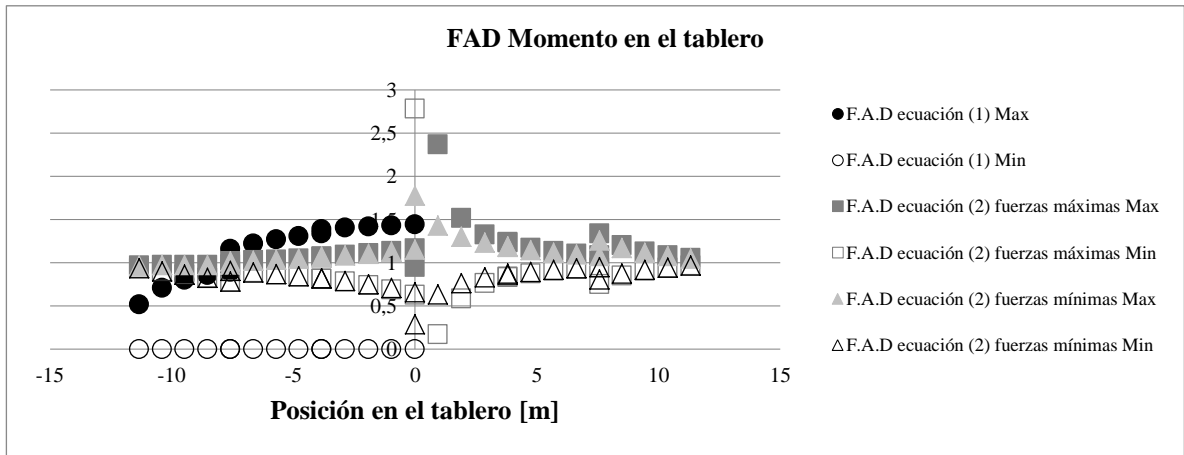
Etapa constructiva CS2



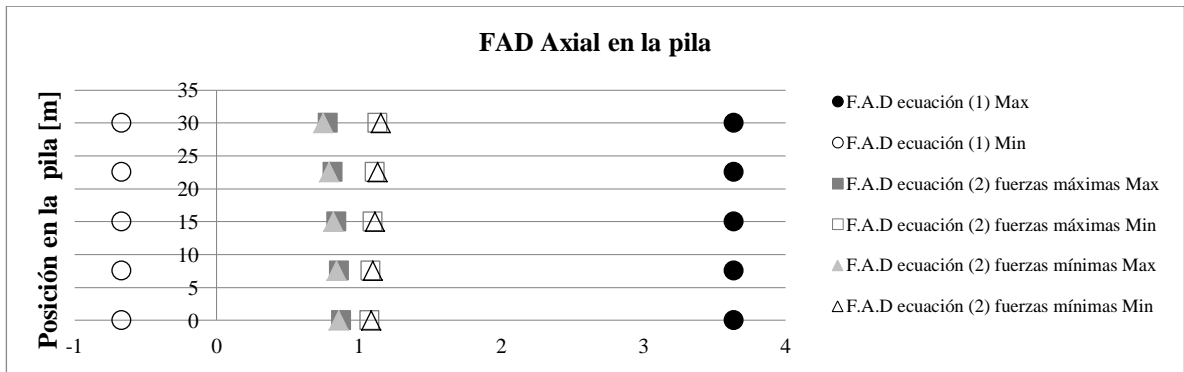
Los valores de F.A.D ecuación (1) max y min son infinitos debido a que se omitió la aplicación del tensado. En general los valores son cercanos a uno.



Los valores de FAD ecuación (1) max y min son infinitos en el lado derecho del tablero debido a la unión entre la pila y el tablero. Los demás valores de FAD ecuación (2) presentan valor infinito en el extremo izquierdo del tablero, esto ocurre ya que se cancela la carga A y AI al aplicarlo de manera estática dando un valor de cortante igual a cero.

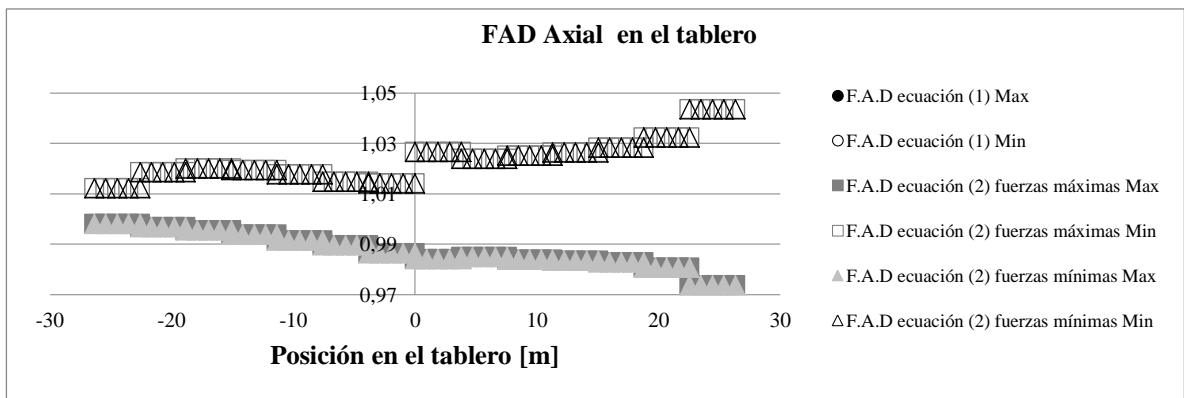


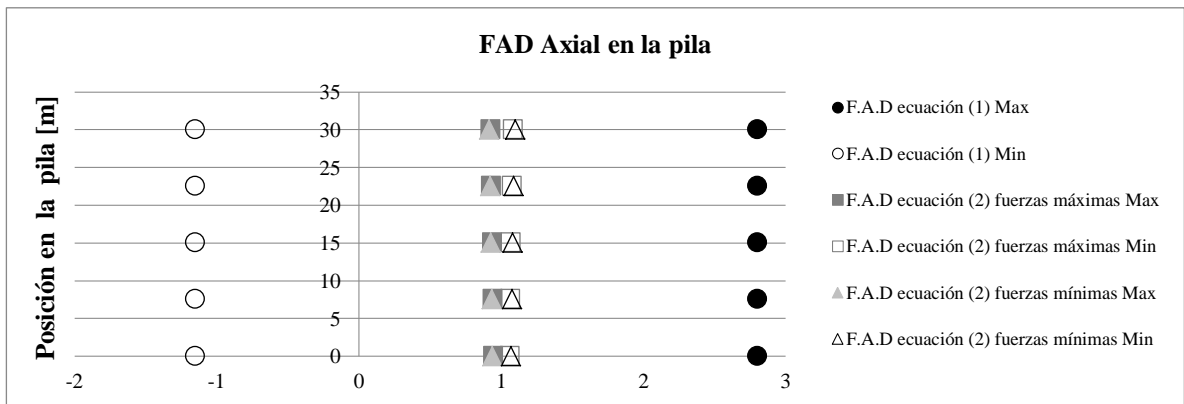
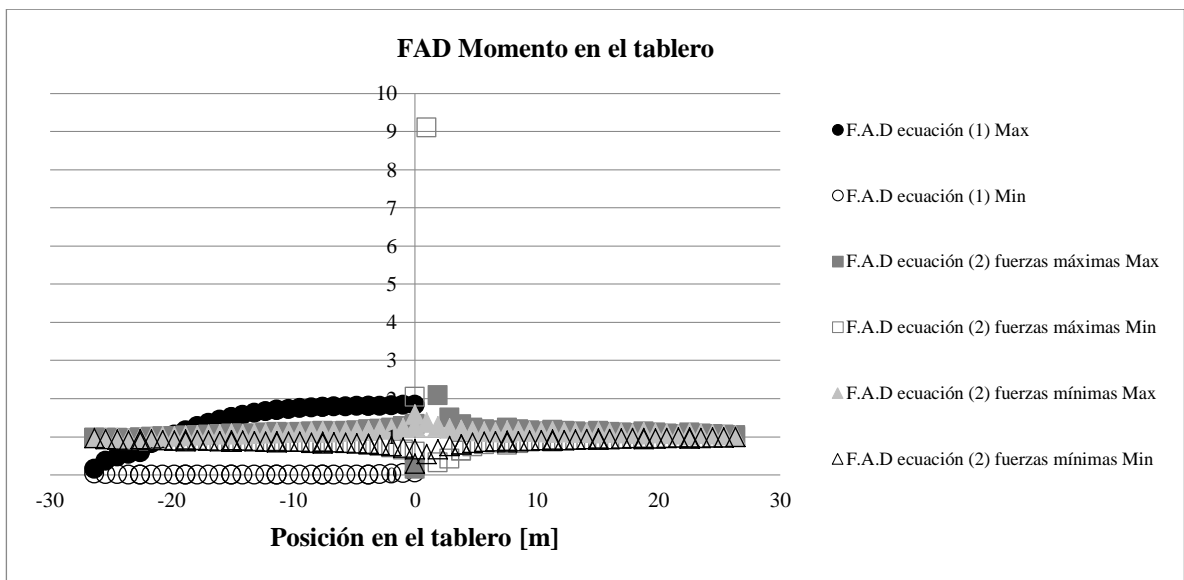
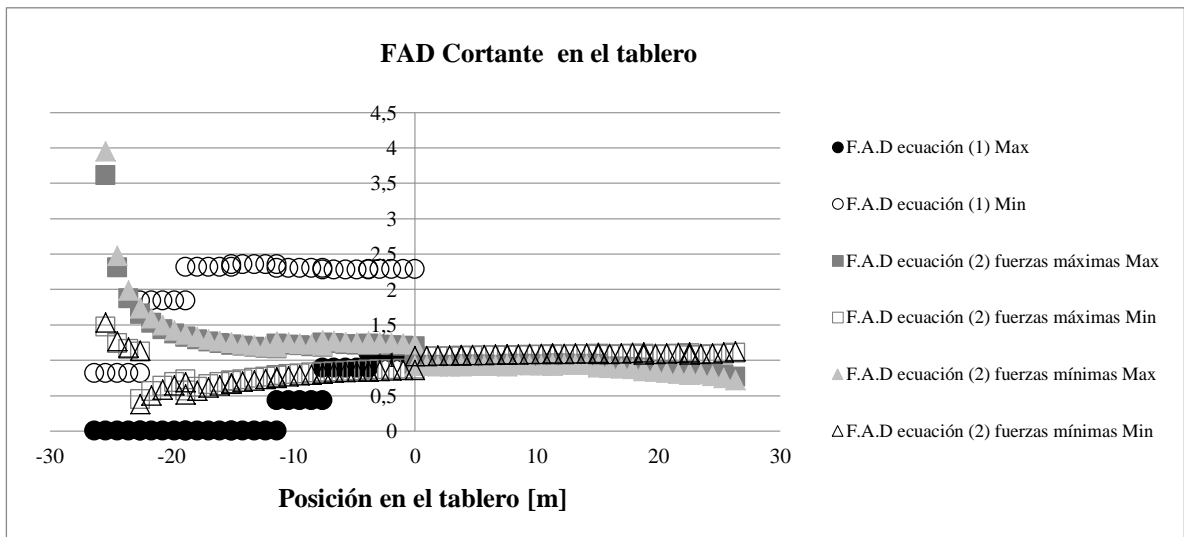
Los valores de FAD ecuación (1) max y min son infinitos en el lado derecho del tablero debido a la unión entre la pila y el tablero. A diferencia del cortante en el extremo donde se presenta la caída no existen valores infinitos, pues si bien el momento A se contrarresta con el momento de AI, en ese extremo se encuentra el momento que genera el tensado.



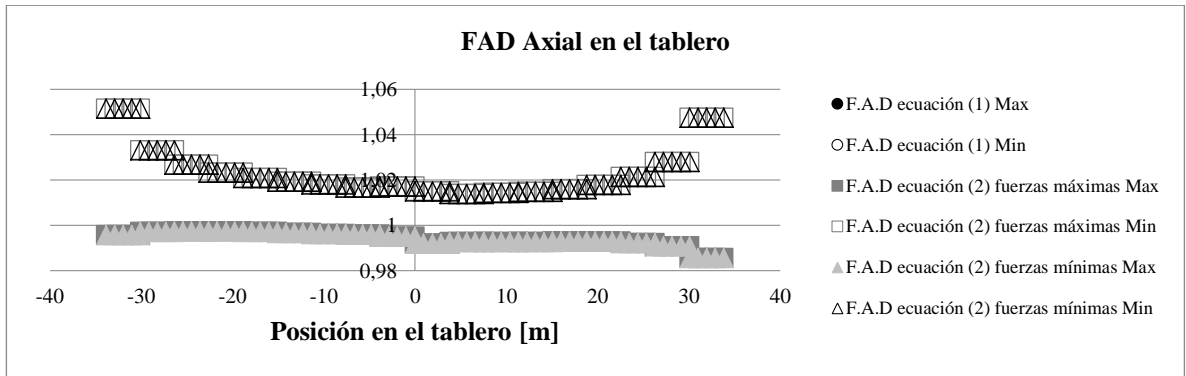
El F.A.D de la ecuación (2) presenta una variación lineal debido al peso propio.

Etapa constructiva CS6

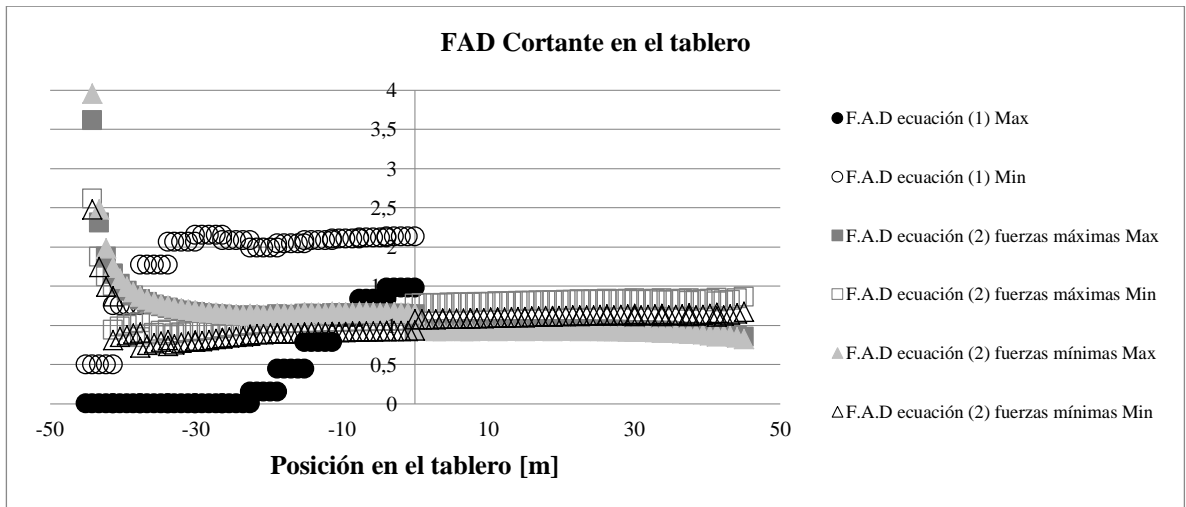


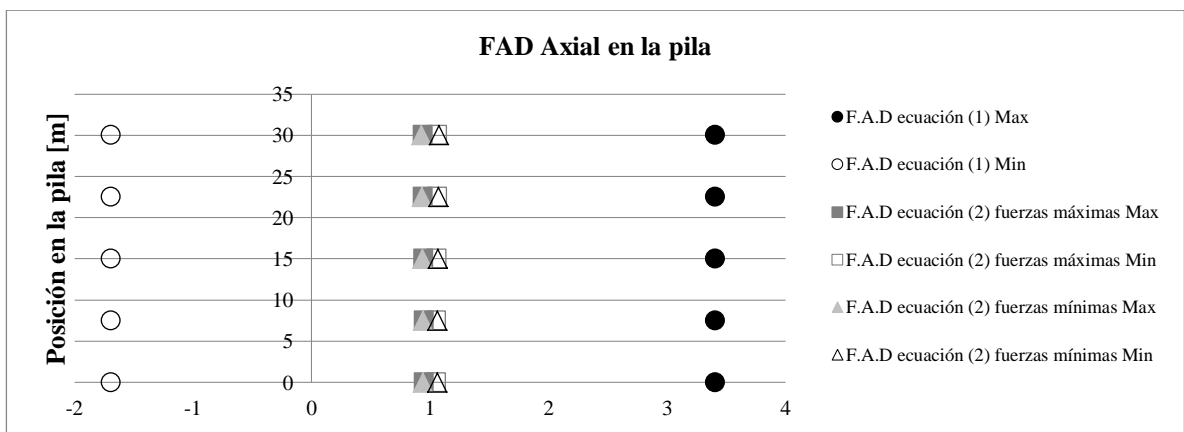
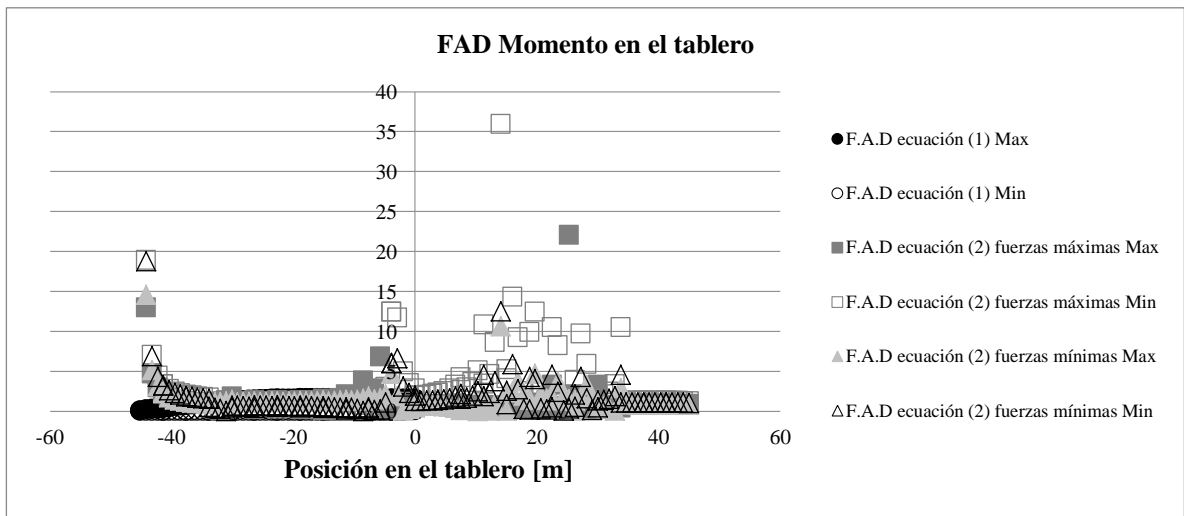


## Etapa constructiva CS11



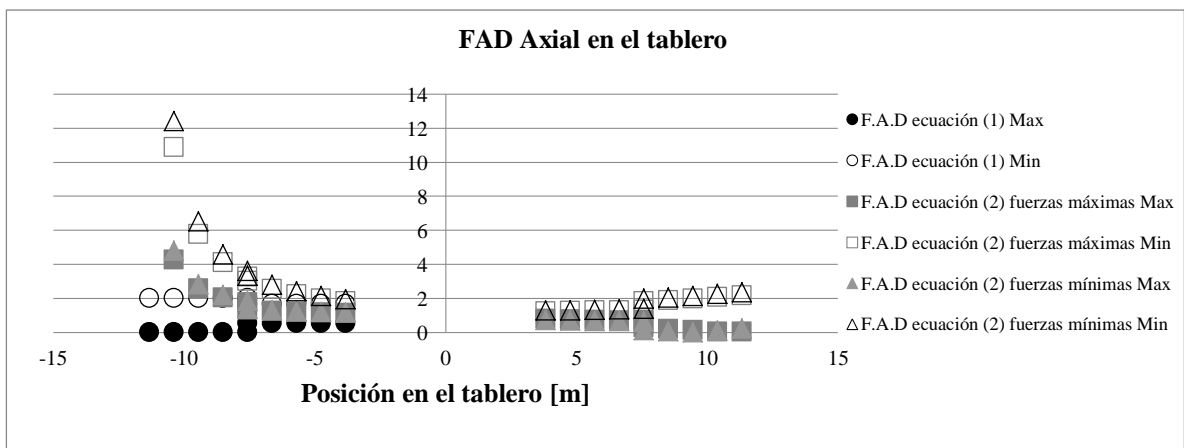
El axial tiende a infinito en todos los casos debido a que el tensado se encuentra desde -33.825 a 33.825, sin embargo los máximos se encuentran en este límite.





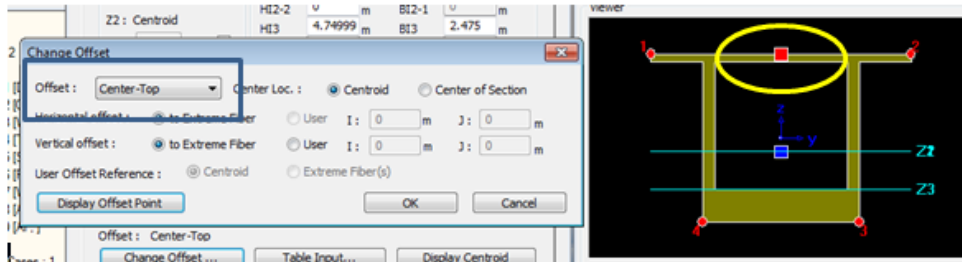
$hc/hp = 0.5$

Etapa constructiva CS2

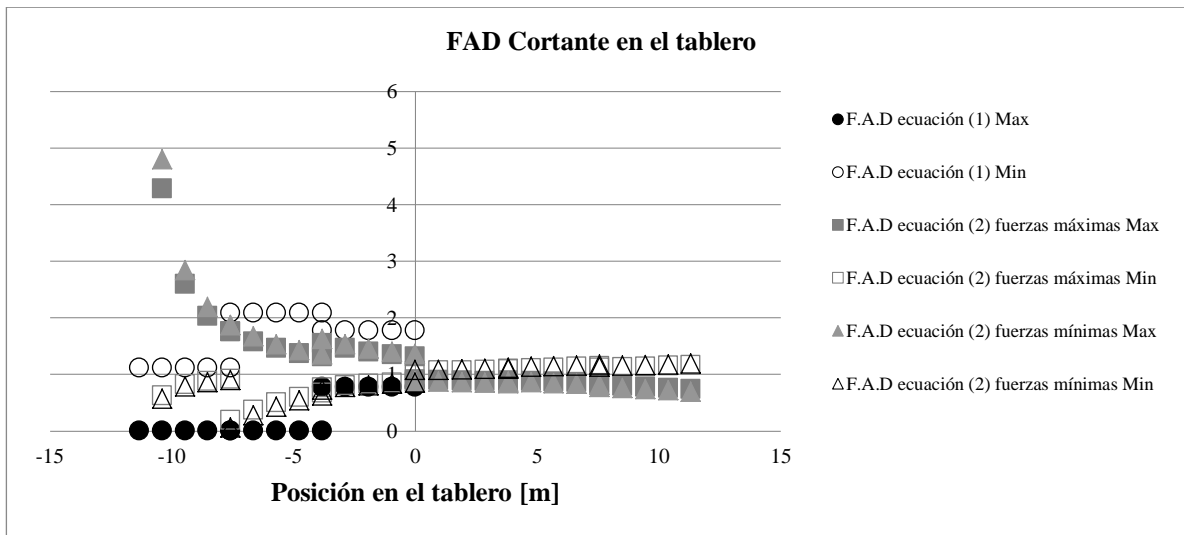


A pesar de que en esta etapa constructiva aún no se ha aplicado ninguna carga de tensado, aparecen fuerzas axiales en F.A.D ecuación (1) debido a que el punto de

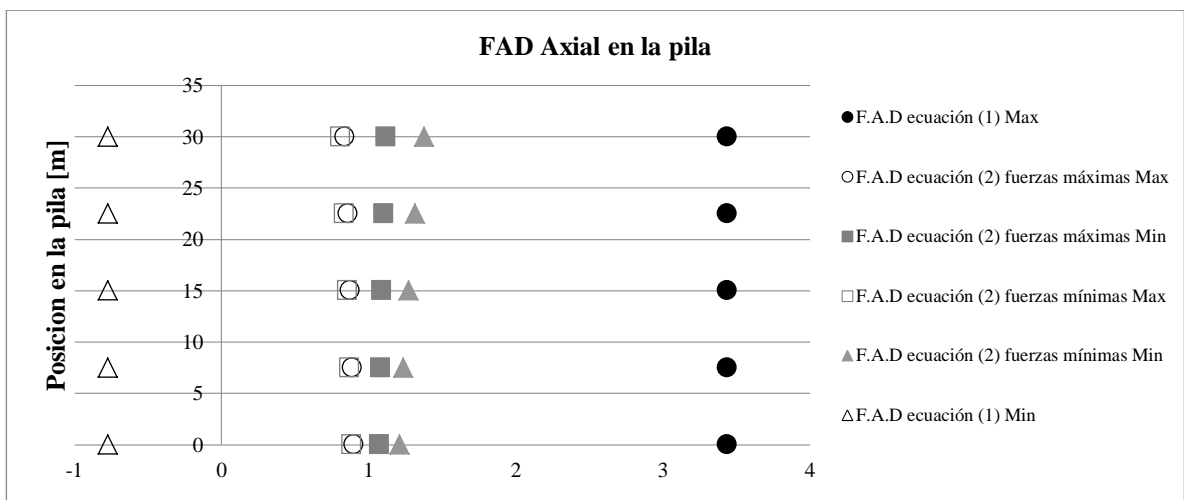
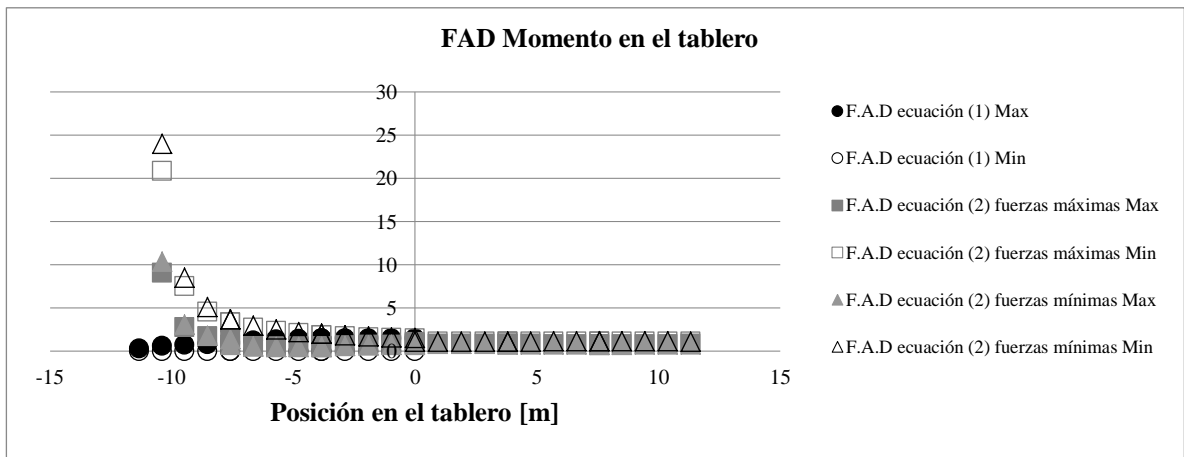
análisis de en la dovela es en el extremo superior y por la geometría variable de las dovelas. Esto termina viéndose reflejado con valores infinitos en las dovelas sobre la pila las cuales su altura no es variable.



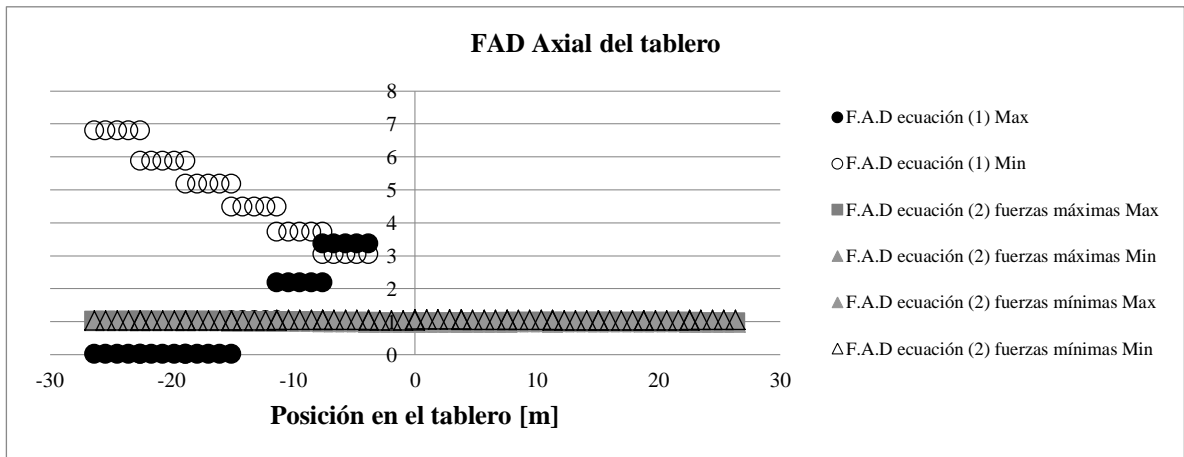
Fuente. Imagen del software Midas Civil



Los de F.A.D cortante también se ve afectado por la variación de la altura de las dovelas es por esto que se observa una especie de escalonamiento en el extremo izquierdo del tablero en la ecuación (1).

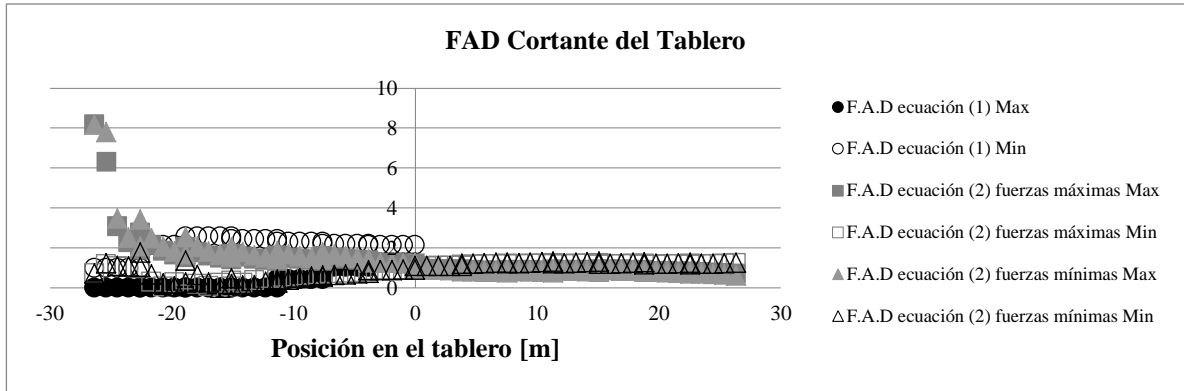


### Etapa constructiva CS6

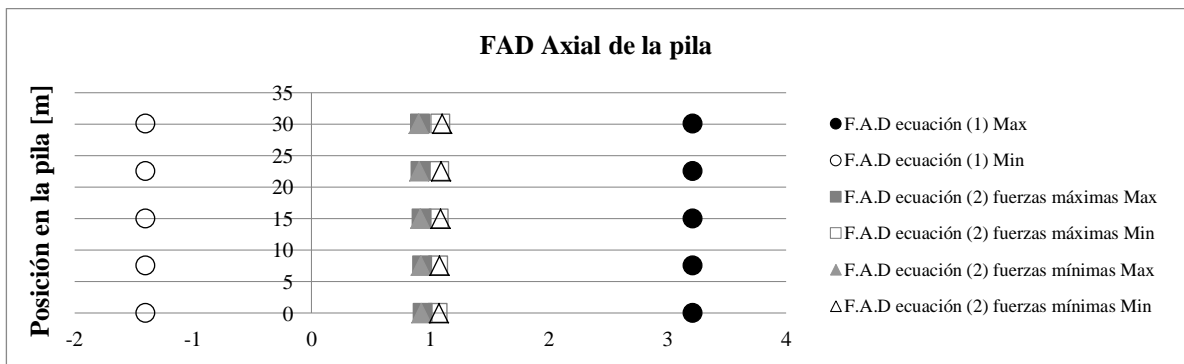
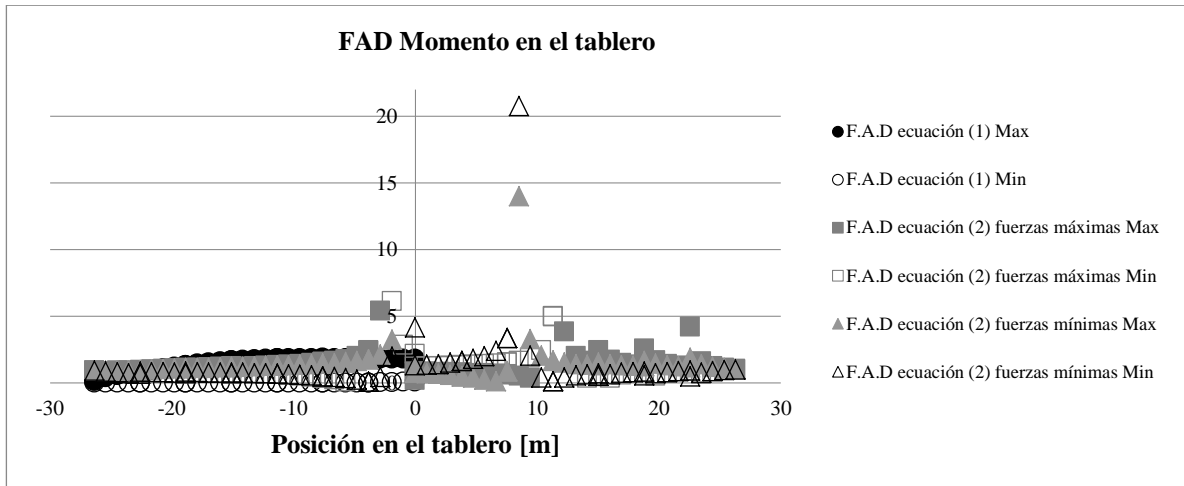


En esta etapa ya se encuentran aplicado el tensado, es por esto que los casos de la ecuación (2) presentan FAD axiales cercanos a uno. En la ecuación (1) se sigue

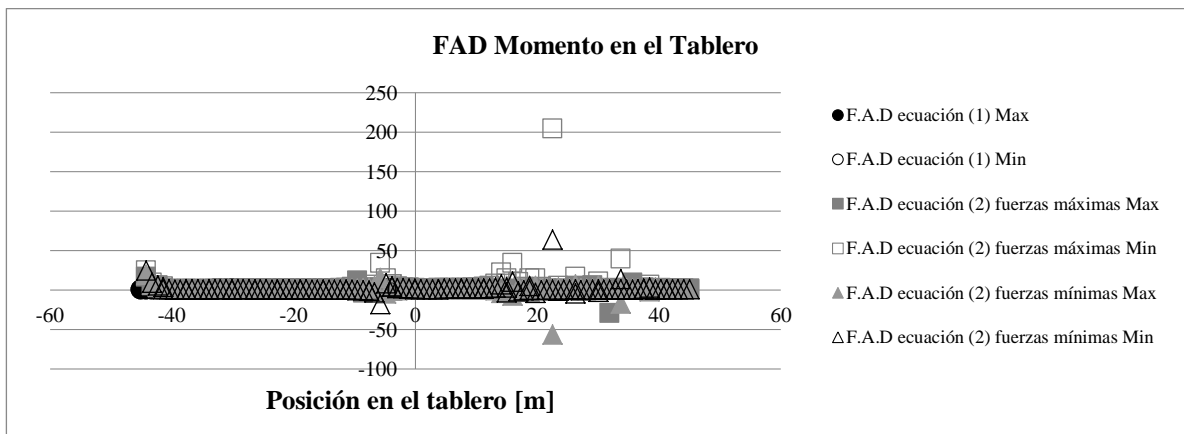
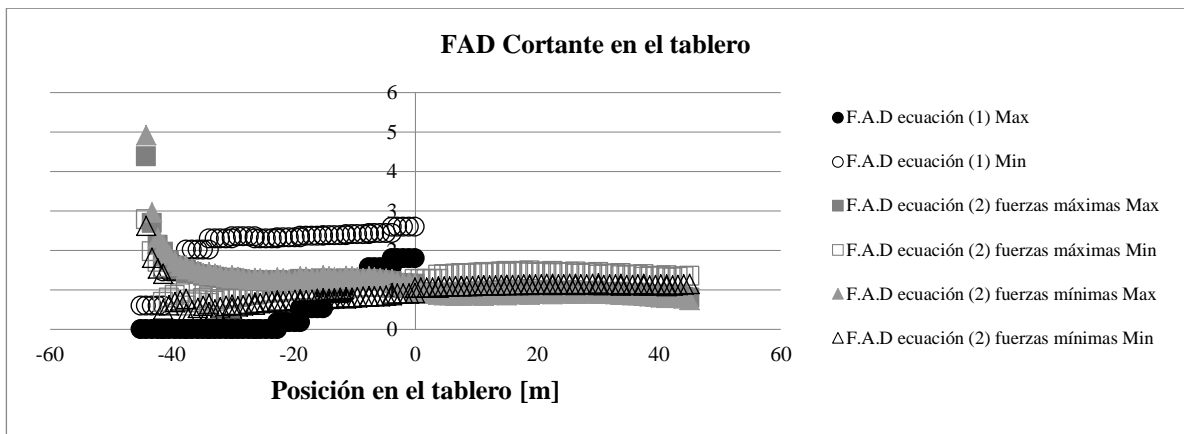
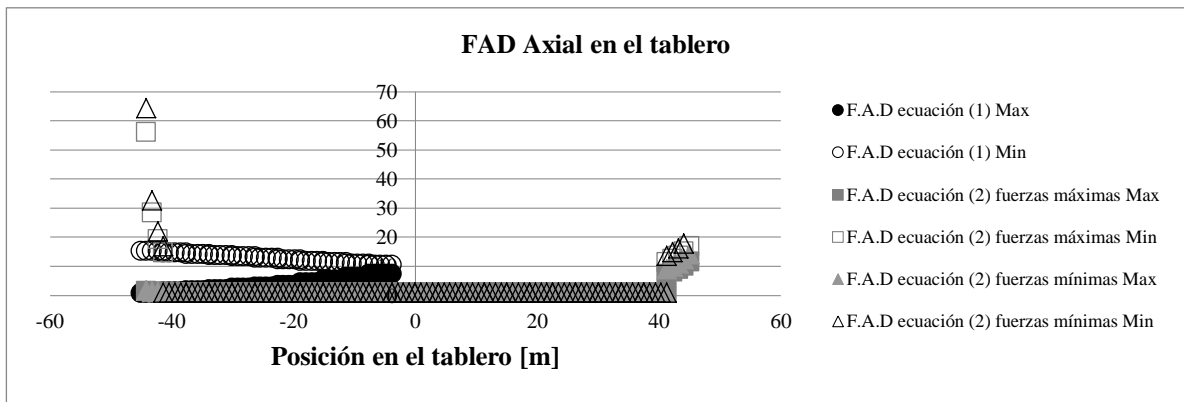
viendo el comportamiento escalonado anteriormente descrito.

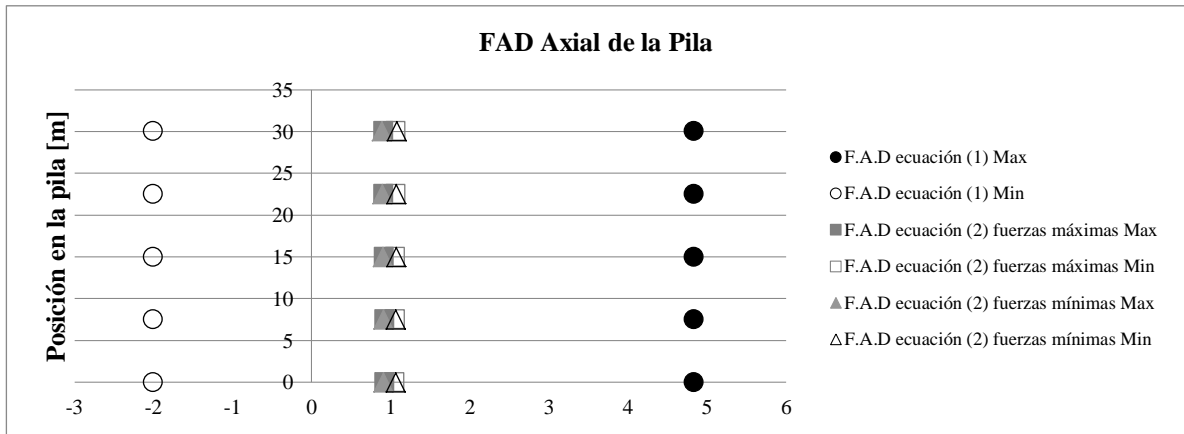


Los valores de FAD ecuación (1) máx y min son infinitos en el lado derecho del tablero debido a la unión entre la pila y el tablero. En el extremo izquierdo del tablero se presenta valores de FAD elevados, ya que debido a la ubicación del punto de análisis, el tensado este genera un cortante mínimo en ese punto.



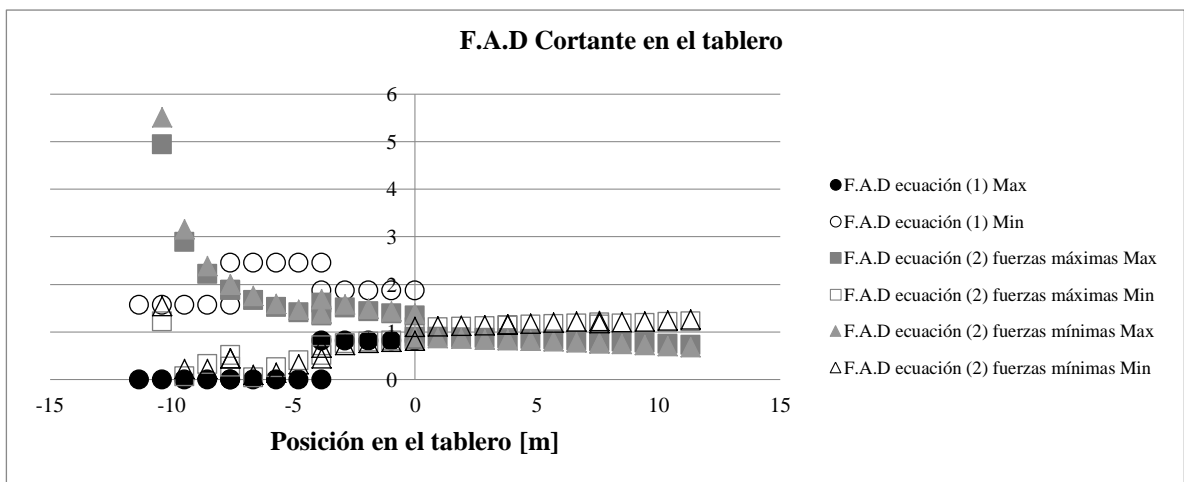
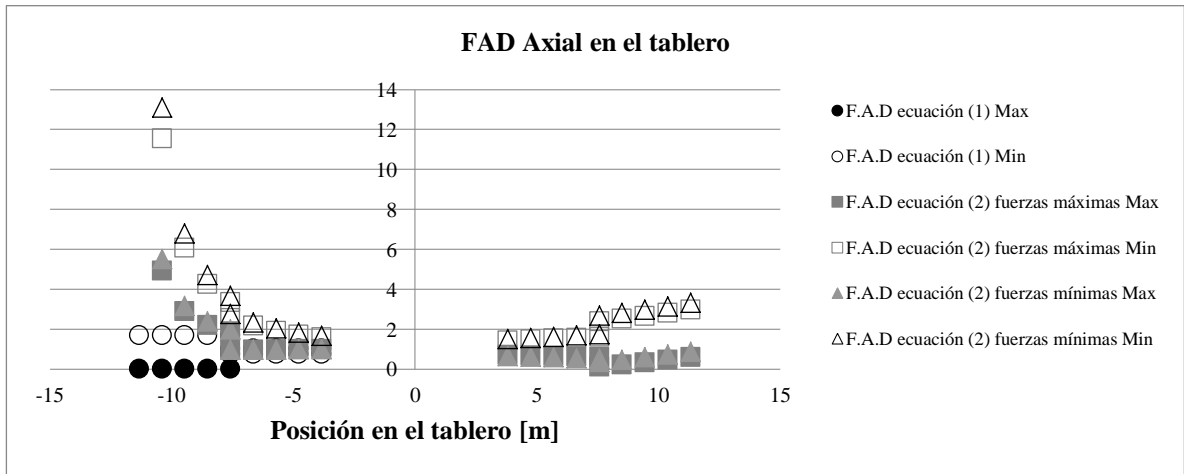
Etapa constructiva CS11

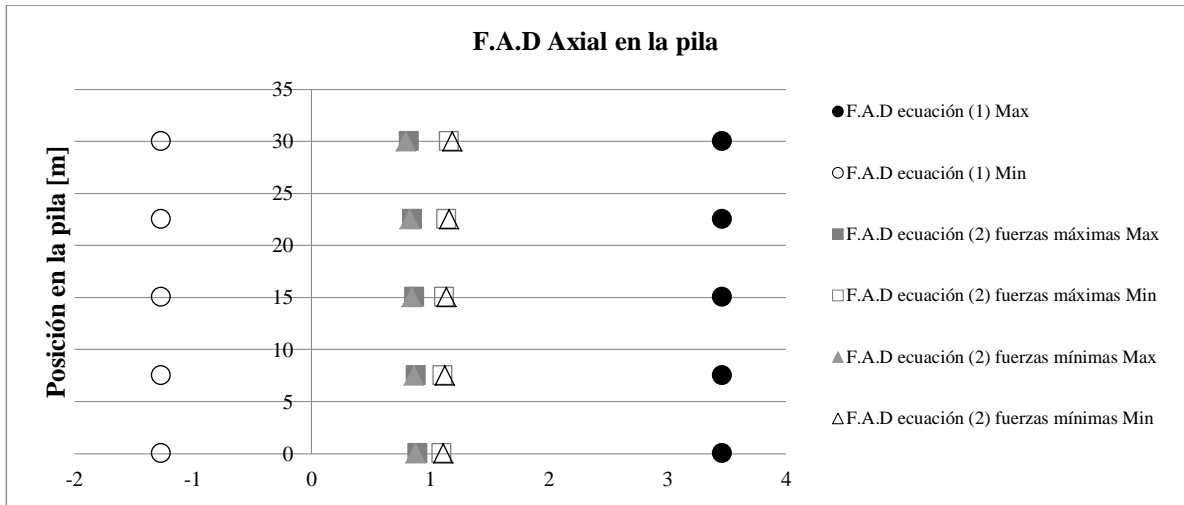
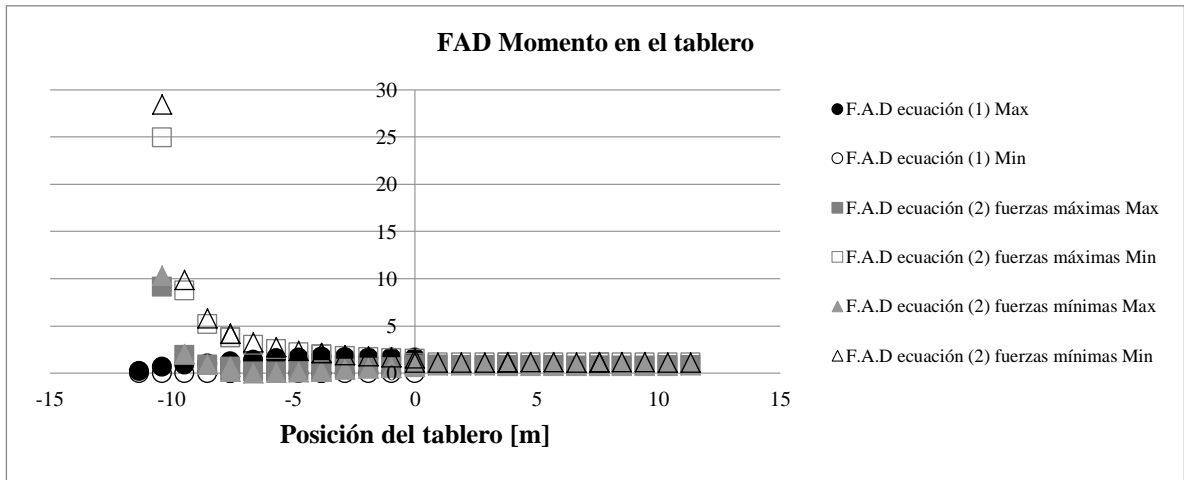




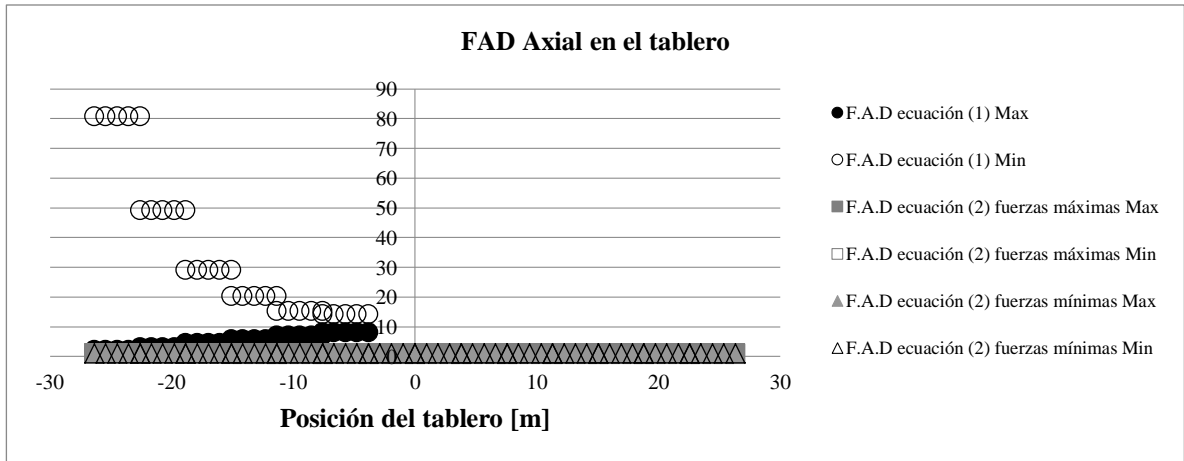
$hc/h_p = 0.3$

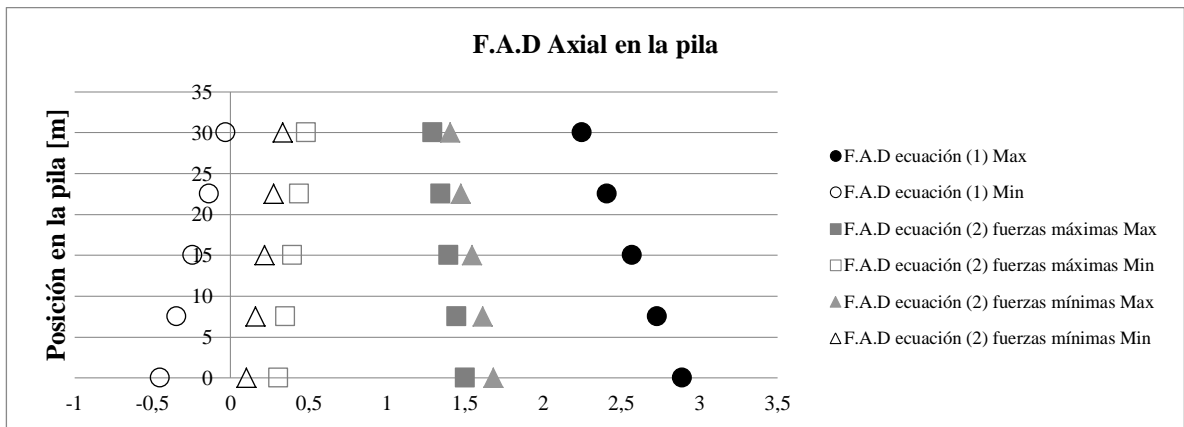
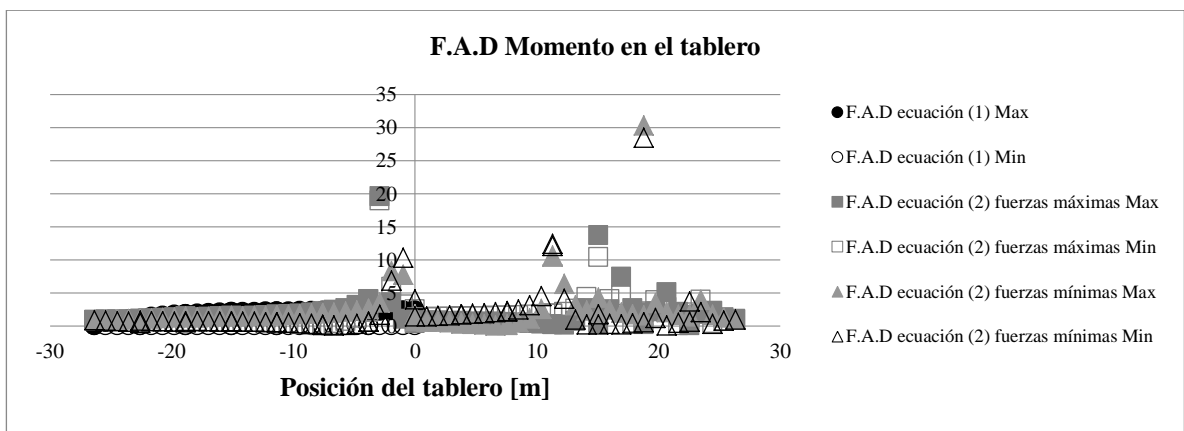
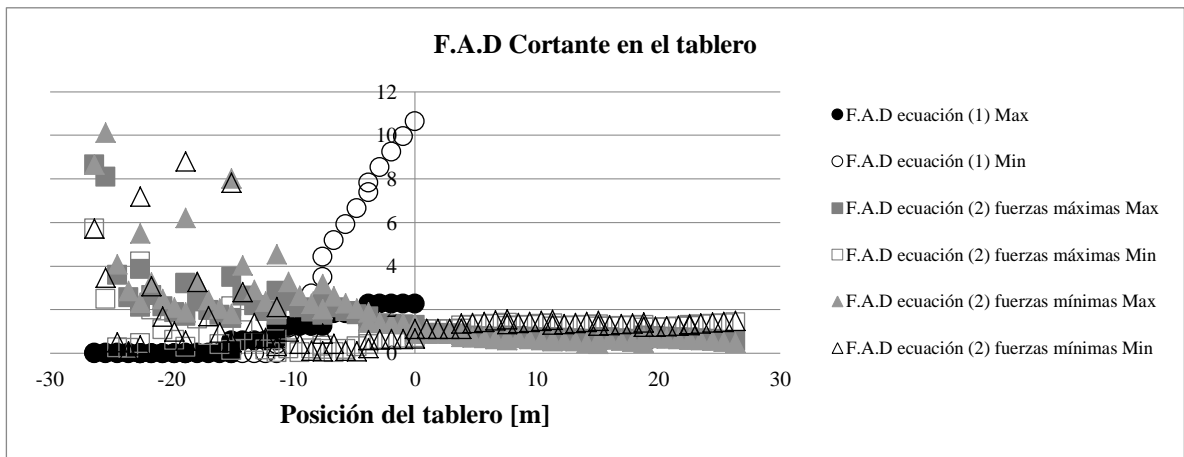
Etapa constructiva CS2





Etapa constructiva CS6





Etapa constructiva CS11.

