



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**"DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS
PARA PUENTES CON INTERACCIÓN SUELO
ESTRUCTURA"**

*Tesis de Grado Previa
a la obtención del
Título de Ingeniero Civil*

AUTOR:

Enrique Antonio Rojas Abarca

DIRECTOR:

Ing. Vinicio Suárez Ch. Phd

**LOJA – ECUADOR
2009**

CERTIFICACIÓN

Ing. Vinicio Suárez Chacón, Phd

DIRECTOR DE TESIS.

CERTIFICO:

Que he dirigido la presente tesis desde su inicio hasta su culminación, la misma que se encuentra científica y reglamentariamente en condiciones de presentarse para la graduación del postulante.

Por lo expuesto, autorizo su presentación, disertación y defensa.

Loja, Diciembre 2009.

Ing. Vinicio Suárez Chacón, Phd

DIRECTOR DE TESIS

CESIÓN DE DERECHOS

Enrique Antonio Rojas Abarca, declara conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja, que en su parte textualmente dice: *“Forman parte del patrimonio de la Universidad, la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”*.

Enrique A. Rojas A

AUTORÍA

El proceso de investigación realizado en la presente tesis como: análisis, diseños, verificaciones, conclusiones y recomendaciones, así también como observaciones son de absoluta responsabilidad del autor.

Además, cabe indicar que la información recopilada para el presente trabajo, se encuentra debidamente especificada en el apartado de las referencias.

Enrique A. Rojas A

AGRADECIMIENTO

Luego de haber culminado con éxito mi investigación, agradezco de manera muy grata, y gentil la ayuda recibida por Ing. Vinicio Suárez, en la dirección de mi tesis; él mismo que de forma incondicional me brindo toda su ayuda, en la entrega de su tiempo y Conocimientos.

Enrique A. Rojas A

DEDICATORIA

Por todo el apoyo que he recibido de ellos, no solo en los estudios, sino en toda mi vida, dedico esta investigación a mi familia: a mi padre Carlos Enrique Rojas, a mi madre Julia Angelita Abarca, y a mis hermanas María y Roció, quienes me han motivado siempre a cumplir esta meta.

Enrique.

RESUMEN

La práctica tradicional de diseño sísmico de puentes se basa en su mayoría, en el uso de métodos basados en fuerzas. Con estos métodos, un diseño dúctil se logra cuando se da a la estructura una resistencia igual o mayor a la necesaria para equilibrar la demanda sísmica.

En esta investigación, se presenta el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) (Priestley, 1993), como una alternativa de diseño sísmico, dando énfasis al uso de desplazamientos en lugar de fuerzas como una medida de demanda sísmica y de daño en la estructura. Se revisa la literatura existente que fundamenta este método, y luego, se implementa el método DDBD para puentes con interacción suelo, en base a la metodología del DBDD para pilas y pilotes prebarrenados propuesto por (Suárez and Kowalsky 2007). En una primera parte se presenta un paper que resume el procedimiento del DDBD para puentes con interacción suelo estructura, luego se presenta una revisión general de literatura y procedimiento de diseño más detallado con un ejemplo de aplicación

El desempeño de cada una de las estructuras que resultan de aplicar el método de diseño es verificado mediante un análisis no-lineal de historia en el tiempo (ITHA) y mediante un análisis Pushover, para verificar la capacidad de desplazamiento de las pilas.

El objetivo principal de esta investigación es implementar el Diseño Directo Basado en Desplazamientos para puentes con interacción suelo estructura.

Los objetivos específicos son:

- a) Definir el procedimiento general del metodo DDBD para puentes con interacción suelo-estructura (ISE).
- b) Establecer la aplicabilidad del método DDBD para pilas y pilotes prebarrenados propuesto por (Suárez and Kowalsky 2007) a Puentes con ISE.

TABLA DE CONTENIDO

Página

CAPÍTULO 1

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Problemática.....	1
1.3. Justificación.....	2
1.4. Alcance y organización.....	2

CAPÍTULO 2

2. DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE PUENTES CON INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA.....	4
2.1. Introducción.....	4
2.2. Descripción de los métodos de diseño.....	5
2.2.1. El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).....	5
2.2.2. La normativa AASHTO LRFD 2009.....	6
2.3. Modelos de interacción suelo-estructura.....	6
2.3.1. EL modelo equivalente utilizando elementos P-y.....	6
2.3.2. El Modelo Equivalente Cantiléver.....	6
2.4. Comparación de metodologías.....	8
2.5. Estudio comparativo.....	9
2.6. Conclusiones y recomendaciones.....	23

CAPÍTULO 3

3. REVISIÓN DE LITERATURA.....	25
3.1. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....	25
3.2. Amortiguamiento Equivalente.....	27
3.3. Estados Límites de Diseño.....	29
3.4. Modelos de interacción suelo-estructura.....	29
3.4.1. EL modelo equivalente utilizando elementos P-y.....	29
3.4.2. El Modelo Equivalente Cantiléver.....	31
3.5. Procedimiento del DDBD para puentes con ISE.....	33
3.5.1. Definición del Objetivo de diseño.....	36
3.5.2. Capacidad de Desplazamiento.....	37

3.5.2.1.	De las pilas	37
3.5.2.2.	De Los Estribos	40
3.5.3.	Desplazamiento meta basado en estabilidad.	41
3.5.4.	Distribución de la resistencia	42
3.5.5.	Direcciones de Diseño.....	44
3.5.5.1.	Diseño Transversal.....	44
3.5.5.2.	Diseño Longitudinal.....	46
3.5.5.3.	Control de los Efectos $P-\Delta$	47
3.5.6.	Diseño de Elementos	48
3.6.	Método de verificación.	48

CAPÍTULO 4

4.	APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA PUENTES CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.	50
4.1.	Ejemplo 1	50
4.1.2.	Diseño dirección longitudinal.....	60
4.1.3.	Diseño de elementos	62
4.2.	Verificación de capacidad de desplazamiento de las pilas.....	64
4.3.	Verificación del Diseño mediante un Análisis inelástico de historia en el tiempo (ITHA)	68

CAPÍTULO 5

5.	CONCLUSIONES – RECOMENDACIONES	71
5.1.	Conclusiones	71
5.2.	Recomendaciones.	72

CAPÍTULO 6

6.	Referencias.....	73
ANEXO 1	75
ANEXO 2	82

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

1.1. Introducción.

Las lecciones aprendidas en sismos pasados y los severos daños que éstos han causado a diferentes tipos de estructuras, han dado origen al avance de nuevas metodologías de análisis y diseño de puentes. De ahí que surge la investigación de filosofías de diseño sísmico, entre estas, métodos de diseño sismo resistente basado en desplazamientos y las recomendaciones de los códigos de diseño (AASHTO 2009) para que la fundación sea el elemento estructural más fuerte del puente.

En esta investigación, se presenta el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) (Priestley, 1993), como una alternativa de diseño sísmico, dando énfasis al uso de desplazamientos en lugar de fuerzas como una medida de demanda sísmica y de daño en la estructura. Se revisa la literatura existente que fundamenta este método, y luego, se implementa el método DDBD para puentes con interacción suelo estructura, en base a la metodología del DBDD para pilas y pilotes pre barrenados propuesto por (Suárez and Kowalsky 2007). En una primera parte se presenta un documento que resume el procedimiento del DDBD para puentes con interacción suelo estructura, luego se presenta una revisión general de literatura y procedimiento de diseño con un ejemplo de aplicación. El desempeño de cada una de las estructuras que resultan de aplicar el método de diseño es verificado mediante un análisis no-lineal de historia en el tiempo (ITHA) y mediante un análisis Pushover para verificar la capacidad de desplazamiento en las pilas.

El objetivo principal de esta investigación es implementar el Diseño Directo Basado en Desplazamientos para puentes con interacción suelo estructura.

Los objetivos específicos son:

- c) Definir el procedimiento general del método DDBD para puentes con interacción suelo-estructura (ISE).
- d) Establecer la aplicabilidad del método DDBD para pilas y pilotes prebarrenados propuesto por (Suárez and Kowalsky 2007) a Puentes con ISE.

1.2. Problemática.

En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante el uso de factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de estructura. Estos métodos han sido cuestionados (Priestley,1993), atribuyéndoseles serias falencias que conducen a diseños en los que el riesgo no es uniforme. Es por ello, que la última década ha sido marcada por la transición de las

metodologías de diseño hacia los métodos basados en desplazamientos y métodos equivalentes que consideran la flexibilidad del suelo de fundación.

En la práctica de diseño sísmico es muy frecuente el simplificar el problema de la interacción suelo estructura, reemplazando al sistema suelo-pilote por una columna de longitud equivalente, considerando un punto de empotramiento a una profundidad estimada bajo el nivel del suelo. Esta simplificación se da mediante la utilización de formulas empíricas (Davisón y Robinsón 1965) y Chen (1997), que toman cuenta la rigidez que el suelo añade a la estructura, evitando así de esta manera el difícil tema de modelar el suelo de fundación.

1.3. Justificación.

Actualmente se utilizan en la práctica y durante la etapa de diseño, modelos lineales de fundaciones para considerar los efectos de interacción suelo-estructura. Estos modelos lineales son en algunos casos apropiados, sin embargo en otros casos no representan el verdadero comportamiento del sistema.

Se conoce que los desplazamientos correlacionan mejor el daño estructural que las fuerzas. Por lo tanto, si el objetivo de diseño es controlar el daño bajo un nivel dado de excitación sísmica, es razonable diseñar las estructuras, usando como dato de entrada el desplazamiento que se desea obtener bajo cierta intensidad sísmica de diseño.

Por lo expuesto anteriormente en esta investigación se implementa el diseño Directo Basado en Desplazamientos para puentes con interacción suelo-estructura para que pueda ser utilizado en forma efectiva.

1.4. Alcance y organización.

El objetivo principal de esta investigación es implementar DDBD para puentes con interacción suelo-estructura y trabajar en su desarrollo, para que pueda ser utilizado con más efectividad. Con el desarrollo de esta investigación se busca establecer el procedimiento de diseño y determinar la aplicabilidad del método DDBD de pilas y pilotes prebarrenados (Suárez and Kowalsky 2007) para puentes con interacción suelo estructura. Se ha estimado para el diseño las siguientes singularidades: estribos elástico-plásticos (Tipo asiento), configuración simétrica y suelo de cimentación de arcillas con resistencia al corte S_u 40Kpa.

El desempeño de cada una de las estructuras que resultan de aplicar el método de diseño es verificado mediante un análisis no-lineal de historia en el tiempo (ITHA) y un análisis estático no lineal (Pushover) para verificar la capacidad de desplazamiento de las pilas.

La organización de esta investigación se presenta de la siguiente manera:

El capítulo 1 presenta la descripción general del proyecto, en el cual se describe, una breve introducción, problemática, alcance y organización del proyecto.

El capítulo 2 presenta un ensayo en el que se describe el método DDBD para puentes con interacción suelo-estructura, en base al estudio de DDBD para pilas y pilotes prebarrenados realizado por (Suárez and kowalsky 2007).

El capítulo 3 presenta una revisión general de literatura, la misma que describe fundamentos del método de diseño, modelos de interacción suelo estructura, y el procedimiento general del DDBD para puentes con ISE.

El capítulo 4, presenta un ejemplo de aplicación paso a paso utilizando el procedimiento descrito en el capítulo 3, para un puente continuo con estribos tipo asiento y su verificación mediante un análisis inelástico de historia en el tiempo (ITHA).

El capítulo 5 resume las conclusiones y recomendaciones obtenidas en la presente investigación. Y Finalmente en el capítulo 6 se presenta las referencias citadas en esta investigación, y luego los anexos uno y dos que muestran un segundo ejemplo de aplicación del método y código para el desarrollo del análisis pushover.

2. DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE PUENTES CON INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA.

Enrique A. Rojas Abarca ¹, Vinicio A. Suárez Chacón ²

¹ Profesional en formación de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica

Particular de Loja, Loja-Ecuador, earojasx@utpl.edu.ec.

² Director de la Unidad de Ingeniería Civil Geología y Minas de la UTPL.

vasuarez@utpl.edu.ec (07) 2570275 ext 2928

Resumen.

En esta investigación se implementa el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para puentes con interacción suelo estructura, para lograr este objetivo ha sido necesario realizar una comparación del método de diseño implementado por la Guía (AASHTO LRFD 2009) para puentes y el procedimiento de diseño DDBD. Además de la utilización de un modelo estructural equivalente con elementos p - y que permita considerar la flexibilidad del suelo de fundación. La utilización de este modelo es simple y se basa en la geometría de las pilas, propiedades del suelo, parámetros de desempeño como: límites en desplazamiento, ductilidad o deformación unitaria y la demanda sísmica en la forma de un espectro de desplazamientos. Se incluye ejemplos de aplicación con lo cual se describe el procedimiento de diseño.

Palabras clave: Interacción Suelo-Estructura; DDBD; Elementos p - y .

2.1. INTRODUCCIÓN

Las lecciones aprendidas en sismos pasados y los severos daños que éstos han causado a diferentes tipos de estructuras, han dado origen al avance de nuevas metodologías de análisis y diseño de puentes, entre estos métodos basados en desplazamientos y la importancia de incluir la flexibilidad del suelo de fundación.

En la práctica de diseño sísmico es muy frecuente el simplificar el problema de la interacción suelo estructura, remplazando al sistema suelo-pilote por una columna de longitud equivalente, adoptando un punto de empotramiento a una profundidad estimada bajo el nivel del suelo. Esta simplificación se da mediante la utilización de formulas empíricas (Davisón y Robinson 1965 y Chen 1997), que incluyen la rigidez que el suelo añade a la estructura, evitando así de esta manera el difícil tema de modelar el suelo.

El Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), Fue propuesto por Priestley (1993), y desde entonces ha estado en continuo desarrollo, habiéndose demostrado su efectividad como una herramienta para el diseño por desempeño de puentes (Kowalsky et al, 1995; Kowalsky, 2002; Álvarez, 2004; Dwairi, 2005, Suárez 2008)

Esta investigación está encaminada a extender el DDBD para puentes con interacción suelo-estructura, mediante la adaptación del procedimiento de pilas y pilotes prebarrenados (Suárez and Kowalsky 2007) y el procedimiento para puentes sobre cimentaciones rígidas (Priestley, Calvi and Kowalsky 2007). El método será explicado en detalle junto a un ejemplo de aplicación y su diseño resultante es verificado, mediante un análisis no lineal de historia en el tiempo ITHA.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO

2.2.1. El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD). Es una herramienta que ha sido desarrollada para el diseño sísmico por desempeño de puentes (Priestley 1993, Kowalsky et al, 1995; Kowalsky, 2002; Álvarez, 2004; Dwairi, 2005) y edificios (SEAOC, 2004; Priestley y Kowalsky, 2000), contraria a la práctica de diseño basado en fuerzas, en este método las fuerzas son obtenidas para un nivel de desempeño deseado basadas en un sistema de respuesta inelástico.

DDBD utiliza el método de linearización equivalente (Shibata y Sozen, 1976) en el que la estructura real es remplazada por un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), de masa equivalente, rigidez efectiva, período efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente. Un sistema inelástico de UGL es substituido por un sistema elástico, con período efectivo T_{eff} basado en una rigidez secante al punto de respuesta máxima, y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eff} que es función de la ductilidad en el sistema y de la forma del ciclo histeretico de la estructura. Una representación gráfica del método de linearización se presenta en la Fig.2.1.

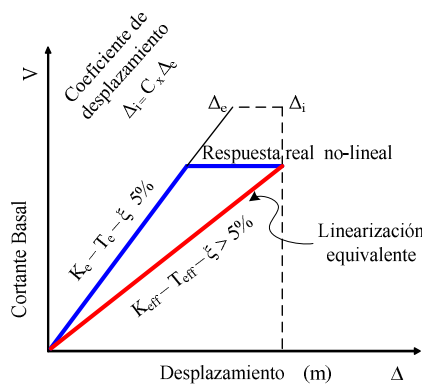


Fig. 2.1 Linearización equivalente

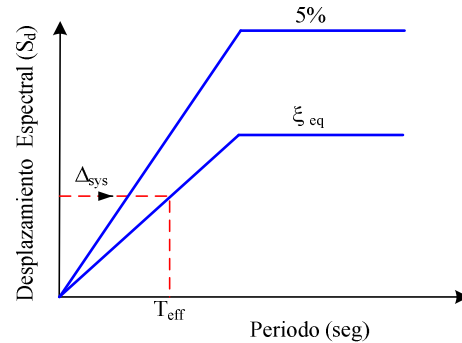


Fig.2.2 Espectro de desplazamientos

El diseño es representado por un espectro de desplazamientos que es reducido a un nivel de amortiguamiento de la estructura fig. 2.2 y antes de empezar el diseño debe ser definido un objetivo en base al nivel de desempeño y desarrollo sísmico.

La finalidad del procedimiento de diseño es obtener el cortante basal desde un desplazamiento meta y un nivel de ductilidad que podría ser estimado desde la estructura y geometría de los elementos.

2.2.2. La normativa AASHTO LRFD 2009. Propone una metodología de diseño basada en desplazamientos (MCEER/ATC-49), similar a la que actualmente se presenta en la normativa de Caltrans (2004). El método requiere que la verificación de la demanda sísmica de desplazamiento sea menor que la capacidad de desplazamiento del puente. Una importante característica de esta normativa es que reconoce la variabilidad de la amenaza sísmica en los Estados Unidos y propone cuatro categorías de diseño sísmico (SDC): Para la categoría A no se requiere ningún diseño, para categorías B, C y D se requiere un análisis de la demanda y verificación de la capacidad, dependiendo de la regularidad del puente, el análisis de la demanda podría desarrollarse con el método de carga uniforme para puentes regulares, mientras que el análisis modal espectral puede usarse para todos los puentes. La verificación de la capacidad puede darse implícitamente usando ecuaciones para una categoría de diseño sísmico tipo B y por medio de un análisis pushover para categorías tipo C y D. Además la guía requiere el uso de principios de diseño por capacidad para el detallamiento de las secciones de la subestructura.

2.3. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

2.3.1. EL modelo equivalente utilizando elementos P-y (Fig. 2.3.a).- Es un modelo que reemplaza al suelo por una serie de resortes espaciados uniformemente a lo largo de la longitud empotrada de la pila. Estos resortes tienen la función de representar el comportamiento no lineal del suelo bajo la acción de una fuerza sísmica, calibradas por medio de experimentos reales como por ejemplo: arcillas de consistencia media saturadas por Matlock (1970), para arcillas duras por Reese (1975).

2.3.2. El Modelo Equivalente Cantiléver (Fig. 2.3b).- Considera a la pila totalmente empotrada a una cierta profundidad bajo el nivel del suelo y la condición de carga es exclusivamente axial, por tal razón el suelo es ignorado. La longitud de empotramiento L_f es determinada con formulas empíricas (Davisón y Robinson 1965) obteniendo así una rigidez total del sistema suelo-pilote.

$$L_f = 1.4 \left[\frac{E_p I_{py}}{E_c} \right]^{0.25} \quad \text{Arcilla} \quad (\text{Ec.2.1})$$

$$L_f = 1.8 \left[\frac{E_p I_{py}}{n_h} \right]^{0.20} \quad \text{Arena} \quad (\text{Ec.2.2})$$

En estas ecuaciones L_f es la profundidad hasta donde se considera que el pilote esta empotrado, E_p módulo de elasticidad del pilote y I_{py} inercia gruesa del pilote m^4 , E_c es el módulo elástico del suelo para arcillas que es igual a 67 Su Mpa, y n_h tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad para las arenas, Los

coeficientes 1.4 y 1.8 (Ec.2.1 y 2.2) Son valores aproximados, obtenidos de una prueba al medir la curvatura y el colapso de manera simultánea.

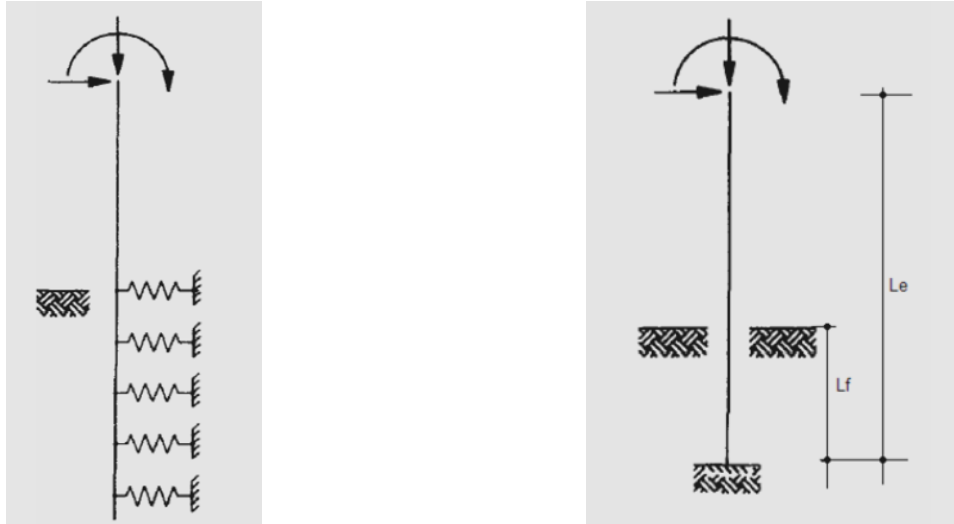


Fig. 2.3 a) Modelo equivalente

b) Modelo cantiléver equivalente.

Tabla 2.1 Valores representativos de n_h para arenas obtenidos por Y. Chen (1997) en Mpa/mm

CONSISTENCIA	SECA O HÚMEDA	SUMERGIDA
Suelta	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
Media	0.025	0.013
Densa	0.063	0.031

Estos modelos tienen la desventaja de que no consideran el amortiguamiento que el suelo añade a la estructura; además que los momentos calculados a partir de los mismos no son reales. Para solucionar este inconveniente se han desarrollado métodos como DDBD (Suárez, 2005), que consideran el amortiguamiento viscoso equivalente y que determinan los momentos en forma adecuada.

2.3.3. Modelación en DDBD.- En el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) se modela al sistema suelo- pila- con una longitud de empotramiento que se encuentra en el punto de momento máximo para pilas de cabeza libre y cabeza empotrada (Suárez and Kowalsky 2007), la tabla 2.2 se resume algunas formulas de tendencia de longitud efectiva L_e para arenas y arcillas, en función del diámetro D de la pila y longitud libre sobre el nivel del suelo L_a recomendadas por Suárez and Kowalsky (2007). Más información se puede encontrar en Priestley et al (2007).

Tabla 2.2 Tendencia de Le para columnas en arcillas suaves y arenas (Suárez 2005)

Tipo de Suelo	Longitud efectiva Le
Arcilla - S_u 20 (Kpa)	$Le = 6.38D + 0.69La$
Arcilla - S_u 40 (Kpa)	$Le = 4.96D + 0.71La$
Arena - $\Phi=30^\circ$	$Le = 4.39D + 0.82La$
Arena - $\Phi=37^\circ$	$Le = 3.40D + 0.84La$

El procedimiento del método requiere la definición de un desplazamiento de diseño, rigidez y resistencia requerida, de tal manera, que el desplazamiento de diseño no sea excedido por los desplazamientos que se producen ante una amenaza sísmica.

Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son:

- Configuración de componentes, secciones y características de los materiales del puente
- Definición de demanda sísmica y objetivos de diseño
- Determinación de cargas por gravedad y desplazamiento de diseño, basándose en la curvatura o límites de ductilidad (Dwairi y Kowalsky, 2006).
- Determinación del amortiguamiento viscoso equivalente, basado en la demanda de ductilidad para el desplazamiento de diseño (Dwairi et al, 2005; Suárez, 2008).
- Determinación de la rigidez efectiva, y resistencia requerida.
- Distribución de resistencia y diseño de secciones por principios de capacidad.

2.4. COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS.

El método de diseño AASHTO LRFD 2009 es iterativo puesto que es necesario asumir dimensiones y refuerzo en las pilas del puente para poder estimar mediante un análisis elástico la demanda de desplazamiento. Luego, las dimensiones y refuerzo deben revisarse hasta que se compruebe que la demanda sea menor a la capacidad.

Los modelos utilizados para considerar la flexibilidad del suelo tienen la desventaja de que no consideran el amortiguamiento que el suelo añade a la estructura; además que los momentos calculados a partir de los mismos no son reales.

La principal diferencia entre los métodos basados en desplazamientos y los basados en fuerzas radica en que los primeros utilizan desplazamiento como medida de la demanda sísmica y también como indicador del nivel daño, tomando ventaja de que el daño se correlaciona mejor con los desplazamientos que con las fuerzas. Aunque en términos generales, los métodos basados en desplazamientos han demostrado su superioridad frente a aquellos basados en fuerzas, es necesario diferenciar a los métodos basados en desplazamientos en función de las hipótesis sobre el comportamiento estructural en los que estos se basan.

2.5. ESTUDIO COMPARATIVO

Con la finalidad de comparar, la aplicación del método de diseño se ha diseñado una pila suelta y un puente continuo cimentado en arcillas suaves, siguiendo las metodologías DDBD y AASHTO LRFD 2009.

2.5.1. Ejemplo 1

Una pila (Fig.2.4) parcialmente embebida en arcilla es diseñada en la dirección de su plano. El objetivo de diseño es que bajo es espectro de diseño las deformaciones de las columnas deben ser menores o iguales que las deformaciones de control de daño, deformación en el acero $\epsilon_{ls,s} = 0.06$ y la deformación en el concreto confinado determinada utilizando el modelo de mander (1988), y chequear la estabilidad por efectos $P-\Delta$ de acuerdo a AASHTO LRFD 2009.

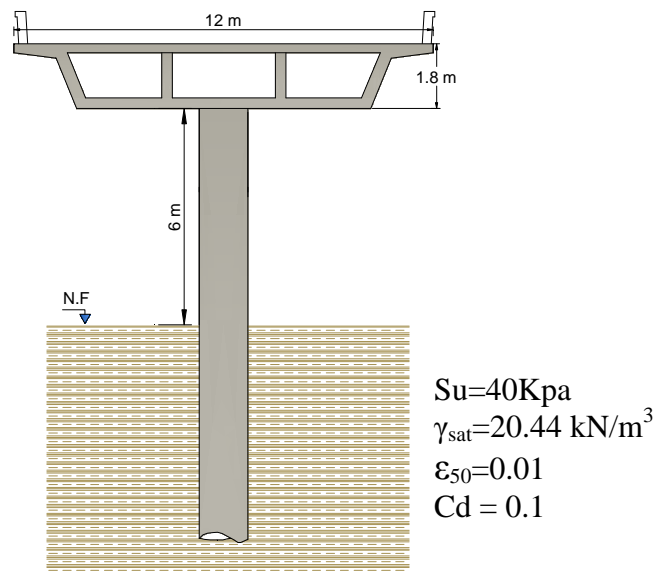


Fig. 2.4 Pila de diseño

La pila ha sido pre dimensionada con 1.6 m de diámetro, elevación sobre el nivel del suelo $L_a = 6 \text{ m}$, esta embebida en arcilla con resistencia al corte no drenada $S_u = 40 \text{ kPa}$ y soporta una carga axial $P = 4500 \text{ kN}$. Las propiedades de los materiales son $f'_c = 28 \text{ Mpa}$, $f_y = 420 \text{ Mpa}$, módulo de elasticidad del concreto $E_c = 26752.5 \text{ MPa}$. Se estima acero longitudinal 28 mm y transversal de 14 mm.

La Demanda sísmica es dada por un espectro de diseño caracterizado como categoría SDC_D (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009), donde las características del sitio son $PGA = 5.88 \text{ m/seg}^2$, el periodo de esquina $T_c = 4 \text{ Seg}$, máximo desplazamiento espectral $PSD = 0.97 \text{ m}$, Fig. 2.5 a y 2.5b, coeficiente de sitio de falla $R_d = 0.5$.

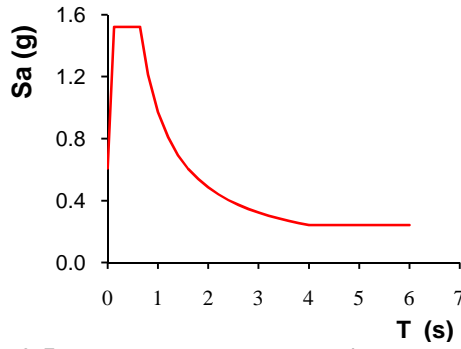


Fig. 2.5 a. Espectro de aceleraciones

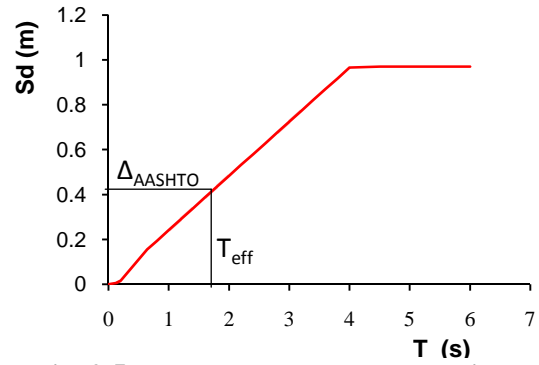


Fig. 2.5 b Espectro de Desplazamientos

a) MÉTODO DDBD

Para considerar la interacción suelo-estructura se aplica el modelo propuesto por Suárez and Kowalsky (2007) que determina la longitud de empotramiento de la columna equivalente en el punto de momento máximo donde $L_e = 12.20$ m tabla 2.3.

El desplazamiento de control de daño en las pilas es encontrado con la Ec.2.3, el desplazamiento de fluencia es $\Delta_y = 0.17$ m es determinado con la Ec.2.4 donde α es un coeficiente de amplificación de desplazamiento de fluencia determinado con la Ec.2.5 en función del tipo de suelo y la condición de fijado $\alpha = 2.24$ (Suárez 2005).

$$\Delta_D = \mu \Delta_y \quad (\text{Ec.2.3})$$

$$\Delta_y = \alpha \frac{\phi_y L_e^2}{6} \quad (\text{Ec.2.4})$$

$$\alpha = \left(8.68 + 0.33 \left(\frac{L_e}{D} \right) \right) \quad (\text{Ec.2.5})$$

La curvatura de fluencia (Priestley, 1996) es $\phi_y = 0.003$ Ec.2.6, la longitud de la rótula plástica es determinada con la Ec.2.7 donde se obtiene $L_p = 0.81$ m.

$$\phi_y = 2.25 \frac{\epsilon_y}{D} \quad (\text{Ec.2.6})$$

$$L_p = 0.08 L_i + 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl} \quad (\text{Ec.2.7})$$

La curvatura de control de daño en el concreto es $\phi_{ls,c} = 0.0208$ Ec.2.8 y en el acero $\phi_{ls,s} = 0.0527$ Ec.2.9, el diseño está controlado por la curvatura de control de daño en el concreto 0.0208.

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{c,ls}}{c} \quad (\text{Ec.2.8})$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\epsilon_{s,ls}}{d - c} \quad (\text{Ec.2.9})$$

$$f'_{ce} = 1.3 f'_c$$

$$f_{ye} = 1.1 f_y$$

$$f_1 = 0.5 \rho_v f_{yh}$$

$$f'_{cc} = f'_{ce} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f'_{ce}}} - 2 \frac{f_1}{f'_{ce}} - 1.254 \right) \quad (\text{Ec.2.10})$$

$$\varepsilon_{cd} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (\text{Ec.3.11})$$

$$\rho_v = 4 \frac{A_{bt}}{D's} \quad (\text{Ec.2.12})$$

La ductilidad es determinada por estados limites de control de daño $\mu_\Delta = 2.63$ Ec.2.13 y para aproximar la estabilidad por efectos P- Δ $\mu_\phi = 2.38$ por Ec.2.14 (Suárez 2008), los factores a,b,c,d están dados de acuerdo al suelo y su condición de fijado para arcillas de $S_u = 40 \text{ kPa}$ estos son: $a = 0.909$, $b = -0.043$, $c = -0.697$, $d = 0.877$, El diseño está controlado por estabilidad donde $\mu_\phi = 2.38$, con la cual mediante la Ec.2.3 se determina la capacidad de desplazamiento para la pila $\Delta_D = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{(\phi_D - \phi_y) L_p \beta L_e}{\Delta_y} \quad (\text{Ec.2.13})$$

$$\mu_\phi = a + bC + c + \frac{C - d}{C} \quad (\text{Ec.2.14})$$

$$C = \frac{T_c \Delta_y}{2\pi PSD} \sqrt{\frac{P}{\theta_s M_{eff} L a}} \quad (\text{Ec.2.15})$$

El amortiguamiento equivalente esta dado por la ecuación Ec.2.16 y 2.17 $\varepsilon_{eq} = 14.18\%$ donde ε_v es estimado como 5% según (Priestley and Grant 2005), y los factores $p=5.6$ $q=8.7$ de acuerdo a Suárez (2005).

$$\xi_{eq} = \xi_v^{-0.378} + \xi_{eq,h} \mu \geq 1 \quad (\text{Ec.2.16})$$

$$\xi_{eq,h} = p + q \frac{\mu - 1}{\mu} \quad \mu \geq 1 \quad (\text{Ec.2.17})$$

La masa efectiva en la pila es $m_{eff} = 4500/9.81 = 458.71 \text{ kN}$, El factor de reducción espectral es $R_\xi = 0.66$ y está dado por la ecuación Ec.2.18, Período efectivo es $T_{eff} = 2.49 \text{ Seg}$ dado por la ecuación Ec.2.19.

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sys}} \right)^{R_d} \quad (\text{Ec.2.18})$$

$$T_{eff} = \frac{T_c \Delta_D}{PSD * R_\xi} \quad (\text{Ec.2.19})$$

La rigidez secante es $K_{eff} = 2920.8 \text{ KN/m}$ determinada con la Ec.2.20, El cortante total en la pila es $V_T = 1168.3 \text{ KN}$ Ec.2.21, Alternativamente, conociendo que

para un diseño fuera del plano, se produce un momento con doble curvatura, el momento de diseño de este punto puede ser estimado como el producto entre el cortante total y distancia entre la cabeza del pilote y el punto de inflexión. Esta distancia L_i , es igual a 0.57 veces L_e para arcillas y 0.52 L_e para arenas (Suárez and Kowalsky 2007), Por consiguiente el momento de diseño para el pilote esta dado por la Ec.2.22, donde $M_n = 8124.63 \text{ kN.m}$.

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 m_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (\text{Ec.2.20})$$

$$V_T = K_{eff} * \Delta_D \quad (\text{Ec.2.21})$$

$$M_n = L_i * V_T \quad (\text{Ec.2.22})$$

Finalmente, en el diseño directo basado en desplazamientos el refuerzo a flexión es diseñado, usando un análisis momento curvatura, que proporciona la resistencia requerida para un nivel de curvatura, compatible con la demanda de ductilidad del elemento. Mediante el uso del programa RC-Análisis y RC-Design (www.utpl.edu.ec/vlee) se determina el refuerzo longitudinal y transversal para la pila, obteniendo una cuantía longitudinal de 1.12% (36Ø28) que está dentro de la cuantía (1-4) % que recomiendan los códigos de diseño sísmico AASTHO 2009, cuantía transversal de 0.42% (Ø16@120mm). Los efectos P-Delta no son de importancia en este diseño puesto que el momento P-delta generado en el nivel de desplazamiento máximo, equivale a un 22% de la capacidad de momento requerida para la sección. Si este no fuera el caso, el proceso debería repetirse reduciendo el desplazamiento de diseño, o el momento de diseño podría incrementarse en proporción al momento P-Delta (Priestley et al. 1996).

La verificación de la capacidad de desplazamiento de la pila es determinada mediante un Análisis Pushover fig. 2.6b en el cual se considera la flexibilidad del suelo utilizando elementos p -y Matlock (1970), API (1993), Reese and O'Neill (1987), que rempazan al suelo por una serie de resortes espaciados uniformemente a lo largo de la longitud empotrada de la pila. Este análisis es desarrollado en el programa en OpenSees (McKenna 2004), utilizando las mismas características de suelo consideradas en el diseño con DDBD y resultados de acero de refuerzo. Los parámetros que definen los elementos p -y pueden ser determinados de ensayos triaxiales de suelos, o determinados de tablas de acuerdo a las características de los mismos, para este caso se ha estimado estos parámetros de tablas (Virella 2000) y la carga ultima P_{ult} se la ha obtenido modelando al pilote en el programa FB_Multiplier donde se ha obtenido para $S_u = 40 \text{ kPa}$ $P_{ult} = 762.68 \text{ kN}$ a una deformación ϵ_{50} de 0.01, con lo cual se ha obtenido los resultados que se presentan en las figuras 2.6a y fig.2.6b.

La figura 2.6a. Presenta las curvas de deformación vs desplazamiento, la misma que muestra las deformaciones y desplazamientos por estados limites de serviciabilidad y control de daño. (Kowalsky 2000).

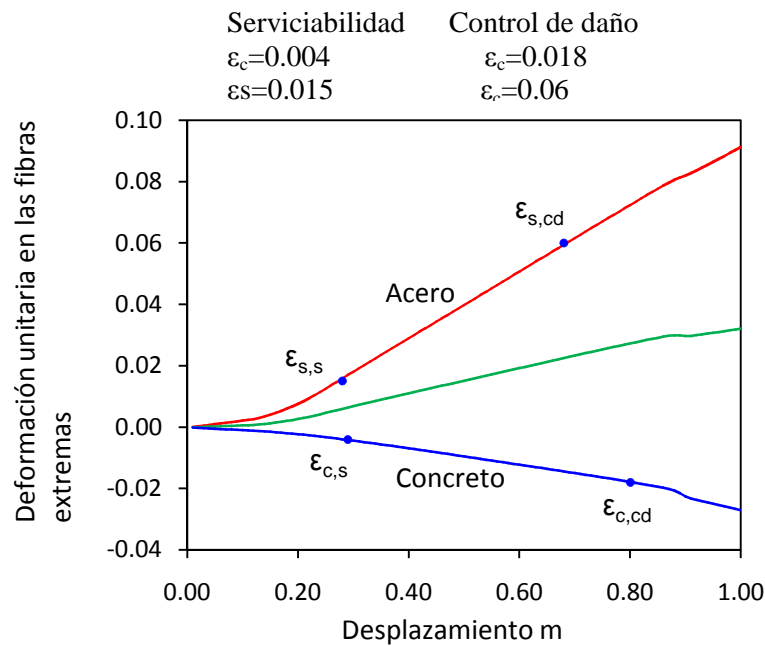


Fig.2.6 a Deformaciones unitarias en la cabeza de la pila

La Fig.2.6b. Presenta la curva cortante vs desplazamiento (pushover de la pila), aquí se ha determinado los diferentes puntos de desplazamiento buscados; Fluencia $\Delta y=0.14m$, serviciabilidad $\Delta s=0.28m$ en el acero, control de daño en acero $\Delta_{CD}=0.68m$, estabilidad $\Delta_{\theta s}=0.54m$ determinado en el punto de resistencia máxima de la curva pushover con efectos P- Δ tomando en cuenta que los momentos P- Δ sean \leq al 20% del momento de diseño (AASHTO 2009), Además se ha marcado el desplazamiento meta obtenido con DDBD $\Delta_D=0.52m$.

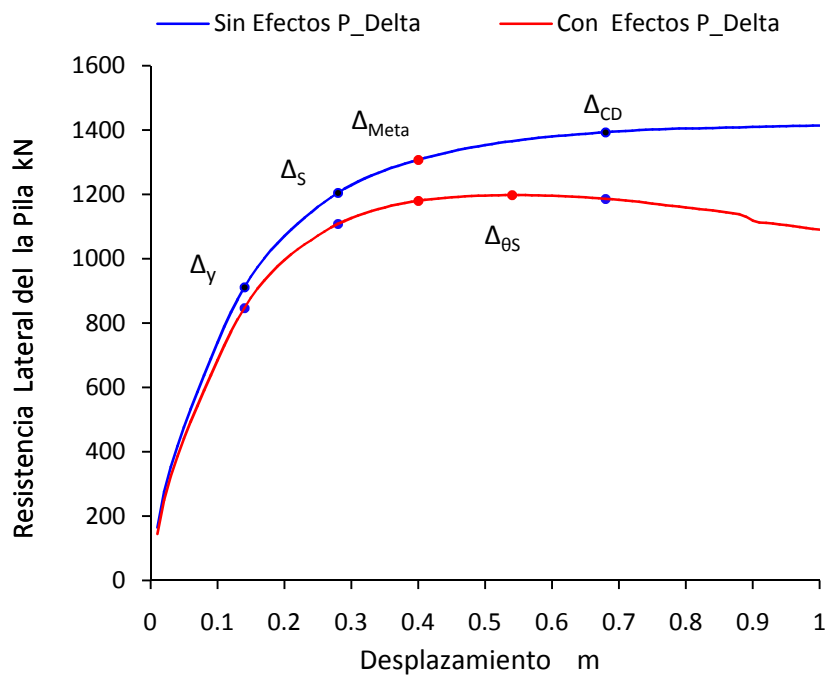


Fig.2.6 b Curva Pushover de la Pila Con DDBD

De los resultados obtenidos de este análisis se concluye que El diseño con DDBD es satisfactorio y satisface los requerimientos de diseño ($\Delta_D \leq \Delta_C$) sin presentar mayor dispersión en los resultados de estabilidad, sin embargo el diseño es conservador con respecto a los estados limites de control de daño ya que el desplazamiento es mucho mayor.

b) MÉTODO AASHTO LRFD 2009

LRFD 2009 recoge las experiencias de Caltrans (2004) y las últimas recomendaciones dadas en ATC-49 (MCEER/ATC-49). El procedimiento a seguir en pilas pre-barrenadas es el siguiente:

- a) Como punto de partida se asume un armado y por ende una cierta rigidez inicial.
- b) En función de la resistencia asumida se determina la rigidez agrietada (utilizando el análisis pushover Fig.2.6b), y periodo de vibración Ec.2.23
- c) Del espectro de desplazamiento (5%) se determina la demanda de desplazamiento interpolando con el período de vibración obtenido o por medio de la ecuación 2.24.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{g \cdot Ke}} \quad (\text{Ec.2.23})$$

$$\Delta_D = Sa \cdot g \cdot \frac{T_{eff}^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (\text{Ec.2.24})$$

- d) Se verifica mediante un análisis pushover que la capacidad de desplazamiento (gobernada por los objetivos de desempeño que incluyen límites en ductilidad y efectos P- Δ) sea mayor que la demanda de desplazamiento para que el diseño sea eficiente. AASHTO 2009 recomienda 25 % para efectos P-Delta y ductilidad < 6.

Para desarrollar este procedimiento, se toma los mismos datos para la pila del puente y daño sísmico, que se considero en el DDBD. Se determina la rigidez inicial mediante la curva pushover fig.2.6b. Donde se obtiene $Ke = 911.172 / 0.14 = 6508.35$ kN/m, y el periodo de vibración se lo determina con la Ec.2.23 siendo $T_{eff} = 1.7$ Seg, luego la demanda de desplazamiento se la determina del espectro de desplazamientos Fig.2.5b interpolando para 1.7Seg, donde $\Delta_D = 0.41$ m el cual es menor a la capacidad de desplazamiento obtenida del análisis pushover Fig. 2.7. Que presenta los desplazamientos; por serviciabilidad, control de daño, estabilidad y demanda de desplazamiento obtenida con AASHTO.

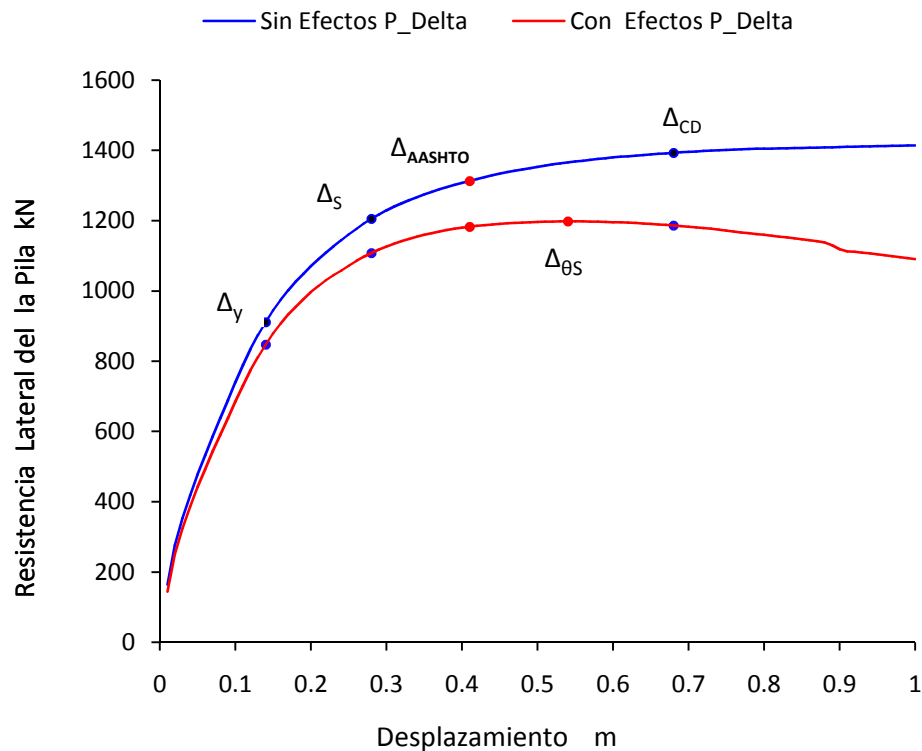


Fig.2.7 Curva Pushover de la Pila con AASHTO

De esto se concluye que el diseño realizado con AASHTO LRFD 2009, representan un diseño satisfactorio el cual al ser comparado con los resultados del análisis Pushover, satisface los requerimientos de diseño ($\Delta_D \leq \Delta_C$) sin presentar mayor dispersión en los resultados, sin embargo requiere de más mayor esfuerzo en el diseño ya que se debe asumir una resistencia inicial y realizar el análisis pushover para determinar la capacidad de desplazamiento de la pila.

De la discusión presentada de las dos metodologías se concluye que: El diseño realizado con AASHTO LRFD 2009, y DDBD representan un diseño eficiente el cual al ser comparado con los resultados del análisis Pushover, satisface todos los requerimientos de diseño ($\Delta_D \leq \Delta_C$) sin presentar mayor dispersión en los resultados con respecto al desplazamiento por estabilidad, sin embargo el diseño es conservador con respecto a los estados limites de control de daño ya que el desplazamiento es mucho mayor a la demanda y la estructura sufre menos daño que para el que fue diseñada.

El problema con el uso de AASHTO LRFD 2009 es que no considera el amortiguamiento que el suelo aporta la pila, además que es un método iterativo ya que se asume una rigidez inicial para determinar el periodo de vibración de la estructura y requiere mayor esfuerzo en el proceso de diseño puesto que hay que desarrollar un análisis pushover para determinar la capacidad de desplazamiento de los elementos. En DDBD el cálculo directo lo hace un método de fácil aplicación y por considerar el Amortiguamiento de pilas y suelo (amortiguamiento viscoso equivalente), resulta el más eficiente para diseñar, tomando en cuenta los efectos suelo estructura, además el diseño

es capaz de predecir de mejor manera el desplazamiento meta de la pila en forma directa, dando como resultado una disminución de acero de refuerzo.

2.5.2. Ejemplo 2

En la Fig.2.7, 2.8 y 2.9 se presenta el puente de diseño, el cual consta de 4 vanos, su superestructura tiene un ancho de 12 m, un peso de 174 kN/m no incluye el peso de la viga cabezal interna, su altura es de 1.8 m, es rígida y continua además tiene conexión monolítica con las pilas, se estima que estará cimentado en arcillas con resistencia al corte $S_u=40$ kPa y se ha predimensionado con pilas de 1.4 m. Se diseña en el sentido Transversal de acuerdo al DDBD. El propósito de este ejercicio es demostrar la aplicación del procedimiento DDBD para puentes con interacción suelo-estructura.

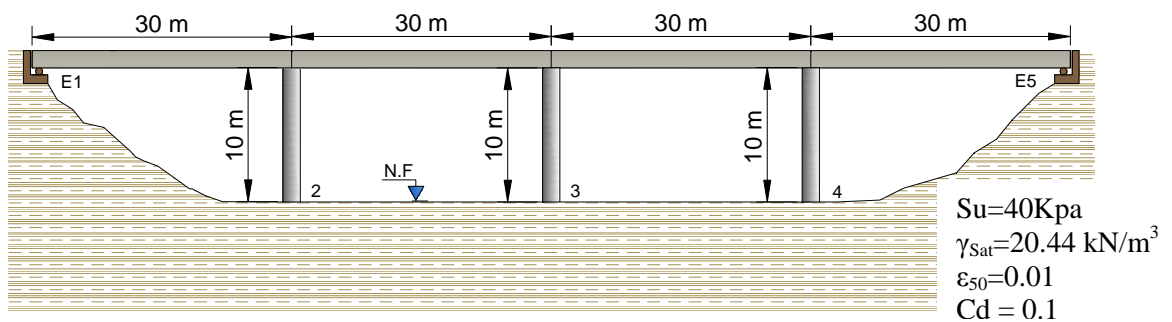


Fig. 2.7 Perfil del Puente de diseño

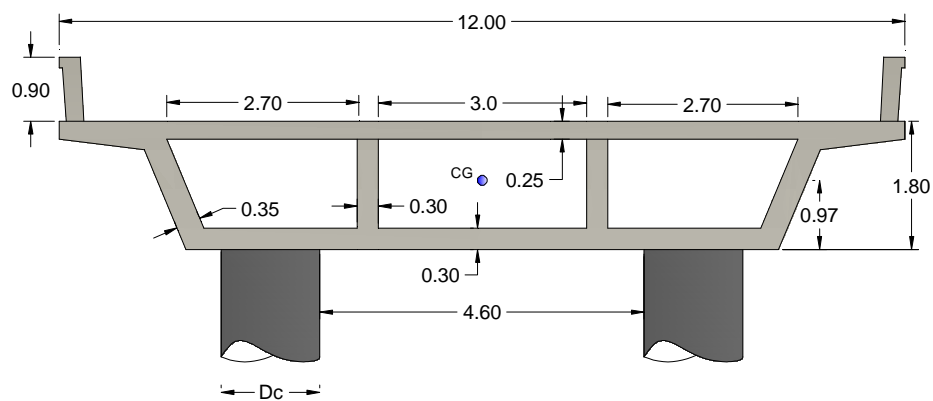


Fig. 2.8 Superestructura de diseño

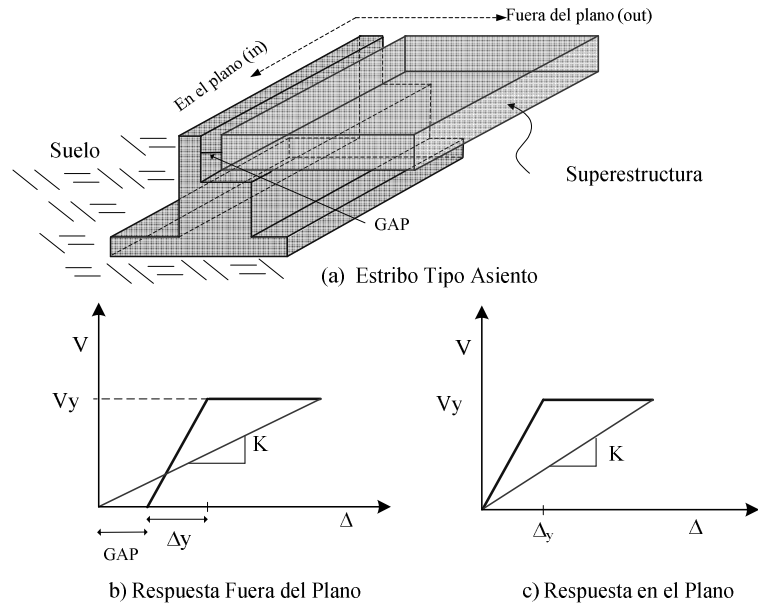


Fig. 2.9 Estribo tipo asiento

El objetivo de diseño es que bajo el espectro de desplazamientos las deformaciones de las columnas deben ser menores o iguales que las deformaciones de control de daño, deformación en el acero $\epsilon_{ls,s} = 0.06$ y la deformación en el concreto confinado determinada utilizando el modelo de Mander (1988), chequear la estabilidad por efectos $P-\Delta$ de acuerdo a AASHTO LRFD 2009, además un objetivo adicional es el de obtener un diseño en el que todas las columnas tengan la misma cantidad de refuerzo longitudinal.

Las pilas han sido pre dimensionadas con 1.4 m de diámetro lo que les da un peso de 36.27 kN/m. Las propiedades de los materiales son $f'_c = 30$ Mpa, $f_y = 420$ Mpa, módulo de elasticidad del concreto $E_c = 27691.47$ Mpa, Acero de refuerzo longitudinal 28 mm y transversal de 14 mm, Además se ha estimado que los estribos tienen una resistencia fuera del plano $F_{yaut} = 3441.6$ kN, y dentro del plano un 20% del peso que toman los estribos $F_{yin} = 522$ kN (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009), La Demanda sísmica es tomada la misma del ejemplo 1.

- **Procedimiento:**

Para considerar la interacción suelo-estructura en DDBD, se modela al sistema pila-suelo, con una longitud de empotramiento que se encuentra en el punto de momento máximo para pilas de cabeza libre y cabeza empotrada (Suárez and Kowalsky 2007), para este caso en base a que la superestructura es rígida y tiene conexión monolítica con las pilas, se utiliza el modelo para pilas cabeza empotrada, y en consecuencia la longitud de empotramiento es determinada en referencia a la tabla 2.2 con $S_u = 40$ kPa, obteniéndose $L_e = 14.04$ m donde $L_a = 10$ m.

El peso que soporta cada pila está determinado por el peso tributario de la superestructura más el peso de la viga cabezal interna y 1/3 del peso de la pila $P_{2-4} = (30 \times 174 \text{ kN/m} + 10/3 \times 36.27 \text{ kN/m} + 474.47 = 5936.27 \text{ kN}$, masa efectiva total $m_{\text{eff}} = 2402.78 \text{ kN}$.

El desplazamiento de control de daño en las pilas es encontrado con la Ec.2.3, desplazamiento de fluencia es $\Delta_y = 0.23 \text{ m}$ es determinado con la Ec.2.4, donde $\alpha = 2.03$ obtenido de la Ec.2.5.

La curvatura de fluencia (Priestley, 1996) es $\phi_y = 0.0034$ Ec.2.6, longitud de la rótula plástica $L_p = 0.9 \text{ m}$ obtenida con la ecuación Ec.2.7, La curvatura de control de daño determinada según el modelo de Mander (1988) en el concreto es $\phi_{ls,c} = 0.025$ Ec.2.8, en el acero es $\phi_{ls,s} = 0.0602$ Ec.2.9, la curvatura de control de daño que controla es la del concreto 0.025.

La ductilidad es determinada por estados límites de control de daño $\mu_\Delta = 2.72$ Ec.2.13 y para aproximar la estabilidad por efectos P- Δ $\mu_\theta = 2.27$ Ec.2.14 (Suárez and Kawasaki 2008) donde $a = 0.909$, $b = -0.043$, $c = -0.697$, $d = 0.877$ para pilotes cabeza empotrada en arcillas con $S_u = 40 \text{ KPa}$, El diseño estará controlado por estabilidad donde la ductilidad de diseño es $\mu_D = 2.27$, y mediante la Ec.2.3 se determina la capacidad de desplazamiento para cada pila $\Delta_D = 0.52 \text{ m}$.

El amortiguamiento equivalente para cada pila es $\varepsilon_{\text{eq}} = 14.14\%$ determinado con la Ec.2.16 y 2.17 donde ε_v es estimado como 5% (Priestley and Grant 2005), $p = 5.6$ $q = 8.7$ de acuerdo a (Suárez 2005), además se adopta un amortiguamiento de 10 % para los estribos según (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009).

La distribución de resistencia se la determina con la ecuación Ec.2.25 en la cual L_i es igual a $0.57L_e$ para arcillas y $0.52L_e$ para arenas (Suárez and Kowalsky 2007).

$$v_i = (1 - v_s) \frac{\frac{1}{L_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{L_i}} \quad (\text{Ec.2.25})$$

Donde v_s es la proporción del cortante basal transferido por la superestructura a los estribos y v_i es la proporción del cortante tomado por cada una de las pilas. En esta etapa de diseño se conoce v_s y por lo tanto se asume $v_s = 0.10$, que luego mediante iteraciones con $v_s = V_a/V_T$ se obtiene $v_s = 0.11$, V_a es el cortante tomado por los estribos. Todas las pilas resisten un cortante basal igual a $(1 - v_s)/n$ del cortante total, ya que se ha planteado como objetivo de diseño que cada pila tenga el mismo refuerzo

longitudinal y por lo tanto la misma resistencia a flexión por lo que la distribución del cortante entre las pilas está dada en proporción inversa a su altura. De esta manera se ha estimado $v_i = 0.263$, con estos valores y aplicando Ec.2.26 se estima un amortiguamiento para el sistema equivalente $\xi_{sys} = 13.31\%$, factor de reducción espectral de 0.68 obtenido con la ecuación Ec.2.18, el desplazamiento del sistema es $\Delta_{sys} = 0.52$, debido a que la superestructura es rígida y continua, y al ser integral con las pilas, la capacidad de los desplazamiento en las pilas y los estribos está obligada a ser la misma, el puente se desplaza como un cuerpo rígido (Dwairi and Kowalsky 2006, Suárez 2008), y en consecuencia el desplazamiento del sistema está gobernado por el menor desplazamiento de las pilas, que generalmente el de la pila más corta.

$$\xi_{sys} = \frac{\sum \xi_i v_i}{\sum v_i} \quad (\text{Ec.2.26})$$

$$T_{eff} = \frac{T_c \Delta_{sys}}{PSD * R_\xi} \quad (\text{Ec.2.27})$$

El Período efectivo es determinado con la Ec.2.27 obteniendo $T_{eff} = 3.15$ Seg, la rigidez secante $K_{eff} = 9539.12$ KN/m es obtenida con la Ec.2.20, el cortante total de la estructura es $V_T = 4960.34$ kN determinado con la Ec.2.21, y la distribución de resistencia por pila es determinado con la Ec.2.28 donde $V_i = 0.263 \times 4960.34 = 1304.6$ kN.

$$V_i = v_i * V_T \quad (\text{Ec.2.28})$$

Conociendo que para un diseño en el plano, cuando la superestructura es rígida se produce un momento con doble curvatura, el momento de diseño de este punto es estimado como el producto entre el cortante total y la distancia entre la cabeza del pilote y el punto de inflexión. Esta distancia L_i , es igual a 0.57 veces L_e para arcillas y 0.52 para arenas (Suárez and Kowalsky 2007), Por consiguiente el momento de diseño para cada pila esta dado por la Ec.2.22, donde $M_n = 10433.02$ kN.m.

Vale destacar que cuando la estructura del puente se desplaza como un cuerpo rígido, el procedimiento de diseño es el mismo en dirección longitudinal y transversal, lo único que cambia es la distribución de resistencia.

La Verificación de la estabilidad está dada por el índice de estabilidad (θ_i) (Ec.2.29). Donde se relaciona momentos P- Δ con el momento de diseño, $\theta_i = 0.15$ menor que el límite de estabilidad recomendado por (AASHTO 2009 y Priestley, 1996).

$$\theta_i = \frac{P_i \times \frac{\Delta_i}{2}}{M_i} \quad (\text{Ec.2.29})$$

Los efectos $P-\Delta$ son controlados en esta etapa, si el índice de estabilidad θ_i excede a 0.08, pues indica que se deben tomar en cuenta estos efectos $P-\Delta$ y se debe corregir sumándole al momento de diseño el 50% del momento $P-\Delta$. El índice de estabilidad no deber ser nunca mayor a 0.25 (Priestley, 1996), si lo es, entonces la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse. En este caso se debe repetir el diseño reduciendo el desplazamiento meta lo que provoca que DDBD sea iterativo. Para evitar este inconveniente (Suárez 2008) ha propuesto un método para determinar la ductilidad meta por estabilidad Ec.2.13 con la cual se obtiene una aproximación del desplazamiento meta y solo en casos se requiere realizar iteraciones.

Finalmente se realiza el diseño de las secciones por principios de capacidad, mayorando el momento de diseño por un factor de sobre resistencia de 1.2 según (AASHTO 2009) y mediante el programa RC-Análisis y RC-Design (www.utpl.edu.ec/vlee) se determina la cuantía de refuerzo longitudinal ρ_l 1.48 % (37 Ø28), y transversal de $\rho_t = 0.37\%$ (Ø14 @120mm) que están dentro de las cuantías mínimas longitudinal ρ_l (1-4)% y Transversal ρ_t (0.2 a 1)% . Terminando Así el procedimiento de diseño con DDBD.

La verificación de la capacidad de desplazamiento de las pilas es determinada mediante un análisis Pushover, realizado en el programa OpenSees (McKenna 2004), en la cual se desarrolla un modelo equivalente con elementos P-y Matlock (1970), API (1993), Reese and O'Neill (1987), que remplazan al suelo de fundación por una serie de resortes espaciados uniformemente a lo largo de la longitud empotrada de la pila. Las características de los suelos estimadas para los elementos p -y son las mismas utilizadas en el Diseño con DDBD y como resultado de este análisis se ha obtenido las curvas mostradas en las Figuras 2.10 a y 2.10 b.

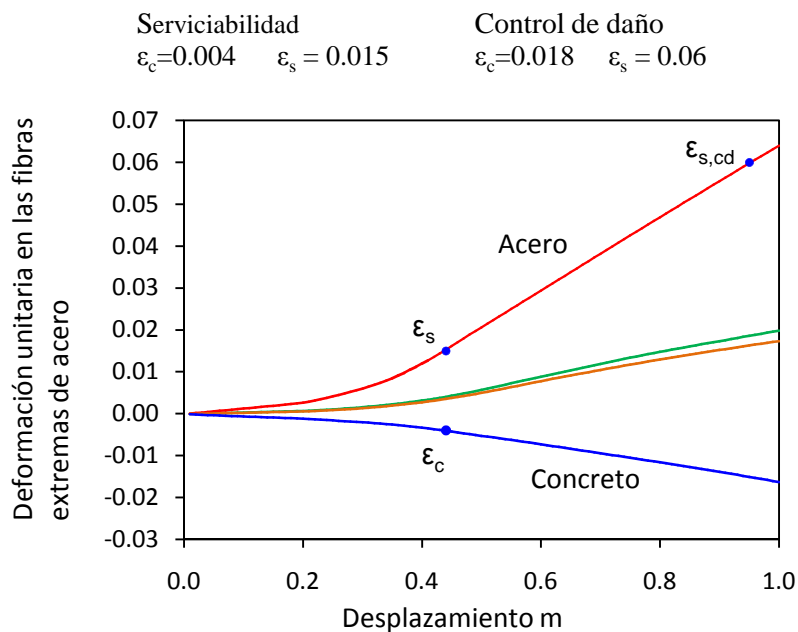


Fig. 2.10a Deformaciones unitarias en la cabeza de la pila

La fig.2.10 a Presenta las curvas de deformación unitaria vs desplazamiento en las cuales se ha determinado las deformaciones por estados limites de serviciabilidad y control de daño en el concreto ϵ_c y acero ϵ_s con sus respectivos desplazamientos, los mismos que posteriormente nos sirven para determinar los diferentes puntos de desplazamiento en la curva pushover.

La Fig. 2.10b presenta la curva cortante vs desplazamiento (pushover de la pila), aquí se ha determinado los diferentes puntos de desplazamiento buscados; Fluencia $\Delta_y=0.24\text{m}$, serviciabilidad $\Delta_s=0.51\text{m}$ en el concreto, control de daño en acero $\Delta_{CD}=0.95\text{m}$, estabilidad $\Delta_{\theta_s}=0.62\text{m}$ en el punto de resistencia máxima de la curva pushover con efectos P- Δ , tomando en cuenta que los momentos P- Δ sean \leq al 20% del momento de diseño (AASHTO 2009), además se ha marcado el desplazamiento meta obtenido con DDBD $\Delta_D=0.52\text{m}$.

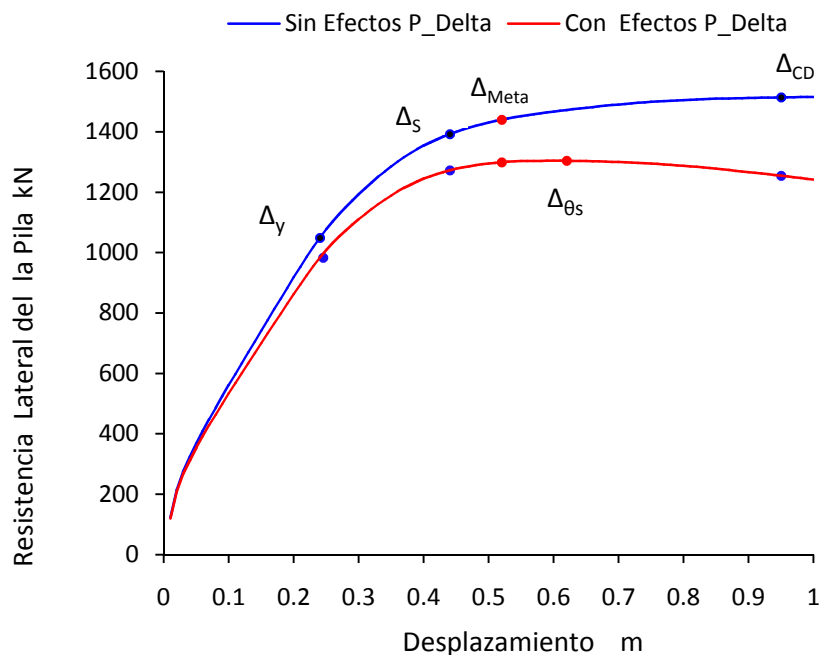


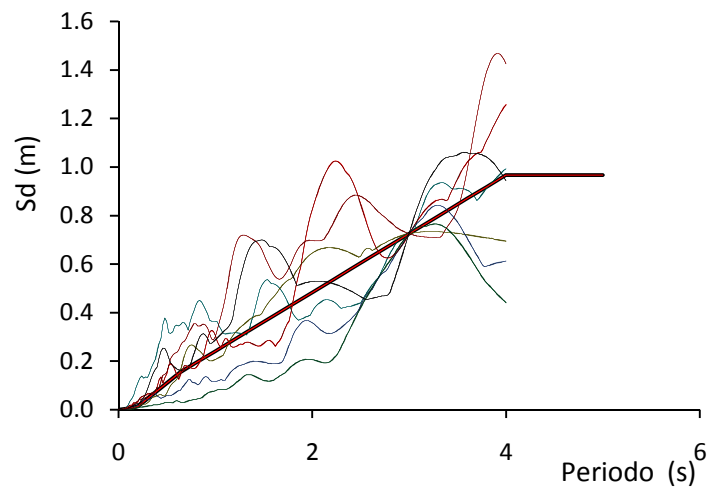
Fig. 2.10b Curva pushover de la pila

De esto se concluye que el diseño es satisfactorio ya que cumple los requerimientos de diseño sísmico $\Delta_D \leq \Delta_C$ sin presentar mayor dispersión en los resultados basados en estabilidad, Sin embargo se ha determinado que el diseño con DDBD es bastante conservador con referencia a los estados límites de control de daño.

La verificación del diseño se la realiza mediante un análisis inelástico de historia en el tiempo ITHA que es una herramienta muy aceptada en la actualidad, ya que permite aplicar a las estructuras registros sísmicos reales encontrando así fuerzas y desplazamientos para cada instante de tiempo, y duración del sismo. Para la presente investigación el ITHA se lo realizó en el programa OpenSees (Mckenna, 2004) con la ayuda de un pre y post procesador llamado ITHA-Bridge (Suárez, 2008) (www.utpl.edu.ec/vlee). El ITHA fue desarrollado con 7 sismos tabla 2.4 los mismos que fueron escalados mediante factores para que sean compatibles con el espectro de diseño figura 2.11.

Tabla 2.4 Registros sísmicos compatibles

#	Sismos	Año	Estación	PGA(g)	PGD (cm)	Factor
1	Loma prieta	1989	Agnews State Hospital	0.159	9.8	3.26
2	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	0.367	19.3	5.46
3	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4	0.212	10.9	4.0
4	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #7	0.323	10.1	1.08
5	Loma Prieta	1989	Sunnyvale - Colton Ave.	0.209	16.9	2.38
6	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor Lot	0.174	12.4	7.9
7	Superstition Hills	1987	Wildlife Liquef. Array	0.21	21.0	3.91

**Fig. 2.11. Espectro de Desplazamientos escalado**

La tabla 2.5 presenta los resultados obtenidos del análisis ITHA y la comparación con DDBD, además en la fig.2.12 se presentan los perfiles de desplazamiento en dirección transversal, realizados con los resultados obtenidos en el análisis ITHA.

Tabla 2.5 Resultados de Análisis ITHA

Sismo #	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (m)				
	E1	2	3	4	E5
1	0.480	0.468	0.468	0.468	0.488
2	0.525	0.514	0.510	0.514	0.524
3	0.278	0.279	0.281	0.278	0.278
4	0.320	0.298	0.290	0.290	0.318
5	0.208	0.196	0.192	0.197	0.209
6	0.346	0.344	0.345	0.343	0.346
7	0.330	0.320	0.330	0.330	0.330
Δ ITHA - PROMEDIO	0.355	0.346	0.345	0.346	0.356
Δ_{DDBD} (m)	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
$ADR * \Delta_{DDBD}$	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
SE	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
Relación D/C	0.683	0.665	0.664	0.665	0.685

Índice promedio de desplazamiento ADR y índice de error SE

n = 5

$$ADR = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_{ITHAi}}{\sum_{i=1}^n \Delta_{DDBDi}} = 0.672$$

$$SE = \frac{\sum_{i=1}^n (ADR \cdot \Delta_{DDBDi} - \Delta_{ITHAi})^2}{n}$$

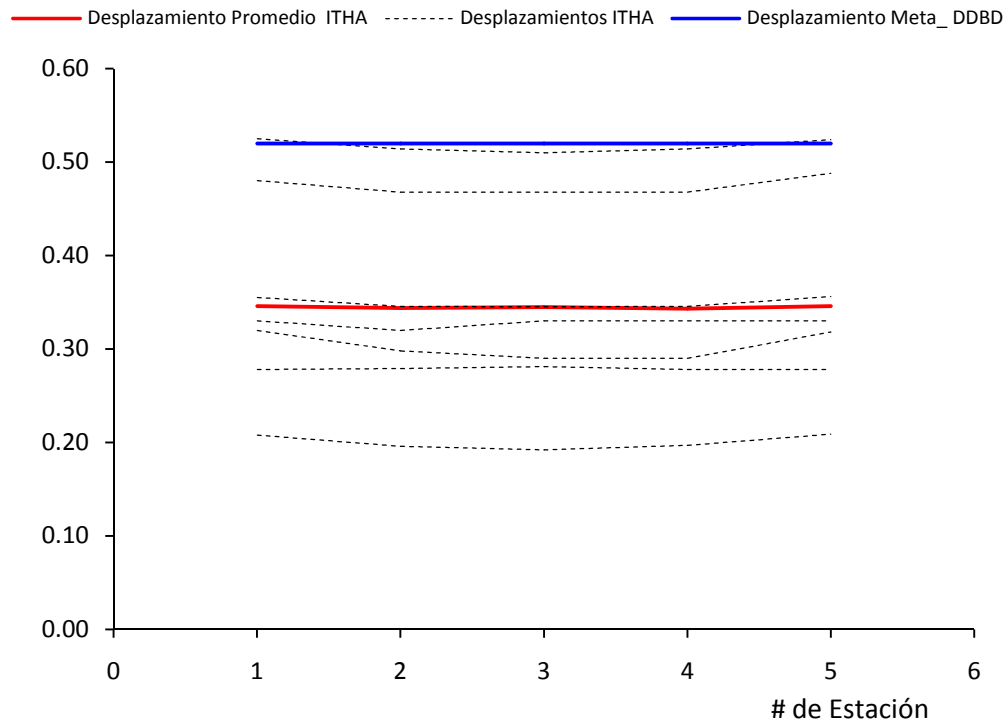


Fig2.12 Perfiles de Desplazamiento ITHA

Mediante este análisis ITHA se comprueba que el diseño es satisfactorio, ya que se ha obtenido un desplazamiento promedio $\Delta_{ITHA}=0.35m$ luego de haberle aplicado 7 sismos compatibles con el espectro de diseño, una relación $\Delta_{promedio, ITHA}$ da capacidad máxima por pila D/C de 0.68, lo cual indica que la resistencia calculada es un 68% de la resistencia real. Un índice de promedio de desplazamientos 0.67 y un índice de error SE de 0.00001 con tendencia a cero lo cual significa que los perfiles de desplazamiento fig. 2.12 no son idénticos.

2.6. Conclusiones y recomendaciones

Como resultado de este trabajo, se estudio la aplicación del método DDBD de pilas y pilotes prebarrenados (Suárez and Kowalsky 2007) para puentes con interacción suelo estructura. Y En base a la discusión presentada y a los ejemplos mostrados en este trabajo, se presentan las siguientes conclusiones.

En el método de DDBD el procedimiento es directo lo cual lo convierte en un método de fácil aplicación y por considerar el amortiguamiento de las pilas y suelo (amortiguamiento viscoso equivalente), resulta el más eficiente para diseñar, tomando en cuenta los efectos suelo-estructura. Lo que no se da en el método AASHTO que es iterativo y no considera el amortiguamiento de las pilas y suelo.

La aplicación del método DDBD para pilas y pilotes pre barrenados al diseño de puentes es una buena alternativa, sin embargo su desventaja es que las curvas de amortiguamiento y longitud efectiva que se utilizan en el cálculo no son suficientes para representar toda la variedad de suelos, centrándose solamente en arenas de consistencia media y arcillas blandas.

Si no se considera el amortiguamiento del suelo, el diseño por AASHTO LRFD siempre será más conservador que DDBD.

Se recomienda ampliar esta investigación para suelos de cimentación diferente y extender el estudio para determinar varios modelos equivalentes que representen la gran variedad de suelos, ya que los modelos equivalentes que existentes son muy limitados.

3. REVISIÓN DE LITERATURA

3.1. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD). Es una herramienta que ha sido desarrollada para el diseño sísmico por desempeño de puentes (Kowalsky et al, 1995; Kowalsky, 2002; Álvarez, 2004; Dwairi, 2005) y edificios (SEAOC, 2004; Priestley y Kowalsky, 2000). Contraria a la práctica de diseño basado en fuerzas, en este método las fuerzas son obtenidas para un nivel de desempeño deseado basadas en un sistema de respuesta inelástica.

DDBD utiliza el método de linearización equivalente (Shibata y Sozen, 1976) en el que la estructura real es remplazada por un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), de masa equivalente, rigidez efectiva, período efectivo y amortiguamiento viscoso equivalente.

Un sistema inelástico de UGL es substituido por un sistema elástico, con período efectivo T_{eff} basado en una rigidez secante al punto de respuesta máxima, y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eff} que es función de la ductilidad en el sistema y de la forma del ciclo histeretico de la estructura. Una representación gráfica del método de linearización se presenta en la Fig. 3.1.

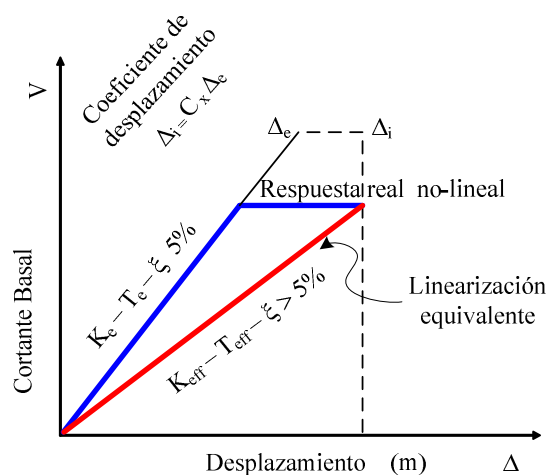


Fig.3.1 Linearización equivalente

Esta sustitución permite deducir que el trabajo equivalente entre los sistemas de múltiples grados de libertad (MGL) y de un grado de libertad (UGL) se puede traducir en las ecuaciones 3.1 y 3.2, donde Δ_{sys} y M_{eff} son el desplazamiento y la masa del sistema, Δ_i y M_i son los desplazamientos y las masas de cada pila y estribo que conforman el sistema de múltiples grados de libertad. (Fig.3.2).

$$\Delta_{sys} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_i^2 M_i}{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_i M_i} \quad (\text{Ec.3.1})$$

$$M_{eff} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_i M_i \right)^2}{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_i^2 M_i} \quad (\text{Ec.3.2})$$

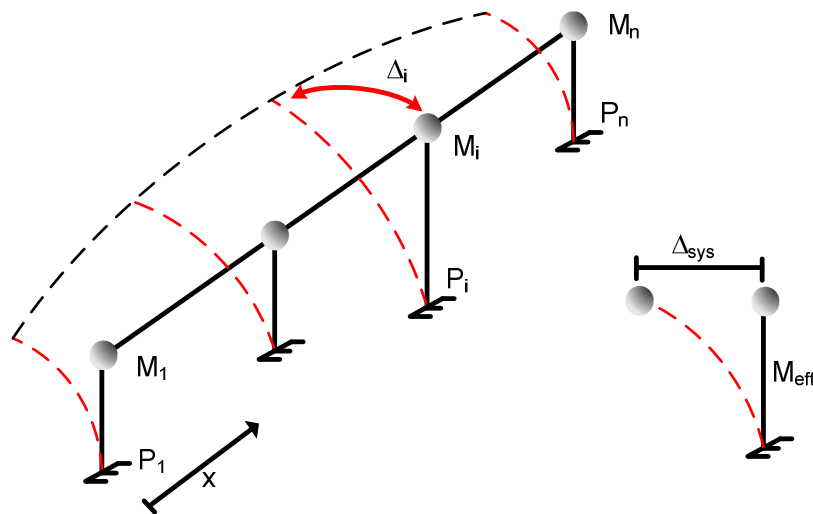


Fig.3.2 Sistema equivalente de un grado de libertad

La finalidad del procedimiento de diseño es obtener el cortante basal desde un desplazamiento meta y un nivel de ductilidad que podría ser estimado desde la estructura y geometría de los elementos.

El máximo desplazamiento que se espera durante el sismo de diseño en un sistema que permanece elástico, y que asume resistencia infinita, puede ser determinado mediante el espectro de desplazamientos que corresponde a ese sismo. El espectro elástico es preparado típicamente con un 5% de amortiguamiento viscoso asumiendo que esa es la capacidad de disipación de energía para una respuesta elástica. Si a la misma estructura se le asignara una resistencia menor a la requerida para permanecer elástica, esta fluiría, perdería rigidez y aumentaría su período de vibración, si observamos el espectro de desplazamiento con 5% de amortiguamiento Fig.3.3, la estructura trataría de desplazarse más que la que permaneció elástica.

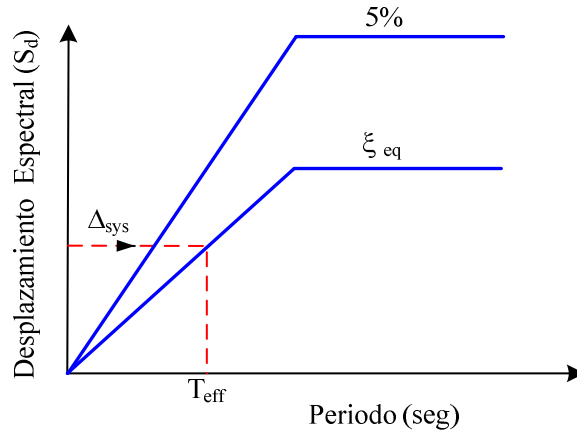


Fig.3.3 Espectro de desplazamientos

3.2. AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE.

Numerosos estudios han sido realizados para obtener modelos apropiados de amortiguamiento equivalente para DDBD (Dwairi 2005, Blandon 2005, Suárez 2005, Priestley 2007). Estos modelos son relacionados con el amortiguamiento equivalente para un desplazamiento dúctil en la estructura. DDBD usa el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para modelar la energía disipada en la estructura. Para columnas de concreto reforzadas soportadas en una cimentación rígida ξ_{eq} es determinado con Eq.3.3 (Priestley, 2007).

$$\xi_{eq} = 5 + 44.4 \frac{\mu_t - 1}{\pi \mu_t} \quad (\text{Ec.3.3})$$

Para pilas y pilotes pre barrenados embebidos en suelo blando, el amortiguamiento equivalente ξ_{eq} es determinado con la Ec.3.4 y es el resultado de la suma del amortiguamiento viscoso ξ_v que es el aporte del suelo a la pila y el amortiguamiento histérico $\xi_{eq,h}$ Ec.3.5 que es el aporte de la estructura (Priestley and Grant 2005).

$$\xi_{eq} = \xi_v \mu_{\Delta}^{-0.378} + \xi_{eq,h} \quad \mu \geq 1 \quad (\text{Ec.3.4})$$

$$\xi_{eq,h} = p + q \frac{\mu - 1}{\mu} \quad \mu \geq 1 \quad (\text{Ec.3.5})$$

El amortiguamiento histeretico $\xi_{eq,h}$ es determinado con Eq.3.5, como una función de la ductilidad en el pilote pre barrenado. Los valores de los parámetros p y q pueden ser tomados de la Tabla 3.1, donde arcilla-20 y arcilla-40 hacen referencia a arcilla saturada, con resistencia al corte de 20 kPa y 40 kPa respectivamente. Arena-30 y Arena-37 hacen referencia a arena saturada con ángulo de fricción de 30 y 37 grados respectivamente. De cabeza empotrada implica que la cabeza de los pilotes prebarrenados se desliza lateralmente sin rotación, causando doble curvatura en el

elemento. De cabeza libre implica desplazamiento lateral con rotación y una curvatura, ξ_v podría ser tomado como 5% según (Priestley and Grant 2005).

Tabla 3.1. Parámetros para modelos de amortiguamiento hysterético en sistemas de pilotes prebarrenados (Suárez 2005)

Cabeza	Suelo	p	q
Empotrada	Arcilla-20	6.7	8.1
Libre	Arcilla-20	15.8	9.4
Empotrada	Arcilla-40	5.6	8.7
Libre	Arcilla-40	13.7	10.9
Empotrada	Arena-30	2.4	10.2
Libre	Arena-30	9.4	11.2
Empotrada	Arena-37	2	9.6
Libre	Arena-37	8.5	10.4

Todos los modelos de amortiguamiento son dibujados en la Fig.3.4. En la que se puede observar que cuando la ductilidad es igual a uno, el amortiguamiento equivalente para la columna en fundación rígida es igual a 5%, en tanto que el amortiguamiento equivalente para el pilote prebarrenados es mayor que 5% de amortiguamiento. El amortiguamiento adicional viene desde el suelo con características inelásticas y energía disipadora, debido a que los desplazamientos son menores que el desplazamiento de fluencia de la sección de concreto reforzado.

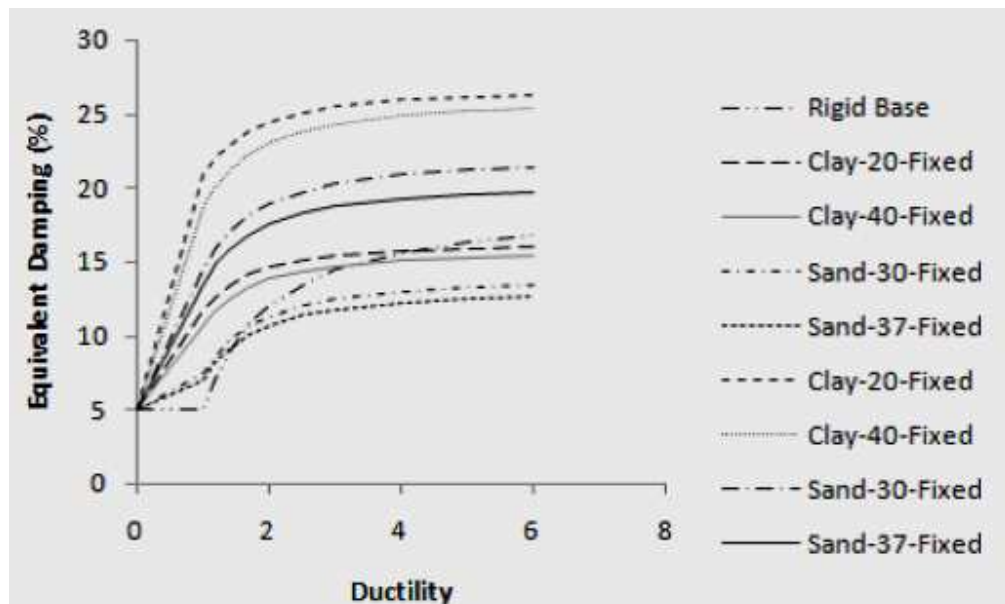


Fig.3.4 Modelos de amortiguamiento para pilas de puentes

Fuente: Suárez 2008

En los casos donde el desplazamiento meta es menor que el desplazamiento de fluencia del elemento, resulta apropiado hacer una relación lineal entre el amortiguamiento y la ductilidad. Tal relación es dada por Ec.3.6 (Suárez 2008).

$$\xi_{eq} = \xi_v + (q - \xi_v)\mu \quad \mu < 1 \quad (\text{Ec.3.6})$$

3.3. ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO

Los estados límites de diseño han sido estudiados anteriormente (Kowalsky, 2000), estos límites son dos: Serviciabilidad y de control de daño. El estado limite de serviciabilidad indica que no se requiere de reparación después de la acción del sismo, mientras que el de control de daño requiere de reparación después del sismo, siendo esta reparación económica, estos estados limites se basan en los límites de deformación de los materiales (concreto y acero). Tabla. 3.2

Tabla 3.2 Estado Límite de Serviciabilidad (Kowalsky, 2000)

Estado Limite	Limite de Deformación	
	Concreto ((ϵ_c) (Compresión)	Acero (ϵ_s) (Tensión)
Serviciabilidad	0.004	0.015
Control de Daño	0.018	0.06

3.4. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Existen algunas técnicas para modelar pilas empotradas:

3.4.1. El modelo equivalente utilizando elementos P-y (Fig. 3.5.a).- es un modelo que reemplaza al suelo por una serie de resortes espaciados uniformemente a lo largo de la longitud empotrada de la pila. Estos resortes tienen la función de representar el comportamiento no lineal del suelo bajo la acción de una fuerza sísmica, calibradas por medio de experimentos reales como por ejemplo: arcillas medias saturadas por Matlock (1970), para arcillas duras por Reese (1975).

El método de elementos *p-y* ha sido desarrollado para evaluar cimentaciones de pilas debido a carga lateral (Matlock 1970, and Reese,1975) aplicado exclusivamente a estructuras de ultramar, El cual usa las características de resistencia lateral del suelo por unidad de longitud de la pila *P*, en función del desplazamiento lateral *y*, la relación de curva *p-y* es generalmente desarrollada en una básica y empírica curva que refleja la resistencia del suelo que rodea a la pila a una profundidad específica Fig. 5c. La construcción de estas curvas depende principalmente de los parámetros del material de suelo, ángulo de fricción en arenas y cohesión en arcillas a una profundidad específica.

Las curvas $p-y$ representan la resistencia del suelo a diferentes profundidades a lo largo de la pila. La evaluación de las pilas bajo carga lateral es obtenida mediante la solución de una viga soportada lateralmente por varios resortes no lineales Fig. 3.5b.



Fig. 3.5 (a) Sistema pila-suelo

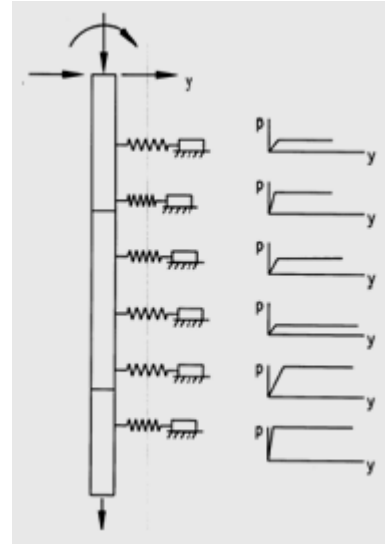


Fig. 3.5 b) Modelo equivalente

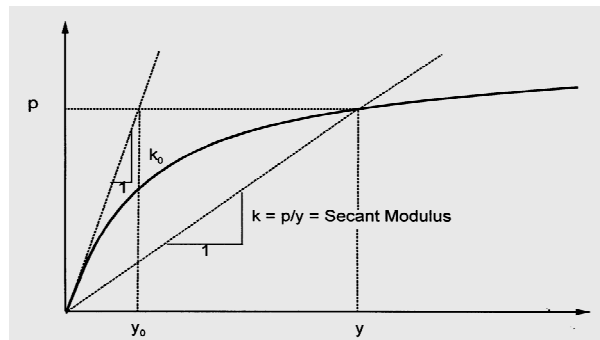


Fig. 3.5c Curva p-y

En base a las consideraciones utilizadas para realizar las curvas $p-y$ el método se ha extendido para curvas $t-z$ y $q-d$, las curvas $t-z$ consideran la resistencia axial de suelos por unidad de longitud de la pila t , como una función no lineal de los correspondientes desplazamientos z , las curvas $q-d$ consideran la resistencia axial de suelos para pilas por fricción q , como una función no lineal de los desplazamientos axiales de la pila d .

Mediante la utilización de estas curvas $p-y$, $t-z$, $q-d$ es posible realizar un análisis tridimensional para pilas cargadas en su cabeza, generando un modelo de viga (3-D), soportado por distintos elementos no lineales (resortes); Laterales $p-y$, axiales $t-z$ y $q-d$, que caracterizan la resistencia del suelo. Sin embargo el método depende principalmente de los parámetros de resistencia de los suelos y no incorpora, la masa, rigidez, y características de amortiguamiento del suelo.

Aunque el método de curvas $P-y$ no es adecuado por un análisis sísmico requerido, en la actualidad es desarrollado para la evaluación de demandas sísmicas de

puentes soportados en una cimentación de un grupo de pilas delgadas, haciendo el uso de curvas empíricas no lineales; $p-y$, $t-z$, $q-d$, mediante el desarrollo de un modelo equivalente no-lineal del suelo con resortes laterales y axiales aplicados a cada pila a distintas elevaciones de la cimentación. De esta manera el sistema suelo- pila es construido resultando acoplada la estructura del puente, para mediante el sistema iteración suelo estructura realizar el análisis de la demanda sísmica. La rigidez inicial del suelo mediante los elementos no lineales equivalentes es basada en el módulo secante de las curvas $p-y$, $t-z$, $q-d$, respectivamente, preseleccionando niveles de desplazamiento de carga lateral y axial, como se muestra en la Fig.3.5c

3.4.2. El Modelo Equivalente Cantiléver (Fig.3.6).- Considera a la pila totalmente empotrada en la superficie y la condición de carga es exclusivamente axial, por tal razón el suelo es ignorado, aquí la longitud de empotramiento es calculada por medio de fórmulas empíricas Ec.3.7a y 3.7 b (Davisón, y Robinson 1965 y Chen 1997), obteniendo así una rigidez total del sistema suelo-pilote.

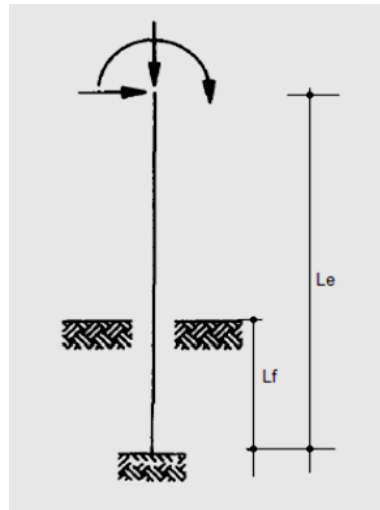


Fig. 3.6 Modelo cantiléver equivalente.

$$L_f = 1.4 \left[\frac{E_p I_{py}}{E_s} \right]^{0.25} \quad \text{Arcillas} \quad (\text{Ec.3.7a})$$

$$L_f = 1.8 \left[\frac{E_p I_{py}}{n_h} \right]^{0.20} \quad \text{Arena} \quad (\text{Ec.3.7b})$$

En estas ecuaciones L_f es la profundidad hasta donde se considera que el pilote está empotrado Fig.3.6, E_p módulo de elasticidad del pilote y I_{py} inercia gruesa del pilote, E_s es el módulo elástico del suelo para arcillas que es igual a $67 S_u$ (Tabla 3.3), y n_h tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad para las

arenas como se especifica en la tabla 3.4, Los coeficientes 1.4 y 1.8 (Ec.3.7a y Ec.3.7b) son valores aproximados, obtenidos de una prueba al medir la curvatura y el colapso de manera simultánea.

Tabla 3.3 Valores representativos de Ec para arcillas obtenidos por Y. Chen (1997).

Tipo Arcillas	Su (kPa)	Ec (kPa)
Suaves	20	1340
Medias	40	2680
Rígidas	80	5360
Muy rígidas	140	9380

Tabla 3.4 Tasa de incremento del módulo del suelo en función de la profundidad, nh, para la arena Y. Chen (1997).

Consistencia	Seca o húmeda	Sumergida
Suelta	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
Media	0.025	0.013
Densa	0.063	0.031

3.4.3. Modelación con DDBD.- En el Diseño Directo Basado en Desplazamientos se modela al sistema pila-suelo, con una longitud de empotramiento que se encuentra en el punto de máximo momento para pilas de cabeza libre y cabeza empotrada (Suárez and Kowalsky 2007), en la tabla 3.5 se muestran algunas formulas de tendencia de longitud efectiva Le para arenas y arcillas, en función del diámetro D de la pila y longitud libre sobre el nivel del suelo La recomendadas por los autores.

Tabla 3.5. Tendencia de Le para columnas en arcillas suaves y arenas (Suárez 2005)

Tipo de Suelo	Longitud efectiva Le
Arcilla - Su 20 (Kpa)	$Le = 6.38D + 0.69La$
Arcilla - Su 40 (Kpa)	$Le = 4.96D + 0.71La$
Arena - $\Phi=30^\circ$	$Le = 4.39D + 0.82La$
Arena - $\Phi=37^\circ$	$Le = 3.40D + 0.84La$

DDBD, requiere desarrollar un modelo para predecir el desplazamiento de fluencia y la demanda de ductilidad de columnas empotradas en suelo, tanto para cabeza libre como para cabeza empotrada, tomando en cuenta diferentes propiedades de la pila y del suelo. Este modelo ha sido desarrollado por Suárez (2005), en el cual se presenta un modelo donde la columna esta empotrada en la base que coincide con la localización de la rótula en un sistema real suelo-pilote, de esta manera el desplazamiento plástico en el tope es igual al sistema real (figura 3.7).

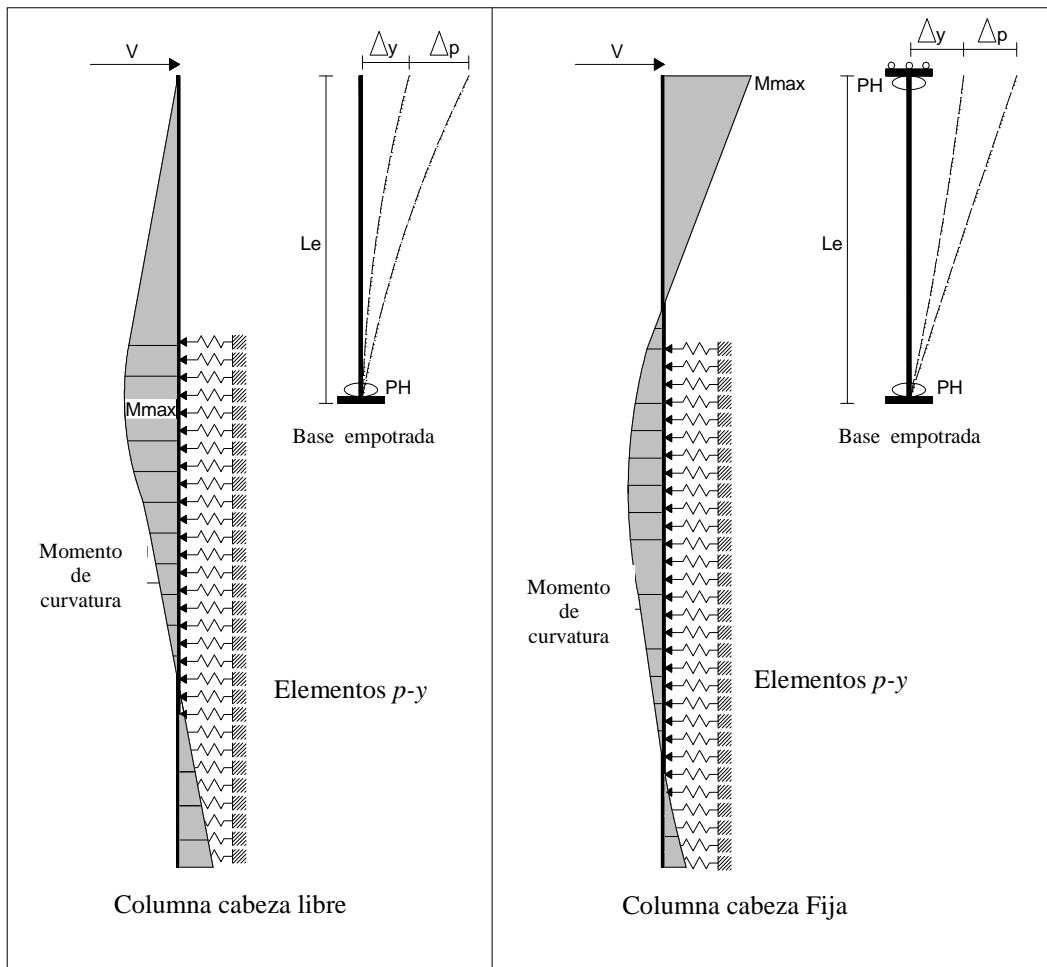


Fig. 3.7 Modelo equivalente para pilas cabeza libre y empotrada.

Fuente: Suárez And Kowalsky 2007

3.5. PROCEDIMIENTO DEL DDBD PARA PUENTES CON ISE.

En la última década varios han sido los estudios realizado para demostrar la efectividad del método DDBD para el diseño de puentes (Kowalsky et al 1995, Calvi and Kingsley 1995, Kowalsky 2002, Dwairi et al 2006, Ortiz 2006, Priestley et al 2007, Suárez 2008), aun cuando no ha sido desarrollado un estudio de confiabilidad, la posición y efectividad del método depende principalmente de la selección de un apropiado desplazamiento meta para el diseño transversal.

Esta investigación está orientada al diseño de puentes con interacción suelo-estructura, en diferentes tipos de arcillas y arenas, usando el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos DDBD. El procedimiento propuesto para este tipo de estructuras es una adaptación del procedimiento usado para columnas de puentes que se construyen sobre fundaciones rígidas (Dwairi and Kowalsky 2006, Priestley 2007) y el procedimiento para pilas y pilotes prebarrenados (Suárez and Kowalsky 2007).

El DDBD en términos generales (Fig.8a.), debe ser diseñado primeramente para cargas gravitacionales. Luego debe definirse el objetivo de diseño en términos de estados limite, el mismo que debe ser alcanzado bajo la acción del sismo de diseño representado por su espectro de desplazamiento. DDBD considera el diseño en dirección longitudinal en sentido del tráfico (eje de la superestructura) y transversal perpendicular al eje de la superestructura, chequear los Efectos P-delta y diseño de secciones por principios de capacidad.

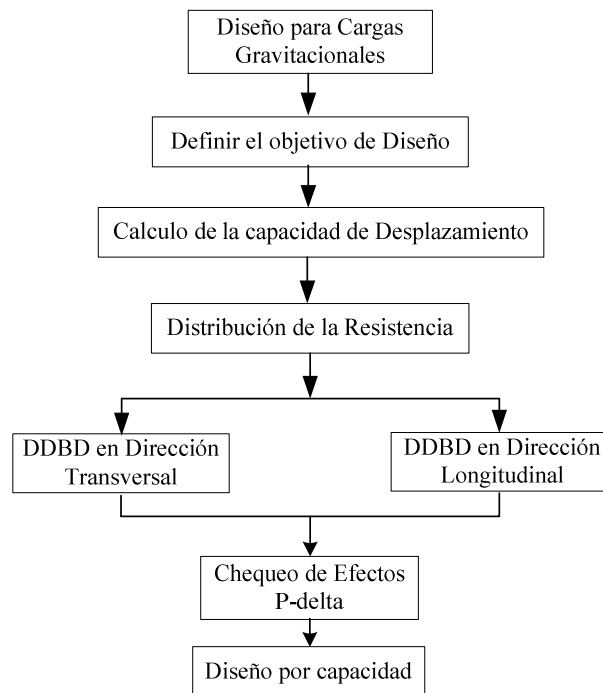


Fig.3.8a. Procedimiento DDBD

El flujograma de la Fig.3.8b muestra el procedimiento para DDBD en la dirección longitudinal y transversal en el que se presenta 3 variaciones en el procedimiento:

- Si el desplazamiento meta es conocido y predefinido, DDBD es aplicado directamente.
- Si el desplazamiento meta es desconocido pero controla el primer modo de vibración en el caso de puentes con estribos integrales u otro tipo de estructuras rígidas, (FMS primer modo de vibración, es un algoritmo iterativo).
- Si el desplazamiento meta es desconocido pero controlado por una combinación modal, un EMS (forma modal efectiva) es un algoritmo de aplicación iterativo.

La aplicación directa del Diseño Basado en Desplazamientos cuando el desplazamiento meta es conocido, requiere menos esfuerzo que la aplicación de algoritmos FMS y EMS, Una reciente investigación propuesta por (Suárez y Kowalsky, 2008a.) muestran que el desplazamiento meta, puede ser efectivamente usado para el diseño de pórticos de puente, puentes con estribo tipo asiento o otro tipo

de estribos flexibles, con una o dos juntas de expansión, los puentes deben tener una distribución de masa y rigidez balanceada, de acuerdo a AASHTO (2009) .

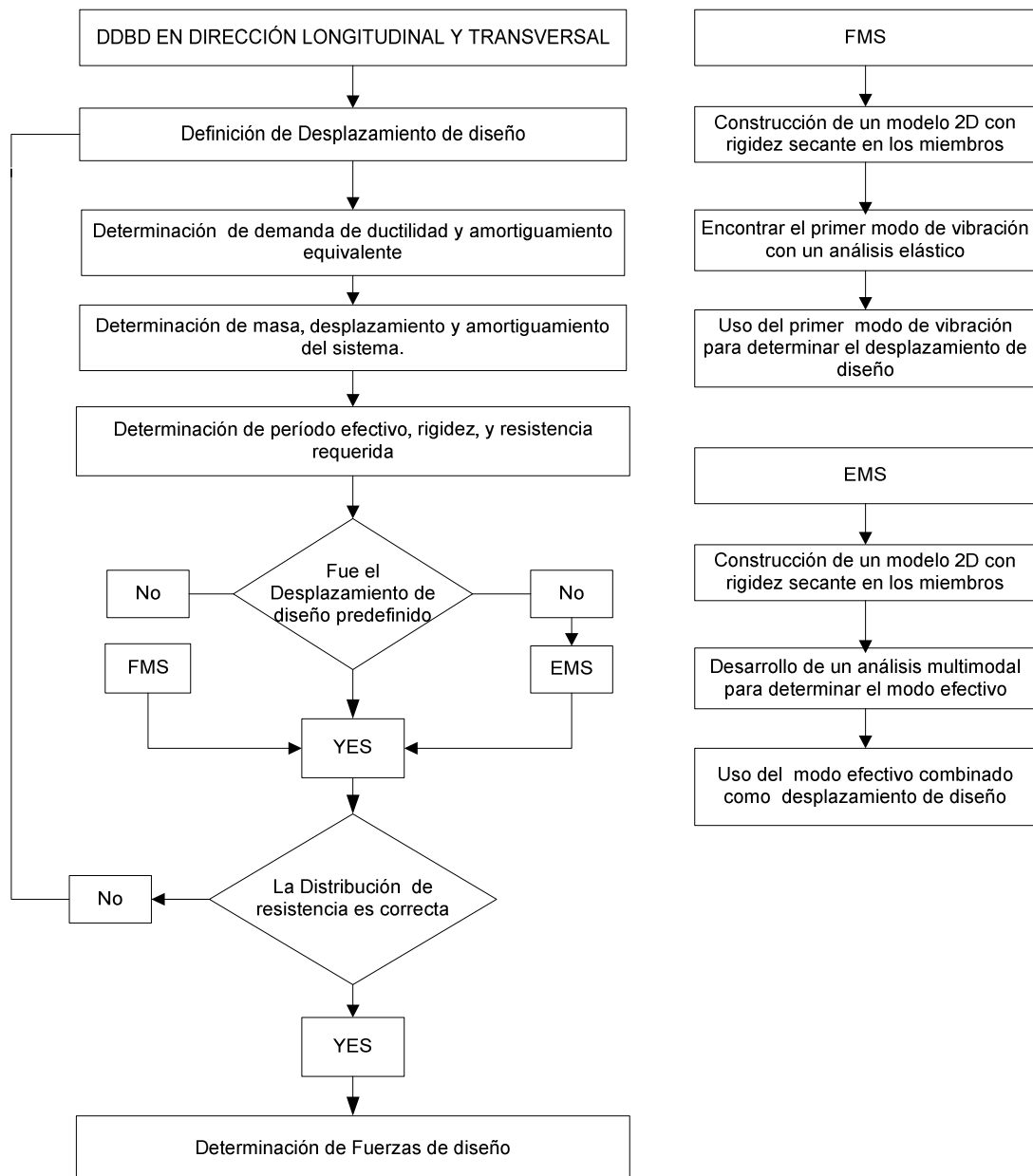





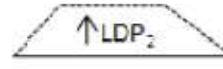
Fig.3.8b. Flujoograma del procedimiento DDBD

En la tabla 3.6 se presenta un resumen de la aplicación de los algoritmos de diseño para puentes típicos de carretera, desplazamientos meta que deberían ser utilizados para tipos de puentes más comunes.

Los puentes tipo pórtico son segmentos continuos de puentes, un estribo es considerado como flexible cuando este tiene menor resistencia que la pila adyacente, un estribo rígido es cuando su resistencia es mayor a la pila adyacente, los perfiles lineales LDP1 y LDP2 tienen buen comportamiento cuando estos tienen una o dos juntas de expansión respectivamente.

Tabla 3.6: Clasificación de Puentes Y Método de análisis (Suárez 2008).

Puente	Masa Y Rígidez Balanceada	Masa Y Rígidez no Balanceada
Pórtico	RTB	EMS
Estribo Flexible	RTB	EMS
Estribo Rígido	FMS	FMS
Una junta de expansión	LPD1	EMS
Dos juntas de expansión	LPD2	EMS
Más de dos juntas de expansión	EMS	EMS

3.5.1. Definición del Objetivo de diseño

El objetivo de diseño comprende dos grandes partes: la amenaza sísmica y el estado límite de diseño. La amenaza sísmica se representa a través de los espectros de desplazamiento de diseño (Fig.3.3). El estado límite de diseño se puede basar en los límites de deformación de los materiales, en términos de ductilidad, deriva o cualquier otro indicador de daño.

Como explicamos en la sección 3.3, para establecer un límite de diseño ya sea de serviciabilidad o de control de daño, debemos controlar el daño en los materiales, para ello nos valemos de la Ec.3.8 (Priestley, 1996) que define el límite de deformación en el concreto que causa la ruptura del refuerzo transversal.

$$\epsilon_{c,dc} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (\text{Ec.3.8})$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f'_c}} - 2 \frac{f_1}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (\text{Ec.3.9})$$

$$f_1 = 0.5 \rho_v f_{yh} \quad (\text{Ec.3.10})$$

Donde: ρ_v es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal, f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal circular o espiral, ϵ_{su} es la deformación de ruptura del acero (0.10-0.12), f'_{cc} es la resistencia a la compresión del concreto confinado (Ec.3.9), f'_c es la resistencia a la compresión del concreto no confinado y f_1 el esfuerzo confinado (Ec.3.10) (Modelo de Mander, 1988). (Fig.3.9).

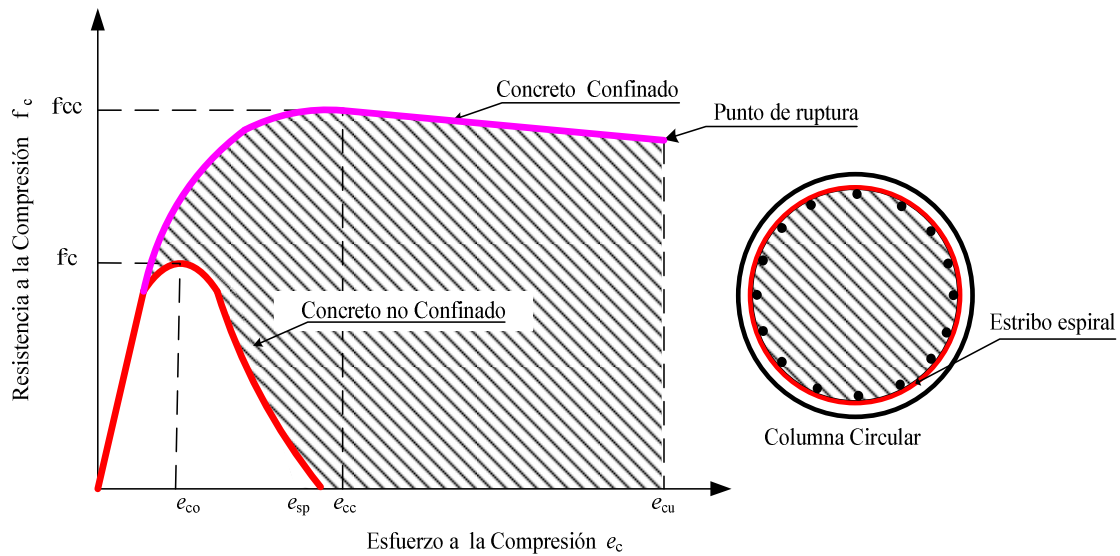


Fig.3.9 Modelo de Mander

3.5.2. Capacidad de Desplazamiento.

Lo más importante del procedimiento del DDBD es estimar la capacidad de desplazamiento que resisten los elementos bajo la amenaza del sismo basado en el objetivo de diseño. Esta se puede estimar en relación a la geometría y a la configuración básica de la superestructura, estribos y pilas, y es independiente de la resistencia y la rigidez.

3.5.2.1. De las pilas

Las Pilas en DDBD son diseñadas para alcanzar un nivel de desempeño definido previamente o bajo un estado limite de diseño. Se puede diseñar para cualquier nivel de desempeño esperado, siempre y cuando la capacidad de desplazamiento se traduzca por el nivel de desempeño esperado previamente, es decir que al inicio yo debo escoger el desempeño esperando de acuerdo al límite deseado.

Para las categorías de diseño sísmico SDC C o B, la guía de especificaciones Sísmicas AASHTO LRFD (2009) propone las ecuaciones para estimar la capacidad de desplazamiento para una acción plástica moderada (Ec.3.11) y para una acción plástica mínima (Ec.3.12), que pueden ser utilizados en DDBD. En la ecuación 3.11 y 3.12, H_c es la longitud libre de las columnas y el factor Λ es considerado 1 para columnas empotradas en un solo lado y 2 para columnas con doble empotramiento.

$$\Delta_c = 0.003H_c \left(-2.32 \ln \left(\frac{D}{H_c} \Lambda \right) - 1.22 \right) \geq 0.003H_c \quad (m) \quad (\text{Ec.3.11})$$

$$\Delta_c = 0.003H_c \left(-1.27 \ln \left(\frac{D}{H_c} \Lambda \right) - 0.32 \right) \geq 0.003H_c \quad (m) \quad (\text{Ec.3.12})$$

Para la categoría de diseño sísmico SDC D la capacidad de desplazamiento de pilas circulares de un puente debe estimarse mediante un análisis pushover o usando el método de la rótula plástica (Fig. 3.10), el cual asume la formación de una rótula plástica que concentra rotación plástica en un solo punto.

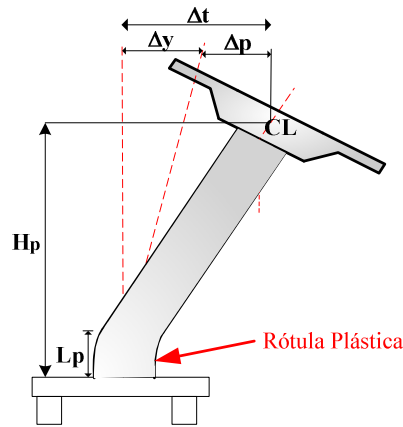


Fig.3.10 Rótula plástica.

La capacidad de desplazamiento de las pilas con DDBD en dirección longitudinal y transversal pueden ser determinada en términos de desplazamiento Ec.3.13 y en términos de una curvatura límite en la sección Ec.3.14, donde Δ_y el desplazamiento de fluencia que puede ser determinado con la ecuación Ec.3.15a. Para pilas con cabeza empotrada (conexión monolítica de pilas y superestructura) y Ec.3.15b. Para pilas con cabeza libre (superestructura con apoyos), Δ_p es el desplazamiento plástico Ec.3.16, μ_Δ es la ductilidad de desplazamiento Ec.3.17

$$\Delta_D = \Delta_y + \Delta_p \quad (\text{Ec.3.13})$$

$$\Delta_L = \mu_\Delta * \Delta_y \quad (\text{Ec.3.14})$$

$$\Delta_y = \alpha \frac{\phi_y L_e^2}{6} \quad (\text{Ec.3.15a})$$

$$\Delta_y = \alpha \frac{\phi_y L_e^2}{3} \quad \text{Ec.3.15b)}$$

$$\Delta_p = (\phi_{CD} - \phi_y) L_p L_e \quad (\text{Ec.3.16})$$

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{(\phi_{CD} - \phi_y) \beta L_p L_e}{\Delta_y} \quad (\text{Ec.3.17})$$

En el desplazamiento de fluencia Ec.3.15a. y 3.15.b α es un coeficiente de amplificación de desplazamiento Tabla 3.7 que está en función de L_a/D donde L_a es la altura libre sobre el nivel del terreno, L_e es la longitud efectiva de la pila que puede ser determinada con las ecuaciones de la (Tabla 3.5), dependiendo del tipo de suelo.

Tabla 3.7: Valores de α para pilas en arenas y arcillas (Suárez 2005)

Tipo de suelo	Cabeza empotrada	Cabeza Libre
Arcilla $S_u=20$ Kpa	$\alpha = 2.84 - 0.38 \ln \frac{L_a}{D}$	$\alpha = 5.52 - 1.09 \ln \frac{L_a}{D}$
Arcilla $S_u=40$ Kpa	$\alpha = 2.68 - 0.33 \ln \frac{L_a}{D}$	$\alpha = 5.30 - 1.08 \ln \frac{L_a}{D}$
Arena $\Phi=30^\circ$	$\alpha = 1.88 - 0.16 \ln \frac{L_a}{D}$	$\alpha = 3.56 - 0.67 \ln \frac{L_a}{D}$
Arena $\Phi=37^\circ$	$\alpha = 1.86 - 0.18 \ln \frac{L_a}{D}$	$\alpha = 3.41 - 0.69 \ln \frac{L_a}{D}$

El desplazamiento plástico de la pila (Ec.3.16) que se determina en función de la rótula plástica que se forma en la pila fig.3.10, ϕ_{cd} y ϕ_y son curvatura de fluencia Ec.3.18 y curvatura de control de daño Ec.3.19), L_p es la longitud de la rótula plástica (Ec.3.20a. para pilas cabeza fija, Ec.3.20b pilas cabeza libre), L_e es la longitud efectiva de empotramiento de la pila. (Tabla 3.5). El método sugiere $\beta=1.68$ para pilotes cabeza fija en arena y $\beta=1.54$ en arcilla, además para pilas cabeza libre se considera un factor $\beta=1$ par arenas y arcillas. (Suárez and Kowalsky 2007).

$$\phi_y = \frac{2.25\epsilon_y}{D} \quad (\text{Ec.3.18})$$

$$\phi_{cd} = \frac{\epsilon_{c,dc}}{c} \quad (\text{Ec.3.19})$$

$$L_p = 0.08L_i + 0.022f_y d_{bl} \quad (\text{Ec.3.20a})$$

$$L_p = (1 + 0.1L_a)D \leq 1.6D \quad (\text{Ec.3.20b})$$

La longitud de la rótula plástica es calculada a partir de la Ec.3.20a. (Priestley M.J.N., 1996) para pilas cabeza fija. Donde L_i es la distancia desde la sección crítica al punto de inflexión en m Fig.3.11a, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero en MPa, y d_{bl} es el diámetro del refuerzo longitudinal en metros. Valores aproximados de L_i en función de L_e son presentados en la Fig.3.11a junto a un esquema que muestra la localización de la reacción del suelo para pilotes de cabeza libre fig.3.11b. El primer término de la Ec.3.20a representa la separación de la plasticidad resultado de la variación de la curvatura con la distancia desde la sección crítica. El segundo término

representa el incremento de la longitud de la rótula plástica efectiva relacionada con el esfuerzo de penetración.

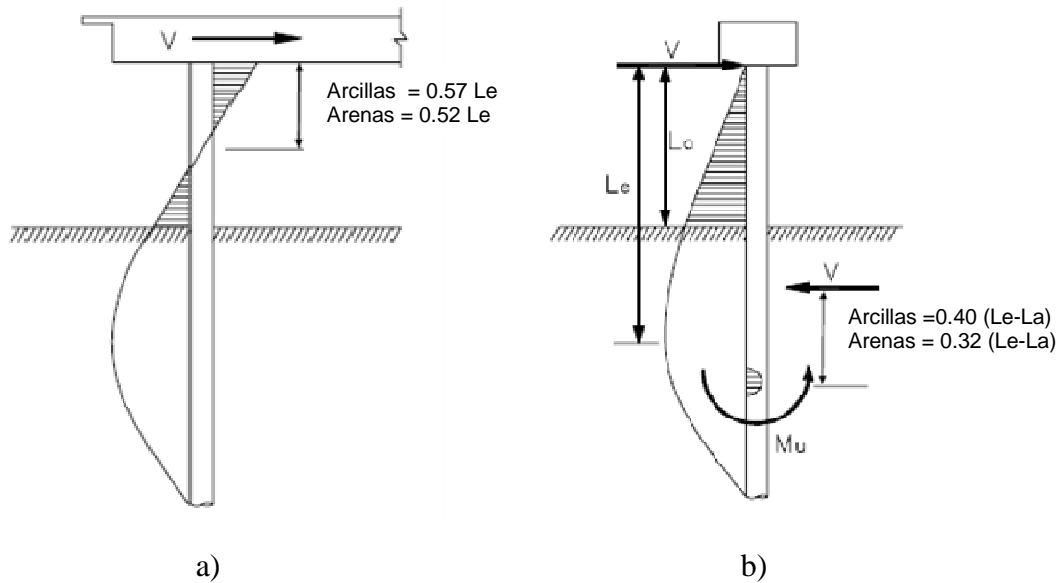


Fig.3.11a) Localización del punto de inflexión .b) la localización de la reacción del suelo Fuente: Suárez And Kowalsky 2007

La curvatura de control de daño ϕ_{ed} resulta de la Ec.3.19 como una relación entre la deformación unitaria del estado límite especificado en el objetivo de diseño, y la distancia al eje neutro c de la columna (Ec.3.21).

$$c = 0.2D \left(1 + 3.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right) \quad (\text{Ec.3.21})$$

En la ecuación 3.21 $(P / f'_{ce} A_g)$, se considera como una relación de carga axial, donde P es la carga que soporta el elemento, D diámetro de la pila y A_g es el área gruesa de la sección.

La curvatura de fluencia ϕ_y Ec.3.18 es independiente de la rigidez, y está en función de la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo ε_y y del diámetro de la sección D (Priestley, 1996).

3.5.2.2. De Los Estribos

La respuesta del puente con estribos depende principalmente de la interacción suelo estructura y de la configuración y tipo del estribo. Sin embargo, una estimación apropiada de la capacidad de desplazamiento requiere un análisis no lineal de historia en el tiempo (ITHA) del estribo previamente para cargas gravitacionales. Una estimación aproximada de los desplazamientos para este tipo de estribos se desarrolla por la expresión dada en la Ec.22. (AASHTO 2009).

$$\Delta_y = f_h H_w \quad (\text{Ec.3.22})$$

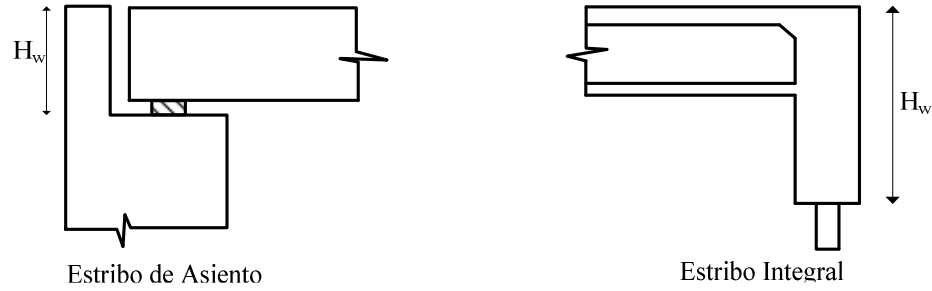


Fig.3.12 Estribo elásto -plástico y elástico

Donde f_h es un factor que depende del tipo de suelo pero se puede tomar entre 0.01 a 0.05 y H_w es la altura de la pared del estribo, (Fig.3.12). Este desplazamiento puede ser usado como el desplazamiento máximo de diseño para que la respuesta del suelo detrás de los estribos no fluya. Una vez calculado el desplazamiento de fluencia se debe establecer el desplazamiento total, esto dependerá del diseñador pues él asignará en función de lo que necesite el desplazamiento total de diseño.

3.5.3. Desplazamiento meta basado en estabilidad.

Para que el desplazamiento meta de una pila de puente, alcance el índice de estabilidad determinado debe ser calculado con Ec.3.23, la ductilidad basada en estabilidad puede ser determinada con la Ec.3.24, donde los parámetros a,b,c, y d son tomados de tabla 3.8 y Tabla 3.9 para pilas en fundación rígida y pilas con pilotes prebarrenados en diferentes tipos de suelos. La tabla 3.8 nos da los parámetros para sitios cercanos a la falla y Tabla 3.9 para valores lejanos a la falla.

El parámetro C en Ec.3.23 y 3.24 es determinado con la Ec.3.25 en términos del desplazamiento espectral pico PSD, periodo de esquina T_c , carga axial actuando en la pila P, masa efectiva en la pila M_{eff} , altura libre de la pila H y desplazamiento de fluencia Δ_y . (Suárez y Kowalsky 2008), el factor θ_s es tomado como 25% de acuerdo a AASHTO (Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009)

$$\Delta_{\theta_s} = 0.85 C^{-0.83} \Delta_y \quad (\text{Ec.3.23})$$

$$\mu_{\theta_s} = a + bC + c + \frac{C - d}{C} \quad (\text{Ec.3.24})$$

$$C = \frac{T_c \Delta_y}{2\pi PSD} \sqrt{\frac{P}{\theta_s M_{eff} H}} \quad (\text{Ec.3.25})$$

Si una pila de puente es diseñada como una sola estructura, M_{eff} debería ser calculada tomando un área tributaria de la superestructura y adicionarle la masa de la viga cabezal y una porción de la propia masa de la pila (1/3 aproximadamente). Si el desplazamiento meta es determinado para una pila que es parte de un puente continuo, M_{eff} es calculado con Ec.3.26 como una fracción de la masa efectiva del puente, M_{eff} . La masa efectiva del puente es determinada con la Ec.3.2 y v_i es determinado con la Ec.3.27 o Ec.3.28.

$$M_{eff} = v_i * M_{eff} \quad (\text{Ec.3.26})$$

Tabla3.8: Parámetros para definir Ec.23 en sitios cercanos a la falla. (Suárez 2008)

	Base rígida	Arcilla-20 Articulada	Arcilla-20 Empotrada	Arcilla-40 Articulada	Arcilla-40 Empotrada	Arena-30 Articulada	Arena-30 Empotrada	Arena-37 Articulada	Arena-37 Empotrada
a	1.146	0.803	0.924	0.868	0.912	0.963	1.21	0.966	1.053
b	-0.112	-0.000	-0.013	-0.015	-0.023	-0.028	-0.035	-0.019	-0.061
c	-0.799	-0.728	-0.833	-0.754	-0.793	-0.814	-1.058	-0.850	-0.792
d	0.917	0.965	0.939	0.920	0.980	0.869	0.759	0.869	0.852

Tabla 3.9: Parámetros para definir Ec.23 en sitios lejanos a la falla. (Suárez 2008)

	Base rígida	Arcilla-20 Articulada	Arcilla-20 Empotrada	Arcilla-40 Articulada	Arcilla-40 Empotrada	Arena-30 Articulada	Arena-30 Empotrada	Arena-37 Articulada	Arena-37 Empotrada
a	1.256	0.839	0.885	0.961	0.909	1.01	1.468	1.105	1.053
b	-0.127	-0.021	-0.034	-0.042	-0.043	-0.047	-0.078	-0.055	-0.061
c	-0.766	-0.657	-0.693	-0.737	-0.697	-0.774	-1.160	-0.847	-0.792
d	0.731	0.724	0.860	0.644	0.877	0.677	0.546	0.620	0.852

La ductilidad es muy sensible a los cambios en C , cuando es menor que 0.5. La diferencia en ductilidad para los diferentes modelos viene dada por la diferencia en el amortiguamiento equivalente. Si dos pilas tienen el mismo valor de C la pila con menor amortiguamiento desarrolla ductilidad menor y alcanza el índice de estabilidad.

3.5.4. Distribución de la resistencia

La distribución de la resistencia al inicio del diseño es desconocida, sin embargo en DDBD no se necesita el valor real de resistencia sino solamente una proporción inicial que dependerá de la contribución del peso y del amortiguamiento que tengan cada elemento. Primeramente se asume esta distribución como un porcentaje de la resistencia total que llevara la superestructura vs la misma que será transmitida hacia los estribos, y la diferencia se la repartirá a las pilas.

3.5.4.1. En Pilas

Una alternativa práctica sería asignar la misma cantidad de acero longitudinal, igual diámetro en las columnas y por ende el mismo cortante a todas las pilas. Esta alternativa nos lleva a una simplificación conveniente para el cálculo de las fuerzas de diseño de las columnas. Con esto, si todas las pilas tienen una ductilidad de desplazamiento de por lo menos uno, la fuerza lateral resistida por una columna es aproximadamente la relación inversa a la altura de la pila, Le . (Tabla 3.5)

Con esto se plantea la ecuación 3.27 que nos da el porcentaje de la resistencia v_i total que toma cada pila con el número de columnas n de diámetro D_i , altura efectiva Le (Tabla 3.5) de cada pila, v_s es el porcentaje de resistencia que llevara la superestructura ósea el porcentaje que toman los estribos.

$$v_i = (1 - v_s) \frac{\frac{n_i D_i^3}{Le}}{\sum \frac{n_i D_i^3}{Le}} \quad \mu_i \geq 1 \quad (\text{Ec.3.27})$$

En el caso de que las pilas permanezcan elásticas, significa que tendrán ductilidad menor a 1, su rigidez cambia, y es proporcional a la ductilidad sobre la altura Le , por lo tanto la ecuación anterior se modifica (Ec.3.28)

$$v_i = (1 - v_s) \frac{\frac{n_i \mu_i D_i^3}{L_e}}{\sum \frac{n_i \mu_i D_i^3}{L_e}} \quad \mu_i < 1 \quad (\text{Ec.3.28})$$

3.5.4.2. En Estribos

Partimos de la asignación de la resistencia de la superestructura, la misma que será transmitida hacia los estribos, se puede distribuir está en función de los desplazamientos de los estribos (Ec.3.22). Si no se conoce la resistencia v_s para la superestructura está se asume en base al primer modo de vibración, luego se realiza un análisis elástico para determinar si corresponden las fuerzas a cada desplazamiento, si esto no ocurre se itera las veces necesarias hasta que haya convergencia, modificándose la distribución para las pilas y estribos.

La resistencia V_a en los estribos tipo asiento es generalmente conocida y puede ser estimada antes del diseño, esta contribución de los estribos a la resistencia total del puente v_s , es dada por la Ec.3.29, por lo tanto se debe satisfacer el equilibrio de fuerzas, la contribución de las pilas v_p para la resistencia del puente está dada por la Ec.3.30, donde V es la resistencia total requerida del puente.

$$v_s = \frac{V_a}{V} \quad (\text{Ec.3.29})$$

$$v_p = (1 - v_s) \quad (\text{Ec.3.30})$$

3.5.5. Direcciones de Diseño

En DDBD se debe realizar en las dos direcciones Longitudinal y Transversal para luego combinar los resultados, el procedimiento se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Determinar el perfil de desplazamiento de diseño
2. Evaluación del sistema de UGL
3. Aplicación del sistema UGL
4. Determinar la resistencia requerida y diseño.

3.5.5.1. Diseño Transversal

Paso 1. Determinar la forma de desplazamiento de diseño.

La forma de desplazamiento de un puente está controlada por la capacidad de desplazamiento de las pilas y de los estribos, la misma que está en función del desempeño esperado dado en el objetivo de diseño y la rigidez de la superestructura. Una vez que sabemos la capacidad de desplazamiento de todas las pilas identificamos la columna mas critica. Generalmente la columna más corta es la que gobierna la forma de desplazamiento. En esta investigación se ha planteado puentes con superestructura rígida y estribos tipo asiento, que tiene un comportamiento de traslación rígida en dirección longitudinal y transversal. Tabla 3.6, por lo que el desplazamiento meta de diseño esta dado por el menor desplazamiento de las pilas.

Paso 2. Determinar las propiedades para obtener un sistema equivalente

• Desplazamiento y masa del sistema

El desplazamiento del sistema es determinado tomando el menor desplazamiento de las pilas, por lo general el de la pila más pequeña y la masa del sistema es determinada con la Ec.3.3.

• Amortiguamiento

El amortiguamiento equivalente ξ_{eq} para cada pila es determinado con la ecuación 4 y 6, en términos de ductilidad, y para los estribos es adoptado un 10% recomendado por (AASHTO 2009), el amortiguamiento del sistema se lo determina con la Ec.31

$$\xi_{sys} = \frac{\sum \xi_i v_i}{\sum v_i} \quad (\text{Ec.3.31})$$

Paso 3. Diseño del sistema equivalente UGL

• Factor de reducción de amortiguamiento

Una vez teniendo las propiedades del sistema equivalente UGL, el periodo efectivo de la estructura sustituta se obtiene en función del espectro de desplazamiento para el nivel de amortiguamiento esperado en la estructura, reduciendo el espectro elástico (amortiguamiento del 5%) con un factor R_ξ (Ec.3.32), donde ξ_{sys} (Ec.3.31) es el amortiguamiento del sistema esperado en la estructura y el factor k . ($k = 0.25$ para sitios que se encuentran cerca de la falla y $k = 0.5$ para otros sitios).

Luego, en función del máximo desplazamiento del espectro Sd_c y del período de esquina T_c Fig.3.13. El Período efectivo T_{eff} se encuentra con la siguiente ecuación (Ec.3.33).

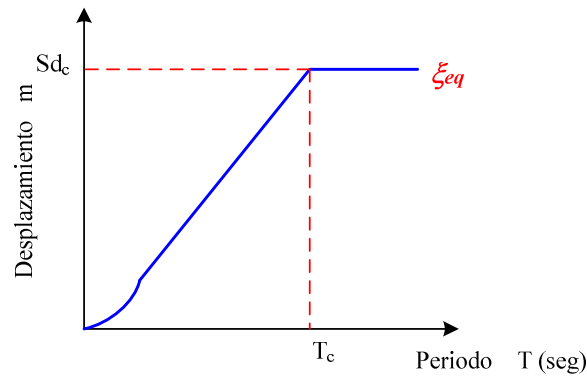


Fig.3.13 Espectro de desplazamientos.

$$R_\xi = \left(\frac{7}{2 + \xi_{eq}} \right)^k \quad (\text{Ec.3.32})$$

$$T_{eff} = \frac{\Delta_{sys}}{Sd_c R_\xi} T_c \quad (\text{Ec.3.33})$$

Con estas propiedades del sistema equivalente UGL, encontramos la Rigidez efectiva K_{eff} (Ec.3.34) y la resistencia requerida V (Ec.3.35) para que el sistema equivalente alcance el desplazamiento bajo la acción del sismo.

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (\text{Ec.3.34})$$

$$V = K_{eff} \Delta_{sys} \quad (\text{Ec.3.35})$$

Paso 4. Determinar la resistencia para cada pila.

Luego se determinara la resistencia requerida para cada elemento, (Ec.3.36), y finalmente el momento de diseño para cada pila se obtiene bajo la Ec.3.37a. Para pilas cabeza fija y Ec.3.38 para pilas cabeza articulada. Donde β es tomado como 0.4 para arcillas y 0.32 para Arenas Fig.3.11 b

$$V_i = v_i V \quad (\text{Ec.3.36})$$

$$M_i = L_i V_i \quad (\text{Ec.3.37})$$

$$M_i = L_e V_i + \beta (L_e - l_a) V_i \quad (\text{Ec.3.38})$$

Paso 5. Fuerzas finales del diseño transversal

El resultado de DDBD obtenidos en la dirección transversal se traduce en términos de momentos en las pilas, momentos en la superestructura y fuerzas en los estribos.

3.5.5.2. Diseño Longitudinal

Diseñar en dirección longitudinal es mucho más fácil que el diseño en dirección transversal. Los pasos a seguir en el diseño se detallan a continuación:

Paso 1. Determinación del perfil de desplazamiento

Debido a la alta rigidez de la superestructura, un perfil del desplazamiento puede ser estimado al principio del proceso. Hay dos posibilidades que deben ser consideradas:

- a) Si no hay estribos, todos los elementos de la subestructura se desplazan la misma cantidad. Por consiguiente, el elemento de la subestructura con la menor capacidad de desplazamiento controlara la capacidad del desplazamiento del puente (Fig.3.14 a).
- b) Si hay estribos en el puente, deben considerarse dos perfiles de desplazamiento de diseño, tomando en cuenta las dos direcciones de movimiento uno cuando el puente es empujado a la derecha y otro hacia la izquierda (Fig.3.14b), (Fig.3.14c).
- c) En cualquier caso, lo que debe primar para escoger el perfil de desplazamiento es que ningún elemento de la subestructura debe exceder su capacidad de desplazamiento.
- d) Luego se realizan los pasos 2,3 y 4 del diseño transversal.

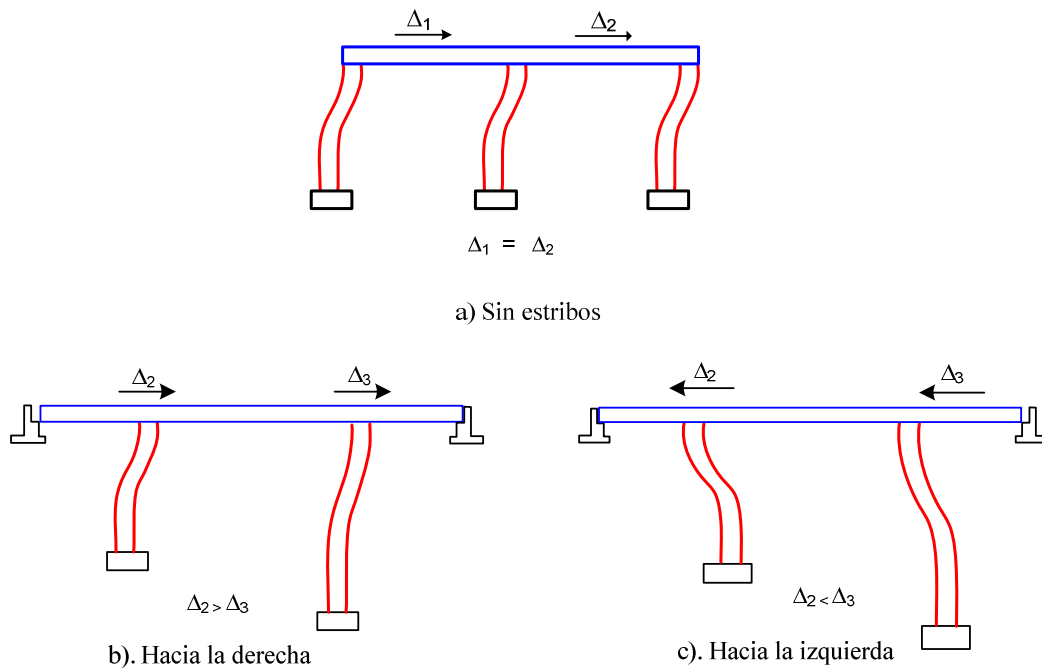


Fig.3.14 Diseño dirección longitudinal.

Paso 2. Chequeo de la distribución de resistencia asumida.

Si el puente tiene estribos y se conoce la resistencia de los mismos, los valores asumidos de V_a correspondientes a los estribos, se debe verificar que el porcentaje de resistencia asumida sea igual al que soportan los estribos, y de no darse se debe iterar hasta darle el porcentaje.

Paso 3. Fuerzas obtenidas del diseño longitudinal

El diseño de DDBD aplicado en sentido longitudinal nos da los momentos de diseño para las pilas y para los estribos.

3.5.5.3. Control de los Efectos $P-\Delta$

Los efectos $P-\Delta$ son necesarios para conservar la estabilidad del puente frente al ataque del sismo, estos efectos producen momentos secundarios debido a la carga gravitatoria (Fig.3.15), para controlar este efecto se debe relacionar los momentos $P-\Delta$ con el momento de diseño, esta relación la denominamos índice de estabilidad (θ_i) (Ec.3.39).

$$\theta_i = \frac{P_i \times \Delta_i}{M_i} \quad (\text{Ec.3.39})$$

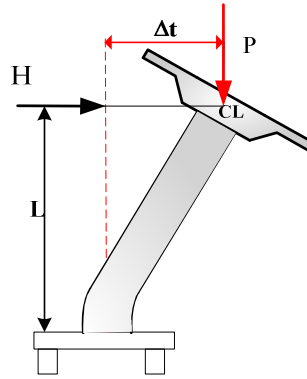


Fig.3.15 Efecto P-Δ

Una vez que hemos obtenido los momentos en las 2 direcciones de diseño (longitudinal y transversal), los efectos P-Δ deben ser controlados en esta etapa, si el índice de estabilidad θ_i excede a 0.08, pues indica que se deben tomar en cuenta estos efectos sumándole al momento de diseño el 50% del momento P-Δ, el índice de estabilidad no deber ser nunca mayor a 0.25 (Priestley, 1996), si lo es, entonces la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse. En este caso se debe repetir el diseño reduciendo el desplazamiento de diseño, lo que provoca que DDBD sea iterativo.

Para evitar esta iteración dentro de DDBD, podemos valernos de un modelo que determina antes del diseño la ductilidad meta de la estructura sin excederse del índice de estabilidad 0.3 Ec.3.24 (Suárez, 2008)

3.5.6. *Diseño de Elementos*

Los elementos se diseñan en base a los principios de capacidad para lograr un comportamiento elástico, el diseño a flexión del concreto reforzado para pilas requiere del conocimiento del momento, carga axial y deformación unitaria del concreto para la sección más crítica. El momento de diseño M_E en DDBD se determina al realizar dos combinaciones ortogonales (Ec.40 y Ec.41) y adoptando el valor máximo, luego este momento es mayorado en un (20 a 40) % según (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge 2009) para el diseño de las secciones y obtención del refuerzo requerido. Finalizando así el proceso de diseño.

$$M_E = \sqrt{M_L^2 + 0.3M_T^2} \quad (\text{Ec.3.40})$$

$$M_E = \sqrt{0.3M_L^2 + M_T^2} \quad (\text{Ec.3.41})$$

3.6. MÉTODO DE VERIFICACIÓN.

El desempeño de cada una de las estructuras que resultan de aplicar el método de diseño debe ser verificado mediante un análisis no-lineal de historia en el tiempo (ITHA) que es una herramienta muy aceptada en la actualidad, ya que permite aplicar a las

estructuras registros sísmicos reales encontrando así fuerzas y desplazamientos para cada instante de tiempo, y duración del sismo.

El ITHA debe ser desarrollado con la misma configuración del puente, propiedades de los materiales, secciones y la cuantía de refuerzo obtenida del diseño y registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño. Y como resultado se obtiene desplazamientos que permiten hacer una comparación con DDBD.

La comparación entre DDBD y el ITHA, se basa en los perfiles de desplazamiento en dirección transversal, debido a que esta nos permitirá evaluar el perfil de desplazamiento de cada una de las pilas, se realiza una comparación entre cada desplazamiento utilizando un índice promedio de desplazamiento ADR (Ec.3.42) el cual es un indicador entre DDBD e ITHA, si ADR es menor a 1, se puede concluir que el diseño fue satisfactorio pero conservador.

La demanda vs capacidad (D/C), también es controlada estableciendo una comparación entre el valor de desplazamiento máximo en cada puente con DDBD y el valor promedio obtenido del análisis ITHA, Si la (D/C) es mayor a 1 significa que una pila sufre más daño que el que se considero en el diseño y debe rediseñarse. Finalmente, se determina un índice de error SE, (Ec.3.43) para comparar los perfiles de desplazamiento que resultan del ITHA y del DDBD. Si el error es igual a cero significa que los perfiles de desplazamiento son idénticos.

$$ADR = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_{ITHAi}}{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_{DDBDi}} \quad (\text{Ec.3.42})$$

$$SE = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (ADR \cdot \Delta_{DDBDi} - \Delta_{ITHAi})^2}{n} \quad (\text{Ec.3.43})$$

En la ecuación 3.42 y 3.43, Δ_{ITHAi} es el desplazamiento del ITHA para cada pila i , Δ_{DDBDi} es el desplazamiento del DDBD para cada pila i y n es el número de pilas y estribos.

4. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA PUENTES CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

Con la finalidad de demostrar la aplicación del método DDBD para puentes con interacción suelo estructura, se ha propuesto el diseño de 2 puentes continuos con estribo tipo asiento, con diferentes perfiles longitudinales, cimentados en arcillas que van de suaves a duras, los mismos que están caracterizados como regulares de acuerdo a (AASHTO 2009). El procedimiento que se describe para el diseño de los puentes ha sido detallado en el capítulo 3.

4.1. EJEMPLO 1

En la Fig.4.1 y 4.2 se presenta el puente de diseño, el cual consta de 4 vanos, su superestructura tiene un ancho de 12 m, un peso de 174 kN/m no incluye el peso de la viga cabezal interna, su altura es de 1.8 m, es rígida y continua además tiene conexión monolítica con las pilas, se estima que estará cimentado en arcillas con resistencia al corte $S_u=40$ kPa y se ha predimensionado con pilas de 1.4 m, la configuración y predimensionamiento se detallan en la tabla 4.1.

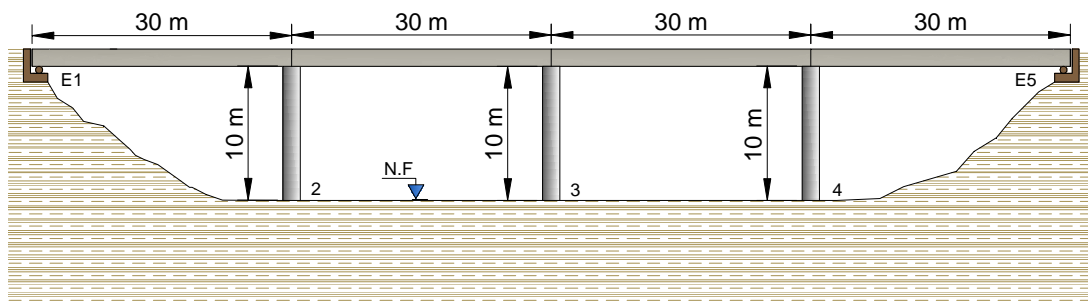


Fig. 4.1 Puente de diseño

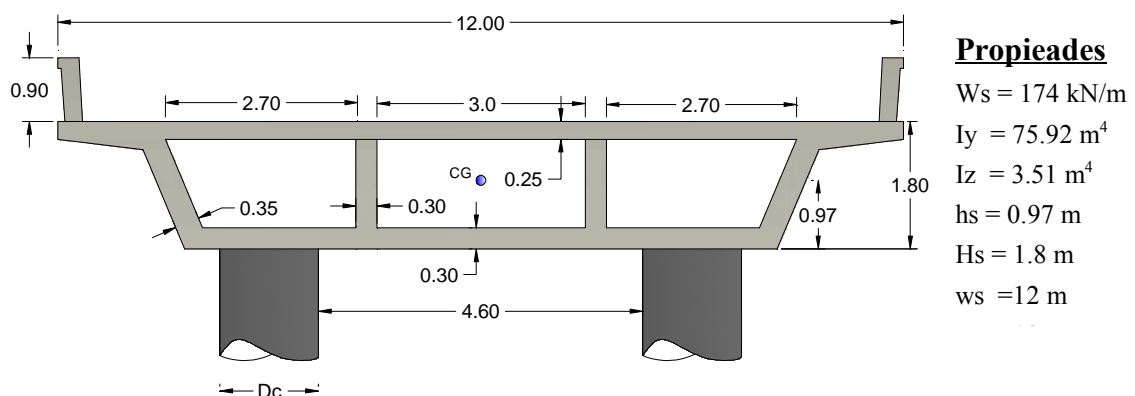


Fig. 4.2. Superestructura.

La superestructura es de hormigón armado, las propiedades de la sección son: W_s es el peso unitario, I_z e I_y son las inercias en las respectivas direcciones, h_s es la

distancia desde el centroide a la base de la sección, H_s es la altura total y w_s es el ancho de la sección.

El concreto en las columnas tiene un peso unitario de 23.5 kN/m³ y su resistencia a la compresión es de 30 MPa. El refuerzo de acero tiene una fluencia de 420 MPa, su máxima deformación de rotura del concreto es 0.1.

Estribos:

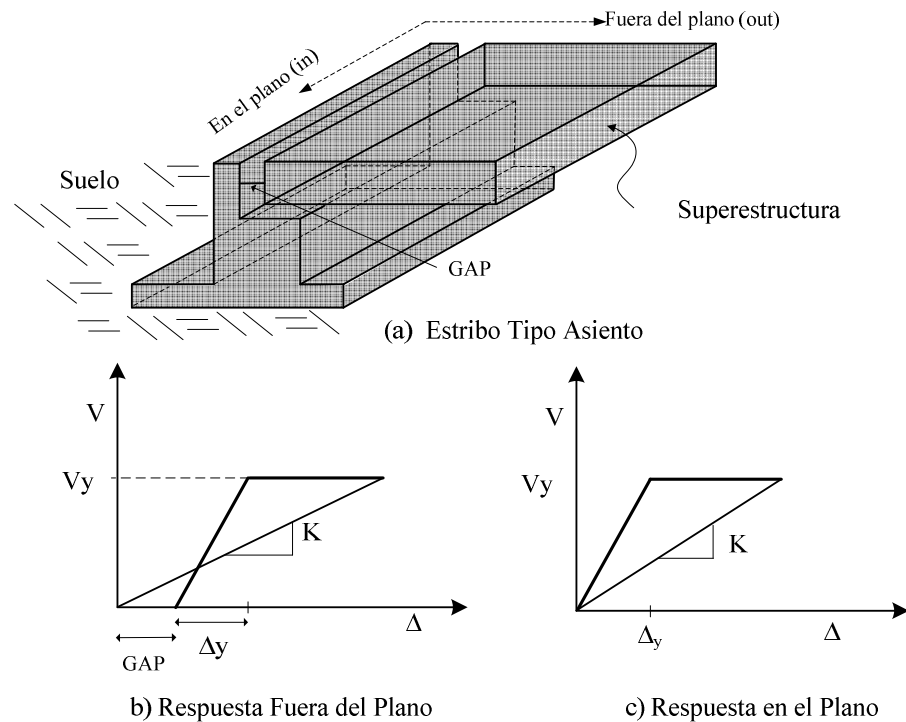


Fig. 4.3 Estribos tipo Asiento

Los estribos son tipo asiento tiene una respuesta elásto-plástica. Por lo general su resistencia es conocida, Las características tomadas para esta investigación son $D_{yin} = 0.05m$ desplazamiento de fluencia en el plano, $D_{yaut} = 0.05$ desplazamiento de fluencia fuera del plano, $D_{IN} = 1m$ capacidad de desplazamiento en el plano, $D_{aut} = 1m$ capacidad de desplazamiento fuera del plano, $V_{yin} = 522$ fuerza de fluencia en el plano, $V_{yaut} = 3441.7$ fuerza de fluencia fuera del plano, $Gap = 0.05$ espaciamiento entre la superestructura y el estribo, el amortiguamiento asignado es de $\xi = 10\%$. Los valores de su resistencia y amortiguamientos son determinadas de acuerdo a (AASHTO LRFD 2009).

PROCEDIMIENTO

a) Configuración de componentes, secciones, y materiales

Se define la configuración del puente, vanos, altura y pre dimensionamiento de las columnas de las pilas, además de las características de los materiales.

Tabla 4.1 Configuración y pre dimensionamiento

Estación	Longitud vano m	Altura Pila m	Diámetro m
E1	-	-	-
2	30	10	1.4
3	60	10	1.4
4	90	10	1.4
E5	120	-	-

Tabla 4.2: Propiedades de los Materiales

CONCRETO		
f'_c	30	Resistencia a la compresión
E_c	27691,47	Módulo Elástico Mpa
W_c	23.5	Peso unitario del concreto kN/m^3
ACERO		
F_y	420	Fluencia del acero Mpa
E_s	200000	Módulo Elástico Mpa
e_{su}	0.10	Deformación de rotura:
f_u/f_y	1.35	Relación de última fluencia
ACERO DE REFUERZO	Varillas Longitudinales	Varillas Transversales
Diámetro	28	14
Recubrimiento	50	-----
Espaciamiento	-----	150

b) Definición de la Demanda sísmica

La demanda sísmica es dada por un espectro de diseño caracterizado como categoría SDC_D (AASHTO 2009), el mismo que ha sido escalado con 7 sismos de alta peligrosidad que puedan suceder y las características del sitio son $PGA = 5.88 \text{ m/seg}^2$, el periodo de esquina $T_c = 4 \text{ Seg}$, máximo desplazamiento espectral $PSD = 0.97 \text{ m}$, coeficiente de sitio de falla $R_d=0.5$ Fig. 4.4 a y 4.4b

Tabla 4.3 Demanda sísmica

Tc	MAX.DISP.	Tb	Ta	PSA	PGA	Rd
4	0.97	0.64	0.13	14.9	5.88	0,5

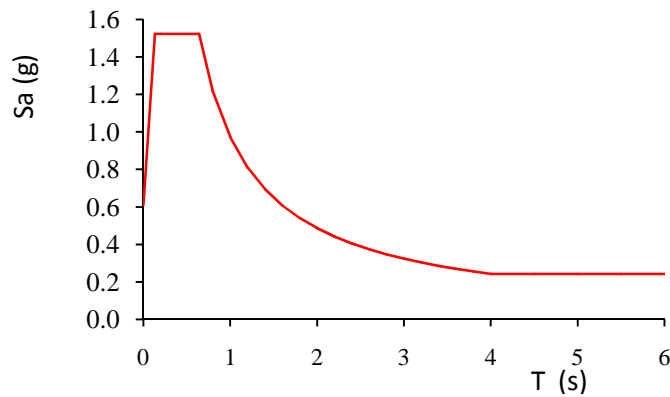


Fig.4.4 a) Espectro de aceleraciones

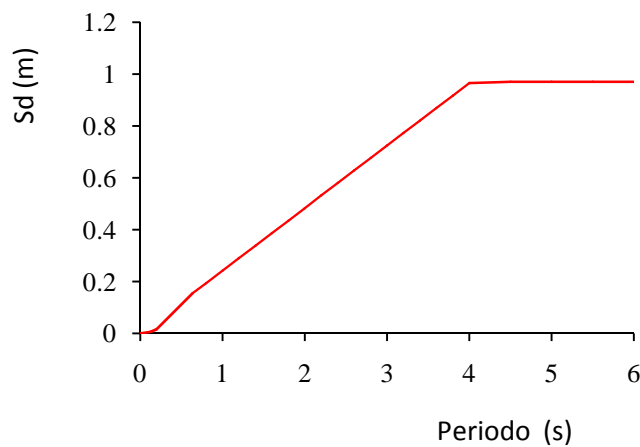


Fig. 4.4b) Espectro de desplazamientos

c) Objetivo de diseño

El objetivo de diseño es que bajo el espectro de diseño las deformaciones de las columnas deben ser menores o iguales que las deformaciones de control de daño, deformación en el acero $\epsilon_{ls,s} = 0.06$ y la deformación en el concreto confinado determinada utilizando el modelo de Mander (1988), chequear la estabilidad por efectos P- Δ de acuerdo a AASHTO LRFD 2009, además un objetivo adicional es el de obtener un diseño en el que todas las columnas tengan la misma cantidad de refuerzo longitudinal.

Deformación en el concreto:

La ecuación que define el límite de deformación en el concreto que causa la ruptura del refuerzo transversal es:

$$\epsilon_{cd} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f'_c}} - 2 \frac{f_1}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$f_1 = 0.5 \rho_v f_{yh}$$

Calculamos la cuantía volumétrica:

$$\rho_v = 4A_{bt} / D's$$

$$D' = 1400 - (2 * 50) + 14 = 1314 \text{ mm} = 1.314 \text{ m}$$

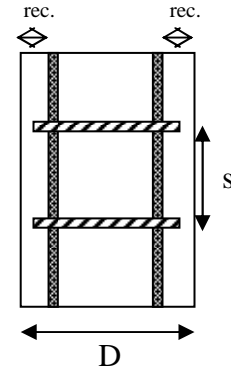
$$s = 150 \text{ mm} = 0.15 \text{ m}$$

$$A_{bt} = (\pi)(14)^2 / 4 = 153.93 \text{ mm}^2 = 0.00015393 \text{ m}^2$$

$$\rho_v = 4A_{bt} / D's$$

$$\rho_v = 4 * (0.000153 \text{ m}^2) / (1.314 \text{ m} * 0.15 \text{ m})$$

$$\rho_v = 0.00312$$



La fluencia en los estribos es igual que la fluencia de diseño impuesta para el acero:

$$f_{yh} = f_y$$

$$f_{yh} = 420000$$

$$f'_{ce} = 1.3 f'_c$$

$$f'_{ce} = 1.3 * (30000) = 39000 \text{ Mpa}$$

$$f_1 = 0.5 * (0.00312) * (420) = 0.656 \text{ Mpa}$$

$$f'_{cc} = f'_{ce} \left(2.254 * \sqrt{1 + \frac{7.94 * f_1}{f'_{ce}}} - 2 \frac{f_1}{f'_{ce}} - 1.254 \right)$$

$$f'_{cc} = 43.06 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{su} = \text{Deformación de rotura: } 0.1$$

Con esto la deformación que controla los límites de materiales es:

$$\epsilon_{cd} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

$$\epsilon_{cd} = 0.004 + 1.4 \frac{0.00312 * 420 * 0.1}{43.06}$$

$$\epsilon_{cd} = 0.00826$$

4.1.1. Diseño Dirección Transversal

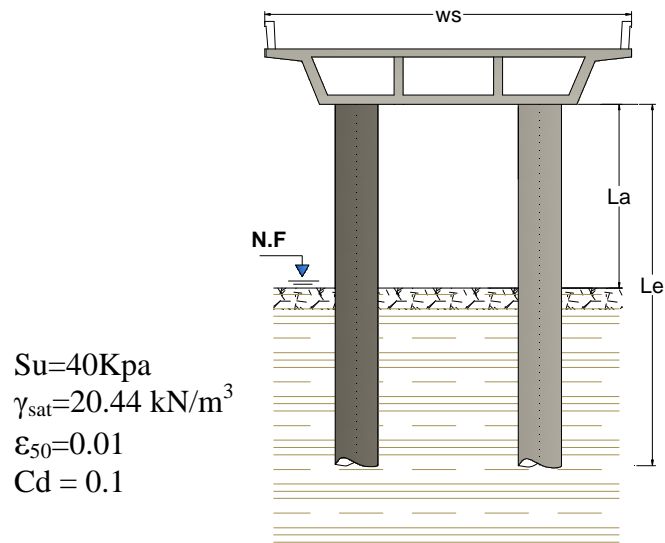
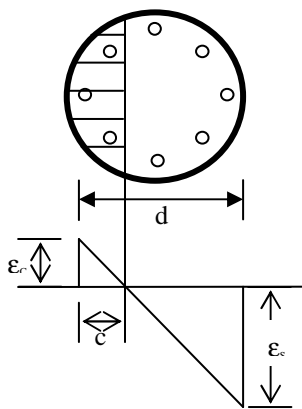


Fig.4.5 Dirección Transversal

Capacidad De Desplazamiento

Distancia al eje neutro



$$c = \left[0.2 + (0.65P) / (f'_{ce} A_g) \right] \times D$$

P = Carga Axial para cada pila

Estribo E (1-5)

P = P. super + Peso propio

$$P = 2610 + 0 + 271.23 = 2881.23$$

Pila 2-4

P = P. super + P. pila + Peso propio

$$P = 5220 + 241.68 + 4474.58 = 5936.27$$

Tabla 4.4 Determinación de carga axial

Estación	L Vano (m)	H (m)	L Aporte	P super	W propio	P (kN)	ALR (%)
E1	-	-	15	2610	271.23	2881.23	
2	30	10	30	5220	716.27	5936.27	9.9
3	60	10	30	5220	716.27	5936.27	9.9
4	90	10	30	5220	716.27	5936.27	9.9
E5	120	-	15	2610	271.23	2881.23	

$$f'_{ce} = 39000$$

$$A_g = (\pi \cdot 1.4^2 / 4) = 1.539$$

D = Diámetro igual para todas las pilas = 1.4 m

Determinación de c

Pila 2-4

$$c = \left[0.2 + (0.65P) / (f'_{ce} A_g) \right] \times D$$

$$c = 0.325$$

4.1.1.1. Determinación de curvatura de fluencia y curvatura de control de daño

Curvatura de fluencia

$$\phi_y = 2.25 \frac{\epsilon_y}{D}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

curvatura de control de daño

$$\phi_{ls,c} = \frac{\epsilon_{c,ls}}{c} \quad \phi_{ls,s} = \frac{\epsilon_{s,ls}}{d - c}$$

$$\phi_p = \phi_{cd} - \phi_y$$

Tabla 4.5 Determinación curvatura de fluencia y control de daño

Estación	D (m)	c	ϕ_y	$\phi_{ls,c}$	$\phi_{ls,s}$	ϕ_{cd} -Controla	ϕ_p
E1	-		-	-			-
2	1.4	0.325	0.0034	0.0255	0.0602	0.0255	0.0221
3	1.4	0.325	0.0034	0.0255	0.0602	0.0255	0.0221
4	1.4	0.325	0.0034	0.0255	0.0602	0.0255	0.0221
E5	-		-	-			-

4.1.1.2. Determinación de longitud de la rótula plástica

$$L_p = kL_i + 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl}$$

$$k = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

$$k = 0.2 * (1.35 - 1) \leq 0.08$$

$$0.07 \leq 0.08 \quad \text{Cumple}$$

$$k = 0.07$$

Para Pilas con cabeza empotrada en arcillas con $S_u = 40 \text{ kPa}$ Le y α (tabla 3.5 y 3.7)

$$Le = 4.96D + 0.71La \quad \alpha = 2.68 - 0.33 \ln \frac{La}{D}$$

Tabla 4.6 Determinación de longitud de la rótula plástica y longitud efectiva Le

Estación	La (m)	D (m)	La/D	α	Le (m)	Lp (m)
E1	-	-	-	-	-	
2	10	1.4	7.14	2.03	14.04	0.82
3	10	1.4	7.14	2.03	14.04	0.82
4	10	1.4	7.14	2.03	14.04	0.82
E5	-	-	-		-	

4.1.1.3. Determinación de desplazamiento de fluencia y ductilidad de control de daño.

$$\Delta_y = \alpha \frac{\phi_y L_e^2}{6} \quad \mu_\Delta = 1 + \frac{(\phi_D - \phi_y) L_p \beta L_e}{\Delta_y} \quad \mu_{\phi_s} = a + bC + c + \frac{C - d}{C}$$

Desplazamiento de fluencia

Ductilidad por curvatura limite y estabilidad

$$C = \frac{T_c \Delta_y}{2\pi PSD} \sqrt{\frac{P}{\theta_s M_{eff} Le}}$$

Factores para determinar la ductilidad meta por estabilidad (Tabla 3.9)

$$a = 0.909$$

$$b = -0.043$$

$$c = -0.697$$

$$d = 0.877$$

Tabla 4.7 Determinación de desplazamiento de fluencia y ductilidad

Estación	Δy (m)	C	$\mu_{\Delta,CD}$	$\mu_{\theta s}$	$\mu_{CD,Adoptada}$
E1	0.05	-	-	-	
2	0.23	0.30	2.72	2.27	2.27
3	0.23	0.30	2.72	2.27	2.27
4	0.23	0.30	2.72	2.27	2.27
E5	0.05	-	-	-	

4.1.1.4. Determinación de la capacidad de desplazamiento y amortiguamiento

Capacidad de Desplazamiento

$$\Delta_D = \mu_{CD} * \Delta_y$$

Amortiguamiento

$$\xi_{eq} = \xi_v^{-0.378} + \xi_{eq,h} \quad \mu \geq 1$$

$$\xi_{eq,h} = p + q \frac{\mu - 1}{\mu} \quad \mu \geq 1$$

Factores p y q para determinar el amortiguamiento (tabla 3.1)

$$\xi_v = 5$$

$$p = 5.6$$

$$q = 8.7$$

Tabla 4.8 Determinación de Capacidad de desplazamiento y amortiguamiento

Estación	Δ_D (m)	$\Delta_{D-controla}$ (m)	ξ_q
E1	1	0.52	10
2	0.52		14.14
3	0.52		14.14
4	0.52		14.14
E5	1		10

Debido a que la superestructura es rígida y continua, y al ser integral con las pilas, la capacidad de los desplazamiento en las pilas y los estribos está obligada a ser la misma, el puente se desplaza como un cuerpo rígido, y en consecuencia el desplazamiento del sistema está gobernado por el menor desplazamiento de las pilas, generalmente el de la pila más corta: En este caso como todas las pilas son iguales el desplazamiento del sistema es $\Delta_{sys} = 0.52$ m.

4.1.1.5. Distribución de Resistencia

La distribución de resistencia se basa en el equilibrio; es decir distribuir la resistencia de manera que todas las pilas tengan la misma cuantía de acero longitudinal, $v_s = 0.21$ $v = 0.21/2 = 0.105$

$$v_i = (1 - v_s) \frac{\frac{1}{L_i}}{\sum \frac{1}{L_i}} \quad \mu_i \geq 1$$

v_s estribo = 0.21 determinado por iteraciones con la siguiente ecuación

$$v_s = \frac{V_a}{V_T}$$

Donde V_a es la resistencia que soportan los estribos

Tabla 4.9 Determinación de Distribución de resistencia

Estación	H	D	1/Li	vi	vi*ξ eq
E1	-	-		0.105	0.0110
2	10	1.4	0.125	0.26	0.0370
3	10	1.4	0.125	0.26	0.0370
4	10	1.4	0.125	0.26	0.0370
E5	-	-		0.105	0.0110
Total			0.38	1.00	0.1330

4.1.1.6. Determinación de Amortiguamiento del sistema ξ_{sys} , Factor de reducción espectral R_ξ , masa efectiva m_{eff} , período efectivo T_{eff} y rigidez secante K_{eff} , y cortante total

$$\xi_{sys} = \frac{\sum \xi_i v_i}{\sum v_i}; \quad R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sys}} \right)^{R_d}; \quad T_{eff} = \frac{T_c \Delta_{sys}}{PSD * R_\xi}; \quad m_{eff} = \frac{\sum \Delta_i m_i}{\Delta_{sys}},$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 m_{eff}}{T_{eff}^2}; \quad V_T = K_{eff} \cdot \Delta_{sys}$$

Tabla 4.10 Determinación de amortiguamiento, período, rigidez y cortante

ξ_{sys}	R_ξ	T_{eff}	m_{eff}	K_{eff}	V_T
0.1331	0.68	3.15	2402.78	9539.12	4960.3424

4.1.1.7. Determinación de momentos y cortantes

$$v_i = V_T \cdot v_i \quad Mn = V_i \cdot L_i \quad Li = 0.57Le$$

Tabla 4.11 Determinación de Momentos y cortantes

Estación	T _{eff} (Seg)	m _{eff,i} (kN)	K _{eff}	Vi (kN)	Mn (kN.m)
E1	3.15	293.70	10694.37	522	-
2	3.15	605.12	10694.37	1305.44	10450.21
3	3.15	605.12	10694.37	1305.44	10450.21
4	3.15	605.12	10694.37	1305.44	10450.21
E1	3.15	293.70	10694.37	522	-
Total		2402.78		4960.34	

4.1.1.8. Control del Efecto P-Δ

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \cdot \Delta_{\max}}{2 M_n}$$

Tabla 4.12 Índice de estabilidad

Estación	Φ _Δ	
E1	-	
2	0.15	OK
3	0.15	OK
4	0.15	OK
E5	-	

4.1.2. Diseño Dirección Longitudinal

El proceso de diseño a lo largo de la dirección longitudinal es similar al diseño en dirección transversal, y al ser integral las pilas con la superestructura el puente se desplaza como un cuerpo rígido en las dos direcciones, por lo tanto la capacidad de desplazamiento es la misma de la dirección transversal, puesto que la superestructura es rígida y continua, la localización de los desplazamientos en las pilas y los estribos está obligada a ser la misma y en consecuencia el desplazamiento del sistema Δ_{sys}, y masa efectiva m_{eff}, sin embargo la distribución de resistencia cambia.

4.1.2.1. Distribución de Resistencia Sentido Izquierdo

La distribución de resistencia se basa en el equilibrio; es decir distribuir la resistencia de manera que todas las pilas tengan la misma cuantía de acero longitudinal, vs = 0.61 valor obtenido mediante varias iteraciones.

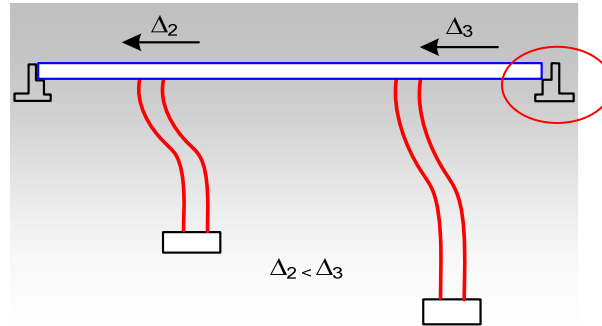


Fig. 3.6 Diseño longitudinal hacia la izquierda

$$v_i = (1 - v_s) \frac{\frac{1}{L_i}}{\sum \frac{1}{L_i}} \quad \mu_i \geq 1$$

v_s estribo = 0.61 determinado por iteraciones con la siguiente ecuación

$$v_s = \frac{V_a}{V_T}$$

V_a es la Resistencia de los estribos

$$L_i = 0.57 L_e$$

Tabla 4.13 Distribución de resistencia sentido longitudinal

Estación	L_i	$1/L_i$	v_i	$v_i * \xi_{eq}$
E1	-		0.61	0.0618
2	8.0	0.12	0.13	0.0180
3	8.0	0.12	0.13	0.0180
4	8.0	0.12	0.13	0.0180
E5	-		0.00	0.0000
Total		0.37	1.0	0.1158

4.1.2.2. Determinación de Amortiguamiento del sistema ξ_{sys} , Factor de reducción espectral R_ξ , masa efectiva m_{eff} , período efectivo T_{eff} y rigidez secante K_{eff} , y cortante total

$$\xi_{sys} = \frac{\sum \xi_i v_i}{\sum v_i}; \quad R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sys}} \right)^{R_d}; \quad T_{eff} = \frac{T_c \Delta_{sys}}{PSD * R_\xi}; \quad m_{eff} = \frac{\sum \Delta_i m_i}{\Delta_{sys}},$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 m_{eff}}{T_{eff}^2}; \quad V_T = K_{eff} \cdot \Delta_{sys}$$

Tabla 4.14 Determinación de amortiguamiento del sistema período rigidez y cortante

ζ_{sys}	R_ξ	T_{eff}	m_{eff}	K_{eff}	V_T
0.1158	0.72	2.98	2402.78	10694.37	5561.07

4.1.2.3. Determinación de momentos y cortantes

$$v_i = V_T \cdot v_i \quad Mn = V_i \cdot L_i$$

$$L_i = 0.57L_e$$

Tabla 4.15 Determinación de momentos y cortantes

Estación	T_{eff} (Seg)	$m_{eff,i}$ (kN)	K_{eff}	V_i (kN)	M_n (kN.m)
E1	2.98	293.70	10694.37	3438.19	-
2	2.98	605.12	10694.37	707.61	5663.32
3	2.98	605.12	10694.37	707.61	5663.32
4	2.98	605.12	10694.37	707.61	5663.32
E5	2.98	293.70	10694.37	0.00	-
Total		2402.78		5561.01	

4.1.2.4. Control del Efecto P-Δ

$$\theta_\Delta = \frac{P * \Delta_{max}}{M_n}$$

Tabla 4.16 Índice de estabilidad

Estación	Φ_Δ	
E1	-	
2	0.27	OK
3	0.27	OK
4	0.27	OK
E5	-	

4.1.3. Diseño de Elementos

En el Diseño Directo Basado en Desplazamientos el refuerzo a flexión es diseñado, usando un análisis momento curvatura, proporcionando la resistencia requerida para un nivel de curvatura compatible con la demanda de ductilidad del elemento, para ello

realizamos un incremento de momentos con la regla del 100 % y el 30% en las dos direcciones y obtenemos los momentos Mn_1 y Mn_2 , los mismos que luego son comparados con los momentos longitudinal y transversal, teniendo en cuenta que cuando el índice de estabilidad θ_Δ es mayor o igual al 30% entonces el diseño es inestable y debemos encontrar un nuevo desplazamiento; cuando θ_Δ es mayor al 8% pero menor a 25 %; entonces debemos aumentar el 50% del momento P- Δ al momento de diseño Mn ; y cuando θ_Δ es menor al 8% el diseño es correcto. Luego de esta comparación se obtiene el momento de diseño seleccionando el máximo y luego multiplicarlo por un factor de sobre resistencia de (1.2 a 1.4) (AASHTO LRFD 2009).

$$Mn_1 = \sqrt{M_L^2 + 0.3M_T^2}$$

$$Mn_2 = \sqrt{0.3M_L^2 + M_T^2}$$

Tabla 4.17 aplicación de la Regla de 100% - 30%

Pila	Mn_1 (kN-m)	Mn_2 (kN-m)
2	8052.03	10900.86
3	8052.03	10900.86
4	8052.03	10900.86

Tabla 4.18 Consideración de efectos P- Δ en la determinación de momentos

Pila	Altura Pila m	Dirección longitudinal		Dirección Transversal	
		$M_{P-\Delta}$	$Mn + 0,5*Mn_{p-\Delta}$	$M_{P-\Delta}$	$Mn+0,5*Mn_{p-\Delta}$
2	10.0	3086.86	8750.18	1543.43	11993.64
3	10.0	3086.86	8750.18	1543.43	11993.64
4	10.0	3086.86	8750.18	1543.43	11993.64

Tabla 4.19 Comparación de momentos y determinación de momento máximo

Pila	Mn_1 (kN-m)	Mn_2 (kN-m)	Mn_L	Mn_T	Mmáx
2	8052.03	10900.86	8750.18	11993.64	11993.64
3	8052.03	10900.86	8750.18	11993.64	11993.64
4	8052.03	10900.86	8750.18	11993.64	11993.64

Factor de sobre Resistencia = 1.2

Tabla 4.20 Momento y cortante de diseño

Pila	Mmáx	Mn, Diseño	Vn_Diseño	Mn/columna
2	11993.64	14392.368	1798.27	7196.18
3	11993.64	14392.368	1798.27	7196.18
4	11993.64	14392.368	1798.27	7196.18

Con el análisis anterior tomamos los momentos de diseño y la carga axial para cada pila y mediante la utilización de programa RC-Análisis (www.utpl.edu.ec/vlee) se determina el refuerzo longitudinal y transversal por columna de cada pila, terminando de esta manera el proceso de diseño con DDBD.

Tabla 4.21 Refuerzo longitudinal

Pila	Diámetro m	d (bL) mm	# varillas	ρ , longitudinal	ρ , (1-4)%
1	1.4	28	37	1.48%	Ok
2	1.4	28	37	1.48%	Ok
3	1.4	28	37	1.48%	Ok

Chequear: $0.01 < \rho < 0.04$ como la cuantía es **0.0148** estamos dentro del límite permitido por SDC_D (AASHTO LRFD 2009)

Tabla 4.22 Refuerzo por corte

Pila	Diámetro m	d(bt) mm	S (mm)	ρ , transversal	$\rho \geq 0,003$
1	1.4	14	120	0.0037	OK
2	1.4	14	120	0.0037	OK
3	1.4	14	120	0.0037	OK

4.2. Verificación de capacidad de desplazamiento de las pilas.

La capacidad de desplazamiento de las pilas es verificada mediante un análisis Pushover realizado en el programa OpenSees (Anexo 2), en la cual se desarrolla un modelo equivalente con elementos P -y Matlock (1970), API (1993), Reese and O'Neill (1987), que remplazan al suelo de fundación por una serie de resortes espaciados uniformemente a lo largo de la longitud empotrada de la pila. Las características de los suelos estimadas para los elementos p -y son las mismas utilizadas en el diseño con DDBD. Los parámetros que definen los elementos p -y pueden ser determinados de ensayos triaxiales de suelos, o determinados de tablas de acuerdo a las características de los suelos, para este caso los parámetros se han estimado de tablas (Virella 2000) y la carga ultima Pult se la ha obtenido modelando al pilote en el programa FB_Multiplier donde se ha obtenido 762.68 kN para Su 40Kpa. Y como resultado de este análisis se ha obtenido diferentes curvas en las cuales podemos apreciar diferentes puntos de suma importancia para el diseñador.

La fig.4.7 Presenta las curvas de deformación unitaria vs desplazamiento en las cuales se ha determinado las deformaciones por estados limites de serviciabilidad y control de daño en el concreto ϵ_c y acero ϵ_s con sus respectivos desplazamientos, los mismos que

posteriormente nos sirven para determinar los diferentes puntos de desplazamiento en la curva pushover.

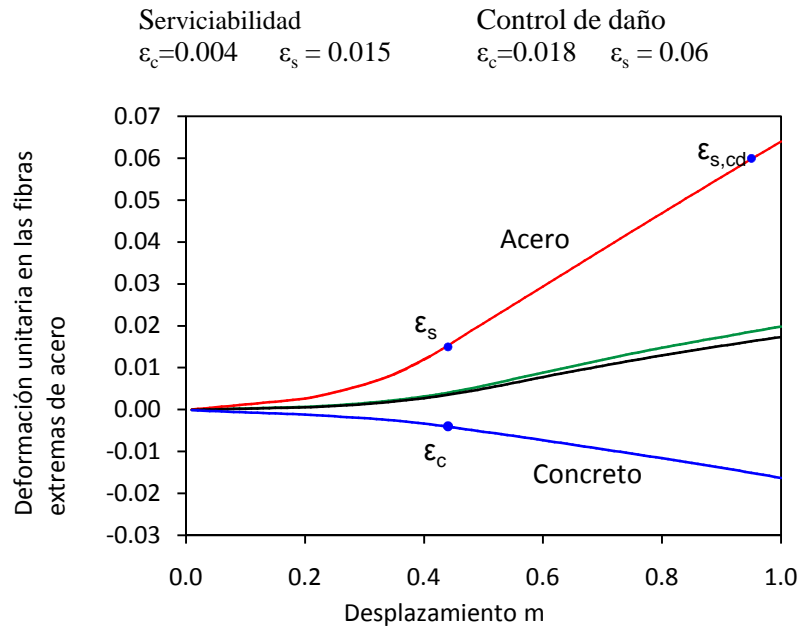


Fig. 4.7 Deformaciones unitarias en la cabeza de la pila

La Fig. 4.8 presenta la curva cortante vs desplazamiento (pushover de la pila), aquí se ha determinado los diferentes puntos de desplazamiento buscados; Fluencia $\Delta y=0.24m$, serviciabilidad $\Delta s=0.51m$ en el concreto, control de daño en acero $\Delta_{CD}=0.95m$, estabilidad $\Delta_{\theta s}=0.62m$ tomando en cuenta que los momentos $P-\Delta$ sean \leq al 20% del momento de diseño (AASHTO 2009), además se ha marcado el desplazamiento meta obtenido con DDBD $\Delta_D=0.52m$.

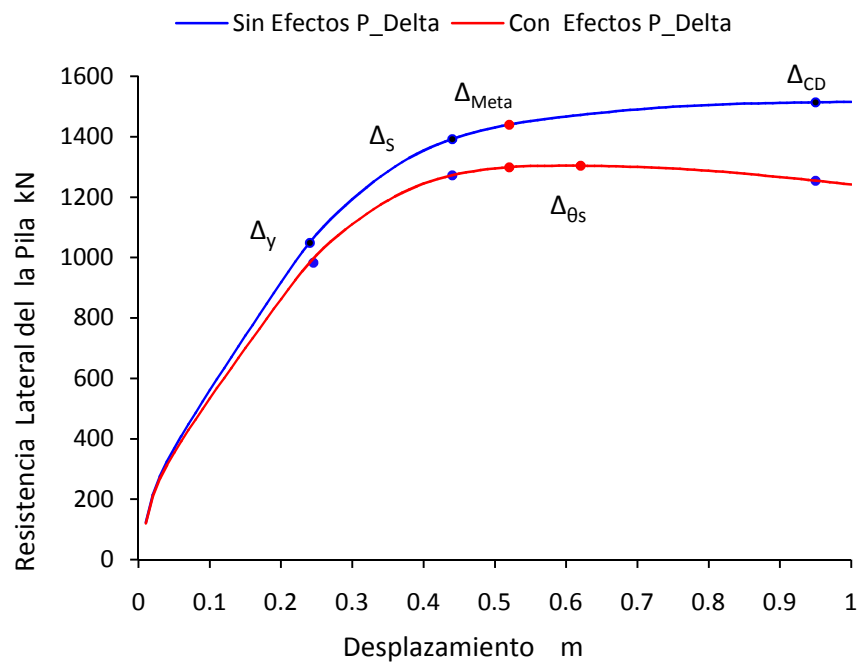


Fig. 4.8 Curva pushover de la pila

De esto se concluye que el diseño es satisfactorio ya que cumple los requerimientos de diseño sísmico $\Delta_D \leq \Delta_C$ sin presentar mayor dispersión en los resultados basados en estabilidad, Sin embargo se ha determinado que el diseño con DDBD es bastante conservador con referencia a los estados límites de control de daño en el acero.

La fig 4.9 presenta la curva Momento - desplazamiento por pilote en la misma que se han determinado los diferentes puntos de desplazamiento, fluencia, serviciabilidad, control de daño y desplazamiento meta que son los mismos determinados en la curva pushover.

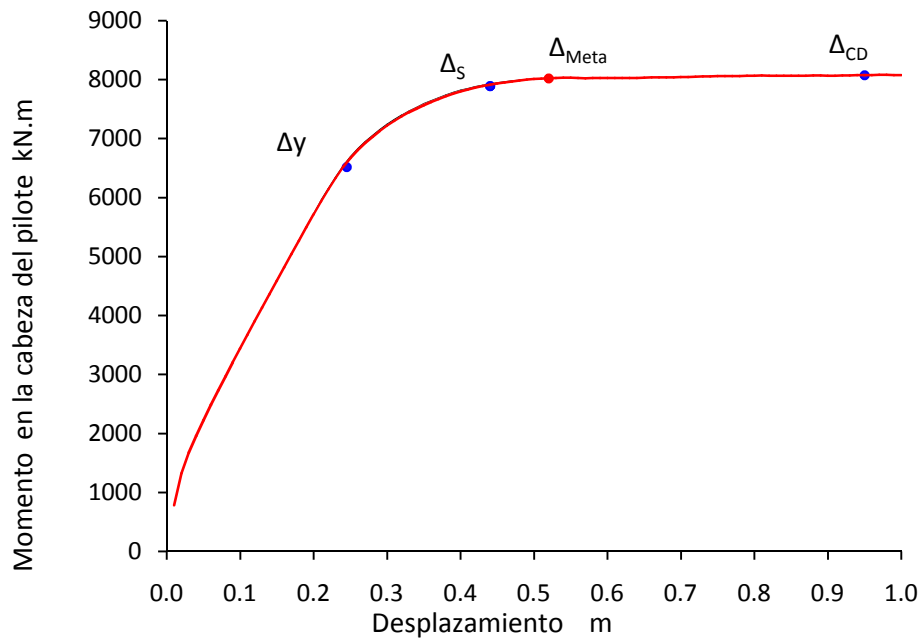


Fig. 4.9 Momento - Desplazamiento por pilote

En la fig 4.10 se presenta la curva Momento vs curvatura por pilote en la cual se ha determinado el punto donde se desarrolla el momento de fluencia $M_y = 6473.4$ kN.m.

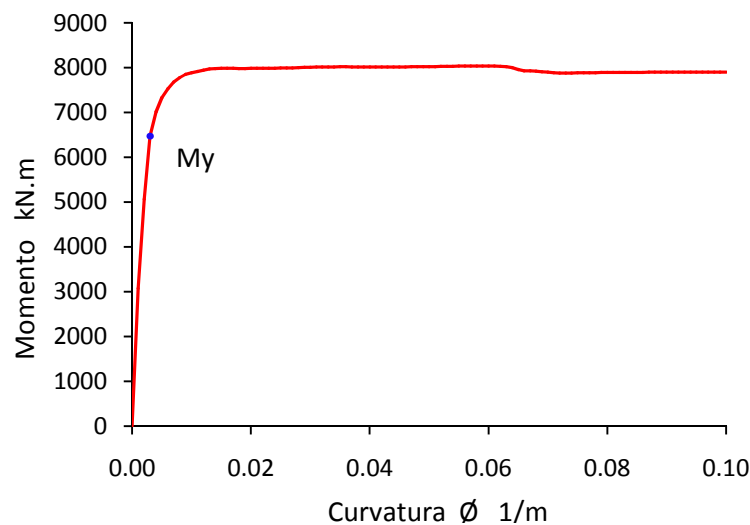


Fig. 4.10 Momento de curvatura por pilote.

La fig.4.11 presenta los perfiles de desplazamiento por pilote en los cuales se ha determinado la profundidad de 16 m bajo el suelo donde los desplazamientos son despreciables (tendencia a cero).

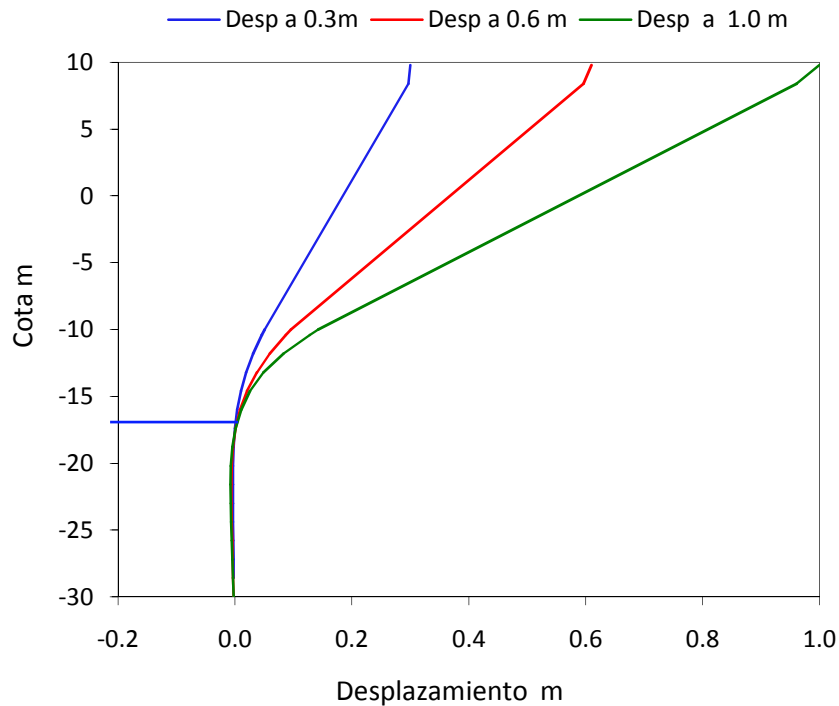


Fig. 4.11 Perfil de desplazamientos en el pilote

La fig.4.12 presenta los perfiles de corte por pilote a diferentes desplazamientos; 0.3m, 0.6 m y 1 m metro, en los cuales se ha determinado el punto de corte máximo en el pilote a una profundidad de 16 m bajo el suelo.

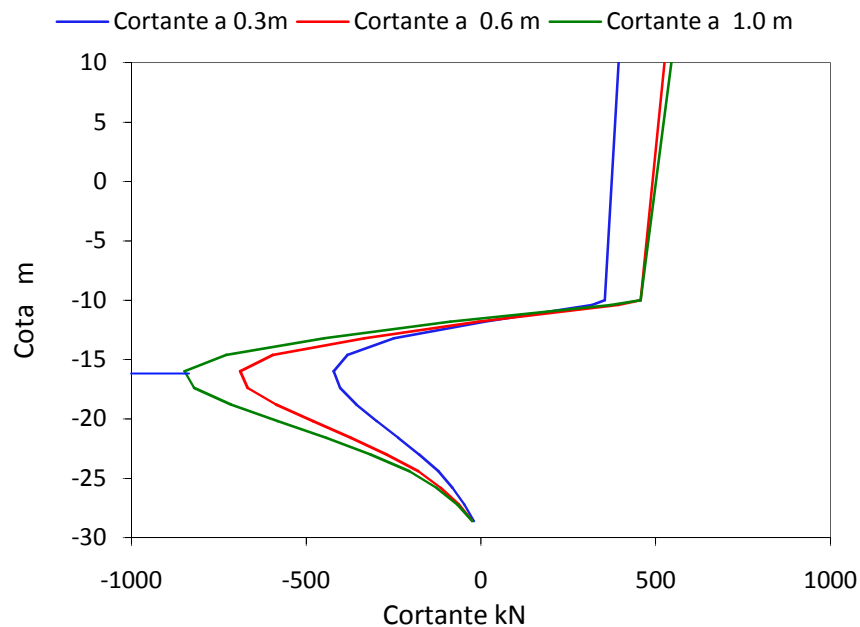


Fig. 4.12 Perfil de Cortante en el pilote.

La Fig. 4.13 presenta el perfil de momentos por pilote, aquí se ha determinado la distancia al punto de inflexión $L_i = 8.5$ m y longitud equivalente en el punto de momento máximo bajo el suelo $L_e = 22$ m, de esto se concluye que la distancia, al punto de inflexión determinada en el análisis Pushover tiene una buena aproximación a la utilizada en el diseño con DDBD, Lo que no se da en la longitud efectiva de empotramiento L_e que es mucho mayor a la utilizada en el diseño.

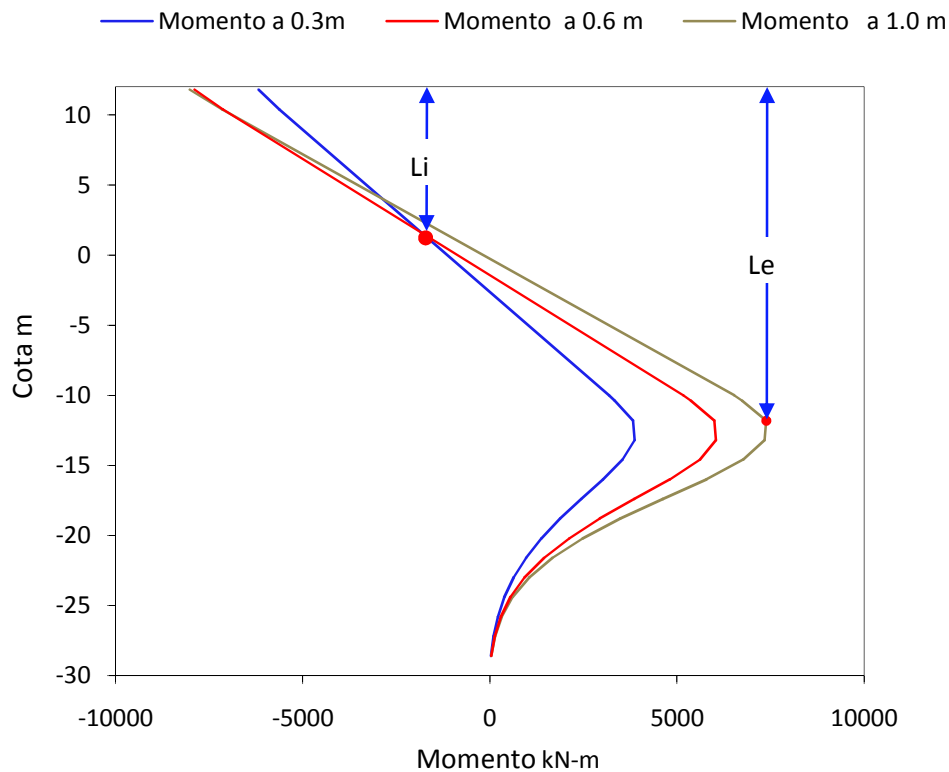


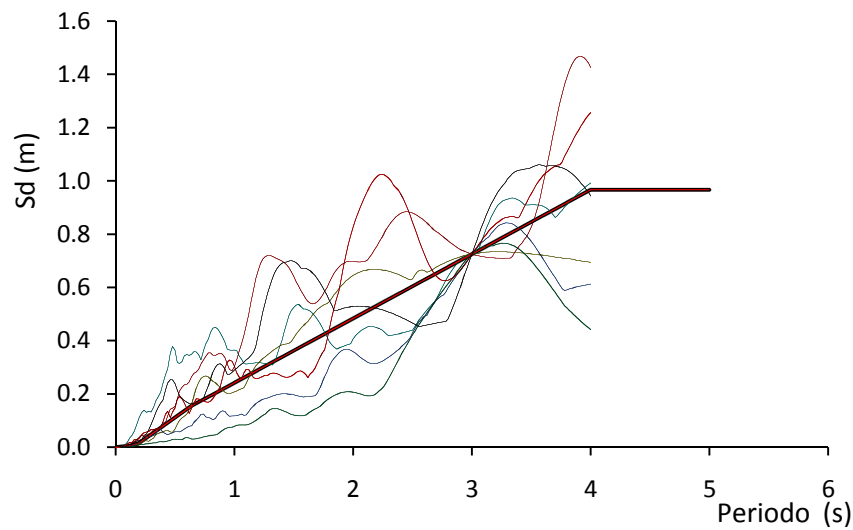
Fig. 4.13 Perfiles de Momento en el pilote.

4.3. Verificación del Diseño mediante un Análisis inelástico de historia en el tiempo (ITHA)

Este tipo de análisis es una herramienta muy aceptada en la actualidad, ya que permite aplicar a las estructuras registros sísmicos reales encontrando así fuerzas y desplazamientos para cada instante de tiempo, y duración del sismo. Para la presente investigación el ITHA se lo realizó en el programa OpenSees (Mckenna, 2004) con la ayuda de un pre y post procesador llamado ITHA-Bridge (Suárez, 2008) (www.utpl.edu.ec/vlee). El ITHA fue desarrollado con 7 sismos en sentido transversal Tabla 4.23 los mismos que fueron escalados mediante factores para que sean compatibles con el espectro de diseño figura 4.14. La tabla 4.24 presenta los resultados obtenidos del análisis ITHA y la comparación con DDBD, además en la fig.4.15 se presentan los perfiles de desplazamiento en dirección transversal, realizados con los resultados obtenidos en el análisis ITHA.

Tabla 4.23 Registros sísmicos compatibles

#	Sismos	Año	Estación	PGA(g)	PGD (cm)	Factor
1	Loma prieta	1989	Agnews State Hospital	0.159	9.8	3.26
2	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	0.367	19.3	5.46
3	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4	0.212	10.9	4.0
4	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #7	0.323	10.1	1.08
5	Loma Prieta	1989	Sunnyvale - Colton Ave.	0.209	16.9	2.38
6	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor Lot	0.174	12.4	7.9
7	Superstition Hills	1987	Wildlife Liquef. Array	0.21	21.0	3.91

**Fig. 4.14. Espectro de Desplazamientos escalado****Tabla 4.24 Resultados de Análisis ITHA**

Sismo	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (m)				
#	E1	2	3	4	E5
1	0.480	0.468	0.468	0.468	0.488
2	0.525	0.514	0.510	0.514	0.524
3	0.278	0.279	0.281	0.278	0.278
4	0.320	0.298	0.290	0.290	0.318
5	0.208	0.196	0.192	0.197	0.209
6	0.346	0.344	0.345	0.343	0.346
7	0.330	0.320	0.330	0.330	0.330
Δ_{ITHA} - PROMEDIO	0.355	0.346	0.345	0.346	0.356
Δ_{DDBD} (m)	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
$ADR*\Delta_{DDBD}$	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
SE	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
Relación D/C	0.683	0.665	0.664	0.665	0.685

Índice promedio de desplazamiento ADR y índice de error SE.

$n = 5$

$$ADR = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_{ITHAi}}{\sum_{i=1}^n \Delta_{DDBDi}} = 0.672$$

$$SE = \frac{\sum_{i=1}^n (ADR \cdot \Delta_{DDBDi} - \Delta_{ITHAi})^2}{n}$$

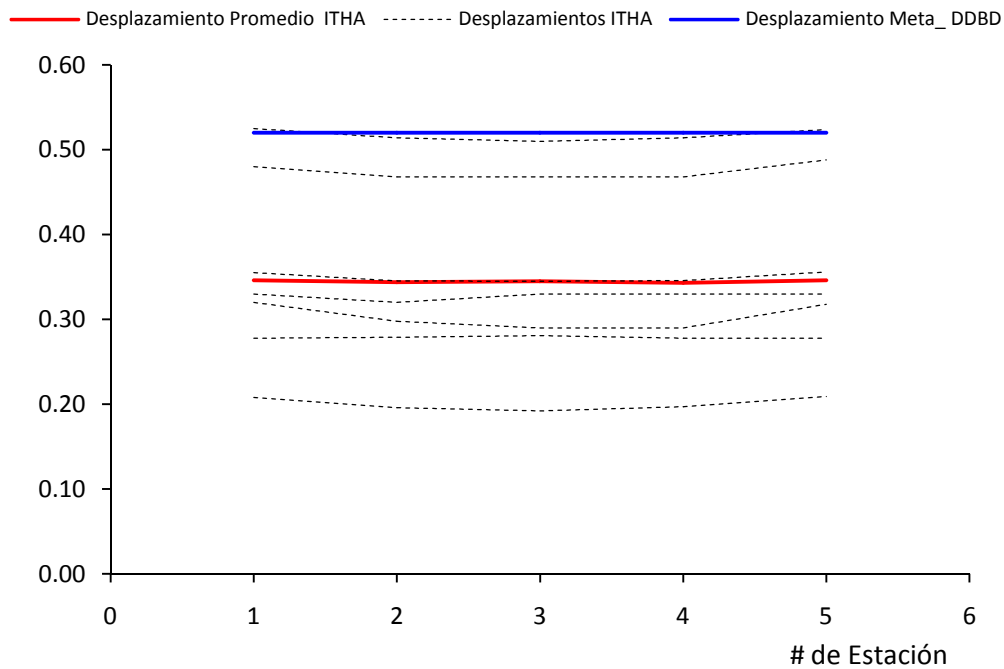


Fig. 4.15 Perfiles de desplazamiento dirección Transversal

La comparación entre DDBD y el ITHA, se basa en los perfiles de desplazamiento en dirección transversal, debido a que esta nos permitirá evaluar el perfil de desplazamientos de cada una de las pilas, el sentido longitudinal no se lo considera debido a que longitudinalmente el perfil de desplazamiento lo controla directamente la sección mas critica.

De esta comparación se concluye que el diseño con DDBD es satisfactorio, ya que se ha obtenido; un desplazamiento promedio ITHA de 0.35 m luego de haberle aplicado 7 sismos compatibles con el espectro de diseño, una relación demanda-capacidad máxima por pila D/C de 0.68, Un índice promedio de desplazamientos $ADR=0.67$ menor a 1 y un índice de error $SE = 0.00001$ con tendencia a cero lo cual significa que los perfiles de desplazamiento Fig. 4.14 tienen no son idénticos.

En el análisis ITHA se ha evaluado la efectividad del método de diseño sin embargo el resultado de este ejemplo es bastante conservador ya que la estructura sufre menos daño que para el que fue diseñada, y desarrolla una resistencia del 68% de la resistencia real de la estructura.

5. CONCLUSIONES – RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Como resultado de este trabajo, se estudia la aplicación del método DDBD de pilas pre barrenadas para puentes con iteración suelo estructura, mediante el modelo equivalente propuesto por (Suárez and Kowalsky 2007). En base a la discusión presentada y a los ejemplos mostrados, se presentan las siguientes conclusiones.

- En el método de DDBD el procedimiento es directo lo cual lo convierte en un método de fácil aplicación y por considerar el amortiguamiento de las pilas y suelo (amortiguamiento viscoso equivalente), resulta el más eficiente para diseñar, tomando en cuenta los efectos suelo-estructura. Lo que no se da en el método AASHTO que es iterativo y no considera el amortiguamiento de las pilas y suelo.
- La aplicación del método DDBD para pilas y pilotes pre barrenados al diseño de puentes es una buena alternativa, sin embargo su desventaja es que las curvas de amortiguamiento y longitud efectiva que se utilizan en el cálculo no son suficientes para representar toda la variedad de suelos, centrándose solamente en arenas de consistencia media y arcillas blandas.
- Los resultados obtenidos del análisis ITHA, relación demanda-capacidad $D/C=0.68$, índice de desplazamiento $ADR = 0.67$ nos demuestran la efectividad del método DDBD, sin embargo si no se considera el amortiguamiento del suelo el diseño por LRFD siempre será más conservador que DDBD.
- El método propuesto para determinación de la ductilidad meta basada en estabilidad (Suárez 2008) nos da una buena aproximación para determinar la capacidad de desplazamiento en las pilas, requiriendo cortas iteraciones hasta obtener la estabilidad requerida, sin embargo es bastante limitado debido a que está calibrado mediante factores que no consideran la gran variedad de suelos.
- El desarrollo de un análisis pushover en OpenSees utilizando elementos P-y para considerar los efectos suelo - estructura es una buena alternativa ya que permite al diseñador verificar la capacidad de desplazamiento de pilas y obtener los momentos y cortantes con mayor aproximación.

5.2. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda a futuro ampliar esta investigación para puentes cimentados en diferentes estratos de suelos, y desarrollar modelos equivalentes que consideren la gran variedad de suelos ya que los modelos existentes son muy limitados.
- Realizar un estudio comparativo de las metodologías AASHTO y DDBD para puentes con diferentes perfiles longitudinales considerando los efectos de interacción suelo-estructura.

6. REFERENCIAS

AASHTO, 2009, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, AASHTO, ISBN 1-56051-396-4

Suárez, V.A., 2008, Implementation of Direct Displacement Based Design for Highway Bridges, PhD Dissertation, North Carolina State University.

Suárez, V.A. and Kowalsky M.J., Displacement-Based Seismic Design of Drilled Shaft Bents with Soil-Structure Interaction, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 11, Issue 6 November 2007

Dwairi, H. and Kowalsky, M.J., 2006, Implementation of Inelastic Displacement Patterns in Direct Displacement-Based Design of Continuous Bridge Structures, *Earthquake Spectra*, Volume 22, Issue 3, pp. 631-662.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. and Kowalsky, M. J., 2007, Displacement-Based Seismic Design of Structures, Pavia, IUSS Press, and ISBN: 88-6198-000-6

Suarez Vinicio, 2005. Implementation of Direct Displacement Based Design for Pile and Drilled Shaft Bents, North Carolina .

Dwairi H.M. [2005] "Equivalent damping in support of direct displacement-based design with applications for multi-span Bridges." Ph.D. Thesis, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina.

Priestley, M.J.N. and Grant, D. N. 2005 "Viscous damping in analysis and design" *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.9, No. Special Issue 1. pp. in press.

ATC/MCEER 49, Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges, Part I Specifications, 2003.

Kowalsky M.J. A Displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002.

Kowalsky M.J. [2000] "Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol 126 No 8, Priestley M. J. N. and Kowalsky M. J. (2000), "Direct displacement-Based Design of Concrete Building", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 33, No. 4, University of California, San Diego.

Virella, J. C. 2000. "Efecto de la No-linealidad del Suelo de Fundación en el Comportamiento Sísmico de los Puentes", Tesis de Maestría de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez.

Priestley, M.J.N. et al. 1996 "Seismic design and retrofit of bridges." *Wiley, New York*.

Priestley, M.J.N. Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality. Bulletin, NZ National Society for Earthquake Engineering 1993 .

API(1993). Recommended Practice for Planning, Design, and Constructing Fixed Offshore Platforms. API RP 2A - WSD, 20th ed. American Petroleum Institute.

Reese, L.C., and O'Neill, M. W., (1987) "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods," Report No. FHWA-HI-88-042, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, Virginia.

Matlock, H. 1970 Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Paper No. OTC 1204, Proceedings, Second Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1,. 577-594.

McKenna F et al, 2004. OpenSees Command Language Manual. <http://opensees.berkeley.edu>

ANEXO 1

EJEMPLO 2

El ejemplo 2 comprende el resumen de diseño de un puente con las mismas características del ejemplo 4.1, lo único que cambia es el perfil longitudinal, las alturas de las pilas son de 8 y 10 m respectivamente, el procedimiento de diseño es el mismo explicado en la sección 3. En la tabla A1 se presenta la configuración de la estructura a diseñar.

Tabla A1 Configuración y pre dimensionamiento

Estación	Longitud vano m	Altura Pila m	Diámetro m
E1	-	-	-
2	30	10	1.4
3	60	8	1.4
4	90	10	1.4
A5	120	-	-

Tabla A2 Resumen de Diseño

Estación	P	Δy	Δc	Transversal		Longitudinal		Mn Diseño	Vn Diseño
				Mn,T	Φ_A	Mn,L	Φ_A		
E1									
2	5936.27	0.23	0.52	12008.45	0.12	8255.65	0.2	14410.14	1800.49
3	5887.94	0.19	0.46	12002.91	0.12	8244.57	0.2	14403.49	2002.36
4	5936.27	0.23	0.52	12008.45	0.12	8255.65	0.2	14410.14	1800.49
E5									

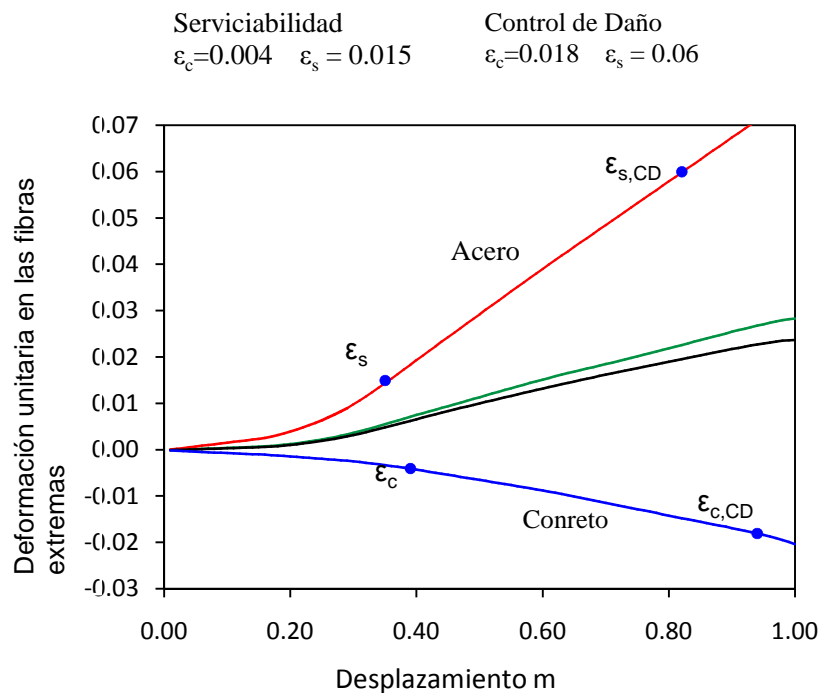
Tabla A3 Resumen de Refuerzo

Estación	$d_{(bL)}$ (mm)	# varillas	ρ Longitudinal	$d_{(bt)}$ (mm)	S (mm)	ρ Transversal
E1						
2	28	44	0.0176	14	120	0.0037
3	28	44	0.0176	14	120	0.0037
4	28	44	0.0176	14	120	0.0037
E5						

Verificación de capacidad de desplazamiento de las pilas.

Al igual que en el ejemplo 4.1 se desarrollo un análisis pushover para la pila mas critica del cual se obtuvieron las diferentes curvas en las que se detallan los resultados.

La fig.A1 presenta las curvas de deformación unitaria vs desplazamiento en las cuales se ha determinado las deformaciones por estados limites de serviciabilidad y control de daño en el concreto ϵ_c y acero ϵ_s con sus respectivos desplazamientos, los mismos que posteriormente nos sirven para determinar los diferentes puntos de desplazamiento en la curva pushover.



La Fig.A.2 presenta la curva pushover de la pila, aquí se ha determinado los diferentes puntos de desplazamiento buscados; Fluencia $\Delta y=0.20m$, serviciabilidad $\Delta s=0.35m$ en el acero, control de daño en el acero $\Delta_{CD}=0.82m$, estabilidad $\Delta_{\theta s}=0.61m$ tomando en cuenta que los momentos $P-\Delta$ sean \leq al 20% del momento de diseño (AASHTO 2009), además se ha marcado el desplazamiento meta obtenido con DDBD $\Delta_D=0.42m$. De esto se concluye que el diseño es satisfactorio ya que cumple los requerimientos de diseño sísmico $\Delta_D \leq \Delta_C$ sin presentar mayor dispersión en los resultados basados en estabilidad, sin embargo se ha determinado que el diseño con DDBD es bastante conservador con referencia a los estados límites de control de daño en el acero.

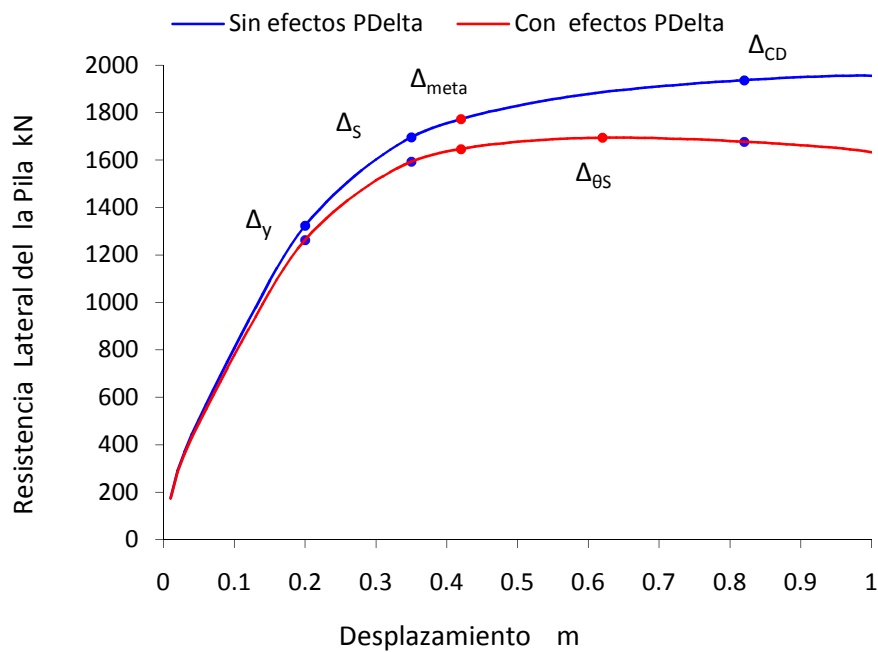


Fig. A2 Curva pushover de la pila

La fig.A.3 presenta la curva Momento - desplazamiento por pilote en la misma que se han determinado los diferentes puntos de desplazamiento, fluencia, serviciabilidad, control de daño y desplazamiento meta que son los mismos determinados en la curva pushover.

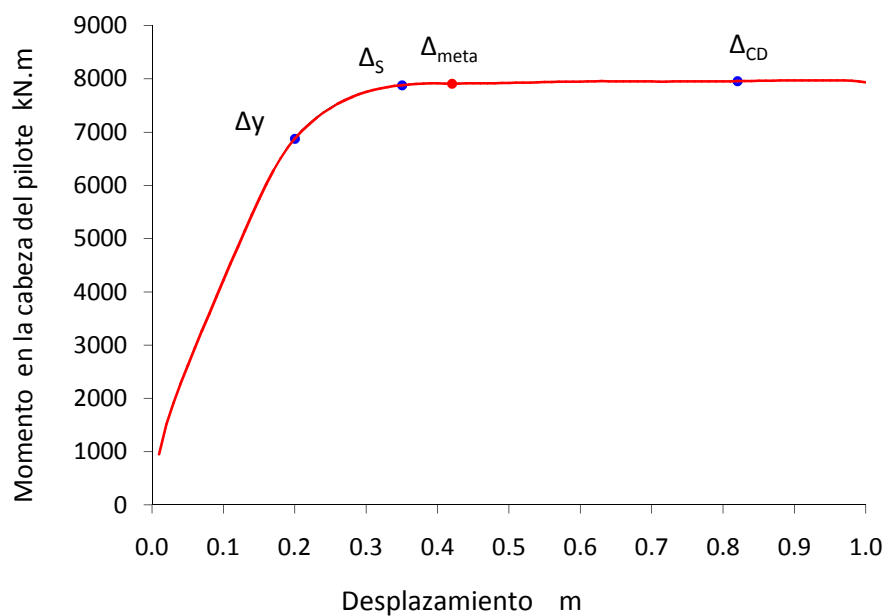


Fig. A3 Momento- Desplazamiento en cada pilote

En la fig A4 se presenta la curva Momento vs curvatura por pilote en la cual se ha determinado el punto donde se desarrolla el momento de fluencia $M_y = 6473.4 \text{ kN.m}$.

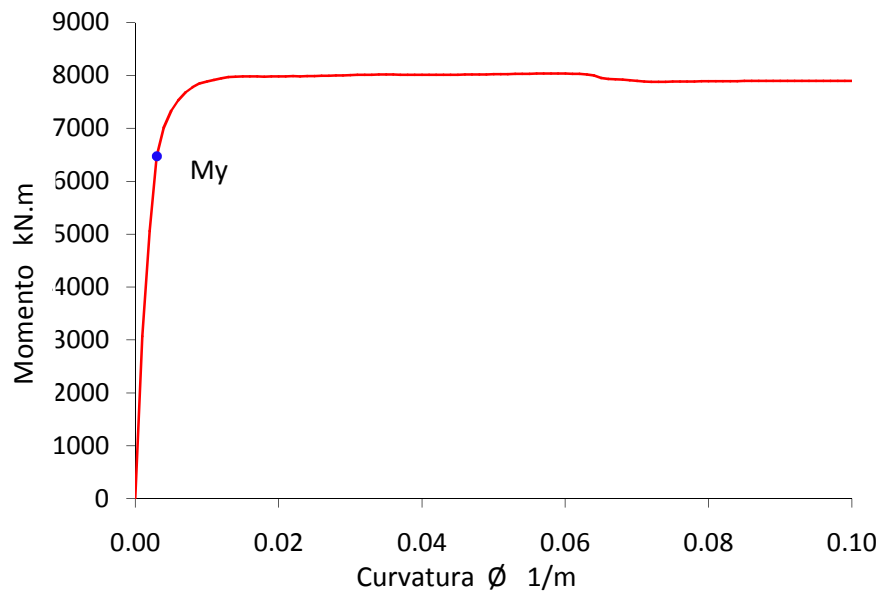


Fig. A4 Momento de curvatura por pilote

La fig.A5. Presenta los perfiles de desplazamiento por pilote en los cuales se ha determinado la profundidad de 17 m bajo el suelo donde los desplazamientos son despreciables (tendencia a cero).

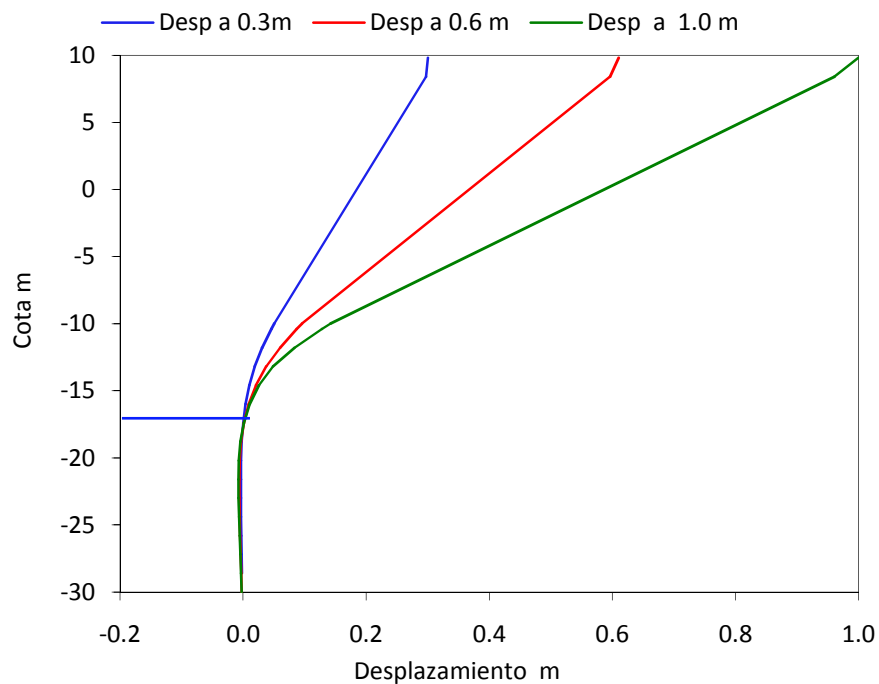


Fig. A5 Perfiles de desplazamientos en el pilote.

La fig.A.6 presenta los perfiles de corte por pilote a diferentes desplazamientos; 0.3m, 0.6 m y 1 m metro, en los cuales se ha determinado el punto de corte máximo en el pilote a una profundidad de 17 m bajo el suelo.

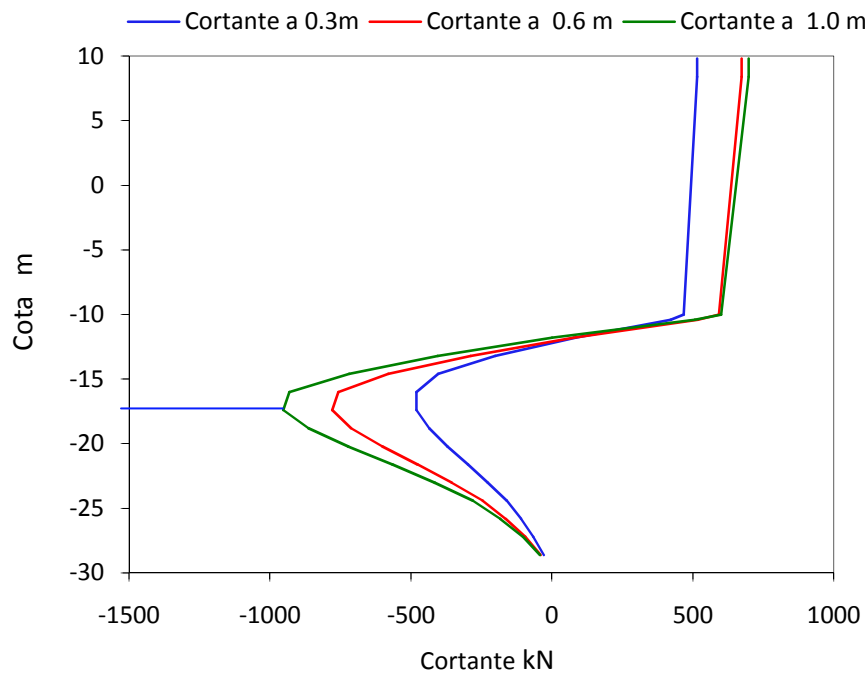


Fig. A6 Perfiles de Cortante en el pilote.

La Fig. A.7 presenta el perfil de momentos por pilote, aquí se ha determinado la distancia al punto de inflexión $L_i = 9$ m y longitud equivalente en el punto de momento máximo bajo el suelo $L_e = 20$ m, de esto se concluye que la distancia, al punto de inflexión determinada en el análisis Pushover tiene una buena aproximación a la utilizada en el diseño con DDBD.

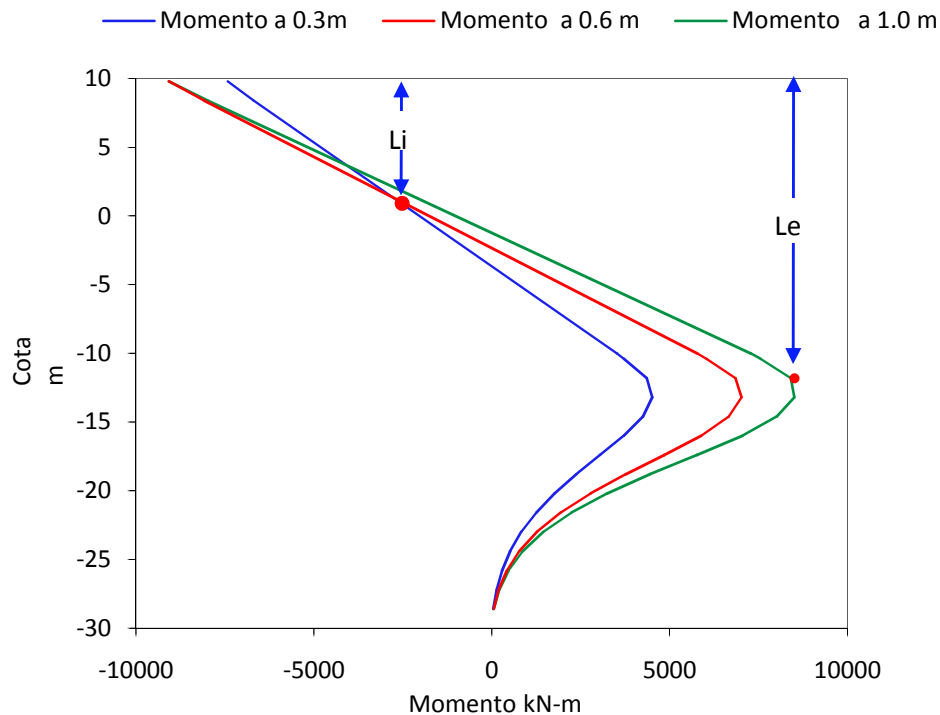


Fig. A7 Perfiles de Momento en el pilote

Verificación del diseño mediante un Análisis inelástico de historia en el tiempo (ITHA)

Al igual que en el ejemplo 1 se realizó en el programa OpenSees (Mckenna, 2004) con la ayuda de un pre y post procesador llamado ITHA-Bridge (Suárez, 2008) (www.utpl.edu.ec/vlee). Fue desarrollado con 7 sismos en sentido transversal Tabla 4.23 los mismos que fueron escalados mediante factores para que sean compatibles con el espectro de diseño indicado en la figura 4.14. La tabla A.4 presenta los resultados obtenidos del análisis ITHA y la comparación con DDBD, además en la fig.A8 se presentan los perfiles de desplazamiento en dirección transversal, realizados con los resultados obtenidos en el análisis ITHA.

Tabla A.4 Resultados de análisis ITHA

Sismo	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (m)				
#	E1	2	3	4	E5
1	0.240	0.230	0.220	0.230	0.240
2	0.270	0.270	0.270	0.270	0.270
3	0.160	0.170	0.170	0.170	0.160
4	0.300	0.280	0.270	0.280	0.300
5	0.210	0.210	0.200	0.210	0.210
6	0.400	0.390	0.385	0.390	0.400
7	0.260	0.220	0.210	0.220	0.265
Δ _{ITHA} - PROMEDIO	0.263	0.253	0.246	0.253	0.264
Δ _{DDBD} (m)	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
ADR*Δ _{DDBD}	0.256	0.256	0.256	0.256	0.256
SE	0.00001	0.00000	0.00002	0.00000	0.00001
Relación D/C	0.626	0.602	0.587	0.602	0.628

Índice promedio de desplazamiento ADR y índice de error SE

$n = 5$

$$ADR = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_{ITHA_i}}{\sum_{i=1}^{i=n} \Delta_{DDBD_i}} = 0.609$$

$$SE = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (ADR \cdot \Delta_{DDBD_i} - \Delta_{ITHA_i})^2}{n}$$

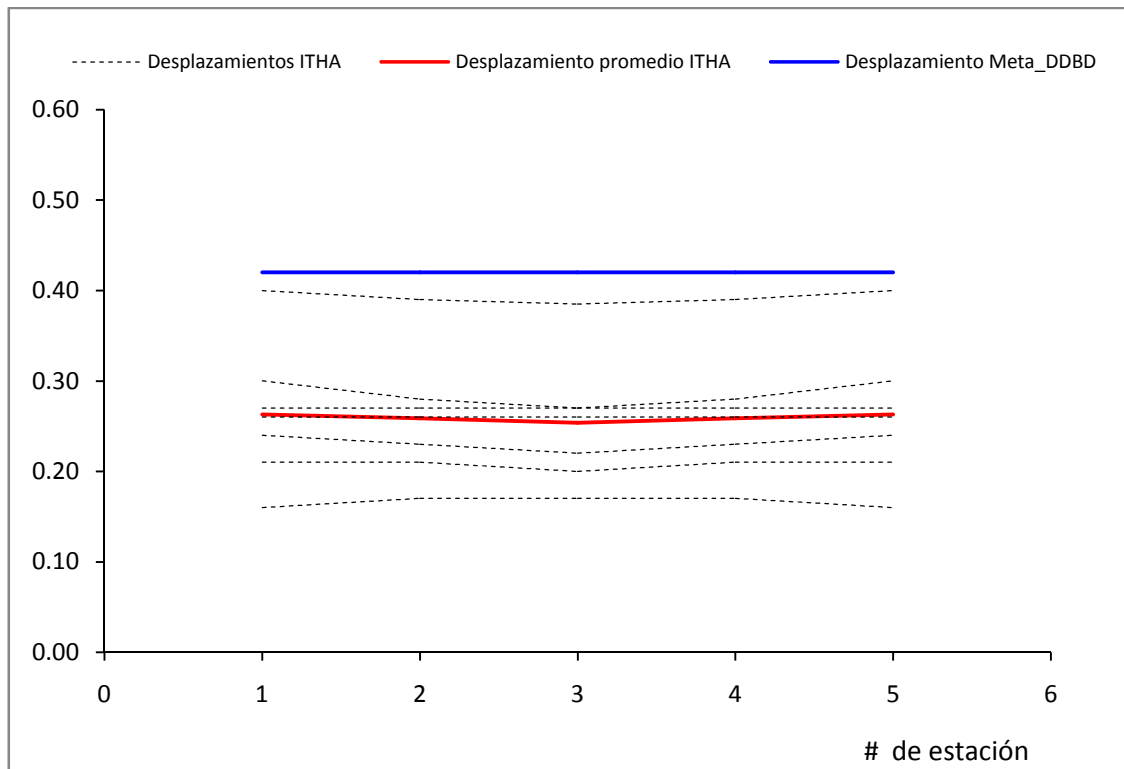


Fig. A8 Perfiles de desplazamiento Transversal.

Mediante el análisis ITHA se verificó que el diseño es satisfactorio, ya que se ha obtenido una relación de demanda-capacidad máxima D/C de 0.62, lo cual indica que la resistencia desarrollada es un 62% de la resistencia real. Un índice de promedio de desplazamientos 0.609 y un índice de error SE de 0.00001 con tendencia a cero lo cual significa que los perfiles de desplazamiento Fig. A8 tienen una variación.

Conclusión.

El diseño para este tipo de puentes con diferentes alturas en las pilas está controlado por el desplazamiento de la pila más corta, en este caso fue de 0.42 m, la capacidad de desplazamiento obtenida del análisis pushover es 0.82 m por lo que se concluye que el diseño es eficiente ya que cumple las limitaciones del código de diseño sísmico AASHTO 2009. Además en el análisis ITHA se ha verificado la eficiencia del método de diseño obteniendo un desplazamiento promedio de 0.26 m luego de haberle aplicado 7 sismos compatibles con el espectro de diseño.

ANEXO 2

Código para desarrollar el análisis Pushover

Datos de entrada

```
set capl 11.8 ;# Cota del fondo del cabezal
set nPile 2 ;# numero de pilotes en la dirección X
set psepx 6 ;# separación de los pilotes en X(m)
set coll -30 ;# cota de la punta de los pilotes en m
set pysep 1 ;# Separación de resortes py en proporción al diámetro de la pila
set carga 2968.135;# peso cabezal mas descarga de la superestructura por pilote kN
set Wpile 23.56 ;# Peso unitario de la pila kN/m
set DIA 1.4 ;# Diámetro de la pila en m
set db 28 ;# Diámetro acero longitudinal en mm
set ndb 37; # número de varillas
set fc 30000; # Resistencia a la compresión en el f'c en kN
set fyh 420000;# resistencia a la fluencia en el acero fy en kN
set rec 100;# Recubrimiento libre en mm
```

Ejemplo de Parámetros de suelo para elementos p-y "Archivo.txt"

```
#soilelev, pymultiplier
#depth, tipo, pult, e50, cd
#depth, tipo, pult, e50, cd
#depth, tipo, pult, e50, cd
-10.0, 0.1
-10.52, 1, 172.5, 0.01, 0.1
-25.24, 1, 800.74, 0.036, 0.1
-25.24, 1, 5389.81, 0.044, 0.1
-40.29, 1, 5389.81, 0.044, 0.1
```

Nota: Estos parámetros Pult, e50 y Cd pueden ser obtenidos de los ensayos de suelos (Ensayos triaxiales) o determinados de tablas de acuerdo a las características de suelos.

Generación del modelo Equivalente

```
# Este código genera un modelo 3D de un PILEBENT
# La sección de la viga cabezal y del pilote deben estar previamente definidos
# Los parámetros que definen las curvas P-Y deben estar previamente definidos
```

```
# Para generar modelo de pilotes, se llama a la carpeta de datos.
```

```
source data.tcl
set includepiles 1
#####
#####
#Se crea las carpetas de resultados y carpeta de que guarda el modelo.
wipe
file mkdir Resultados
file mkdir modelfiles
```

```

set pi [expr acos(-1)]

proc checkpileout {n} {
set pileout {1 2} ;# Para registrar resultados de los pilotos 1 y 4
set i [llength $pileout]
for {set k 0} {$k<$i} {incr k} {
if {[lindex $pileout $k] == $n } {
return 1
break
}
}
return 0
}

```

#Se lee las características de cada estrato en función de de curvas PY.

```

proc getPY {arch tag z l} {

set pyinfo [open $arch r]
set nlin 0
while {-1 != [gets $pyinfo line] } {
incr nlin 1
}
close $pyinfo

```

```

set pyinfo [open $arch r]
gets $pyinfo line
set slevel [lindex [split $line ,] 0]
set pym [lindex [split $line ,] 1]
set nl 1
while {$nl < $nlin } {
incr nl 2
gets $pyinfo line
set layert [split $line ,]
set lzt [lindex $layert 0]
gets $pyinfo line
set layerb [split $line ,]
set lzb [lindex $layerb 0]

```

```

if {$lzt >= $z && $lzb <= $z} {
set typet [lindex $layert 1]
set pultt [lindex $layert 2]
set e50t [lindex $layert 3]
set cdt [lindex $layert 4]
set pultb [lindex $layerb 2]
set e50b [lindex $layerb 3]
set cdb [lindex $layerb 4]

```

#Se crea los elementos py mediante interpolación en cada estrato.

```

set typez $typet
set pultz [expr ($pultt-$pultb)/($lzt-$lzb)*($z-$lzb)+$pultb ]
set e50z [expr ($e50t-$e50b)/($lzt-$lzb)*($z-$lzb)+$e50b ]
set cdz [expr ($cdt-$cdb)/($lzt-$lzb)*($z-$lzb)+$cdb ]

close $pyinfo

```

```

return "uniaxialMaterial PySimple1 $tag $typez [expr $pultz*$l*$pym]
$e50z $cdz "
}
}
close $pyinfo
return "Error: couldnt find PY at z: $z"
}

```

#Se Genera el modelo de la pila

```

set floads [open modelfiles/loads.tcl w]
set fnode [open modelfiles/Nodes.tcl w]
set ffix [open modelfiles/nfix.tcl w]
set fmass [open modelfiles/Masses.tcl w]
set fpy [open modelfiles/Pyele.tcl w]
set fmat [open modelfiles/materials.tcl w]
set fsec [open modelfiles/sections.tcl w]
set fpile [open modelfiles/Pele.tcl w]
set fele [open modelfiles/ele.tcl w]
set frec [open modelfiles/Recorders.tcl w]

```

#Se define transformación de coordenadas para elemento pilote

SE encera contadores

```

set nele 0
set nmat 0
set nnode 0
set nsec 0
set npila 0
set ntran 0
set coly 0

```

source "SRC/cabecal.tcl"

source "SRC/pilote.tcl"

incr ntran

#puts \$fpile "geomTransf PDelta \$ntran -1 0 0"

puts \$fpile "geomTransf Linear \$ntran -1 0 0"

incr ntran

puts \$fpile "geomTransf Linear \$ntran 0 0 1"

masa unitaria de la pila ton/m

set mp [expr \$Wpile/9.81]

for {set colnx 1} {\$colnx <= \$nPile} {incr colnx 1} {

puts "\$colnx "

set npy 0

incr npila 1

if {[checkpileout \$npila] == 1} {

set Nodepile [open modelfiles/PileN\$npila.tcl w]

set Elepile [open modelfiles/PileE\$npila.tcl w]

}

set colx [expr 0-(\$nPile-1)*\$psepx/2.0+(\$colnx-1)*\$psepx]

if {\$includepiles == 1} {

puts \$fnode "#####"

puts \$fnode "# Nodes for pile \$npila"

```

puts $fmat "#####"
puts $fmat "# P-y materials for pile $npila"
puts $fpy "#####"
puts $fpy "# P-y elements for pile $npila"
puts $fpile "#####"
puts $fpile "# Elements for pile $npila"
puts $fmass "#####"
puts $fmass "# Pile $npila assigned mass"

#Se Genera los elementos py,Tz,qz en cada nudo de la pila

set pyinfo [open pileinfo/P$npila.txt r]
gets $pyinfo line
set slevel [lindex [split $line ,] 0]
close $pyinfo

set z $coll

# primer nudo en la punta de la pila
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $z"
puts $ffix "fix $nnode 0 0 1 0 0 1"
if {[checkpileout $npila] == 1} {
puts $frec "recorder Node -file Resultados/D$nnode.txt -time -node
$nnode -dof 1 2 3 disp"
puts $Nodepile "Resultados/D$nnode.txt,$z"
}

# nudo al final del py
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $z"
puts $ffix "fix $nnode 1 1 1 1 1 1"

# py element
incr nmat 1
puts $fmat "[getPY pileinfo/P$npila.txt $nmat $z [expr $pysep*$DIA]]"
incr nele 1
puts $fpy "element zeroLength $nele [expr $nnode-1] [expr $nnode] -mat
$nmat $nmat -dir 1 2 "

while {$z < $slevel && $z < [expr $cap1-$DIA]} {
set zp $z
set z [expr $z+$DIA*$pysep]
if {$z > $slevel} {
set z $slevel
}
if {$z > [expr $cap1-$DIA]} {
set z [expr $cap1-$DIA]
}

# nudo pila
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $z"

if {[checkpileout $npila] == 1} {
puts $frec "recorder Node -file Resultados/D$nnode.txt -time -node
$nnode -dof 1 2 3 disp"
puts $Nodepile "Resultados/D$nnode.txt,$z"
}

```

```

}
# nudo al final del py
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $z"
puts $ffix "fix $nnode 1 1 1 1 1 1"

# py element
incr nmat 1
puts $fmat "[getPY pileinfo/P$npila.txt $nmat $z [expr $pysep*$DIA]]"
incr nele 1
puts $fpy "element zeroLength $nele [expr $nnode-1] [expr $nnode] -mat
$nm1at $nm2at -dir 1 2 "

# elemento pila
incr nele 1
puts $fpile "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnode-1] [expr
$nnode-3] 2 $tag_pilote 1" ; #transformation 1
puts $fmass "mass $nnode [expr $mp*($z-$zp)] [expr $mp*($z-$zp)] [expr
$mp*($z-$zp)] 1e-6 1e-6 1e-6"
if {[checkpileout $npila] == 1} {
puts $frec "recorder Element -file Resultados/F$nele.txt -time -ele
$nele globalForce"
puts $Elepile "Resultados/F$nele.txt,$z"
}
}

# elemento libre
set flag 0
if {$z < [expr $cap1-$DIA]} {
set zp $z
set z [expr $cap1-$DIA]
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $z"
puts $fmass "mass $nnode [expr $mp*($z-$zp)] [expr $mp*($z-$zp)] [expr
$mp*($z-$zp)] 1e-6 1e-6 1e-6"
incr nele 1
puts $fpile "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnode] [expr
$nnode-2] 3 $tag_pilote 1"
set flag 1

if {[checkpileout $npila] == 1} {
puts $frec "recorder Node -file Resultados/D$nnode.txt -time -node
$nnode -dof 1 2 3 disp"
puts $Nodepile "Resultados/D$nnode.txt,$z"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/F$nele.txt -time -ele
$nele globalForce"
puts $Elepile "Resultados/F$nele.txt,$z"
}
}
}

if {$sincluedeapiles == 0} {
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $sslevel"
puts $ffix "fix $nnode 1 1 1 1 1 1"
set z $sslevel
set flag 1
}
}

```

```

set zp $z
set z $capl
incr nnode 1
puts $fnode "node $nnode $colx $coly $z"
incr nele 1
if {$flag == 0} {
puts $fpile "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnode] [expr
$nnode-2] 2 $tag_pilote 1"
} else {
puts $fpile "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnode] [expr
$nnode-1] 2 $tag_pilote 1"
}
puts $fmass "mass $nnode [expr $mp*($z-$zp)] [expr $mp*($z-$zp)] [expr
$mp*($z-$zp)] 1e-6 1e-6 1e-6"

if {[checkpileout $npila] == 1} {
puts $frec "recorder Node -file Resultados/D$nnode.txt -time -node
$nnode -dof 1 2 3 disp"
puts $Nodepile "Resultados/D$nnode.txt,$z"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/F$nele.txt -time -ele
$nele globalForce"
puts $Elepile "Resultados/F$nele.txt,$z"
# Strain and damage recorders
set rad [expr $DIA/2.0]
puts $frec "recorder Element -file Resultados/P$npila-Forc.txt -time -
ele $nele globalForce"
puts $frec "recorder Node -file Resultados/P$npila-Disp.txt -time -
node $nnode -dof 1 2 3 disp"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/P$npila-Curv.txt -time -
ele $nele section 1 deformation"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/P$npila-SSyp.txt -time -
ele $nele section 1 fiber $rad 0 stressStrain"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/P$npila-SSyn.txt -time -
ele $nele section 1 fiber -$rad 0 stressStrain"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/P$npila-SSxn.txt -time -
ele $nele section 1 fiber 0 $rad stressStrain"
puts $frec "recorder Element -file Resultados/P$npila-SSxp.txt -time -
ele $nele section 1 fiber 0 -$rad stressStrain"
}

if {$colnx > 1} {
incr nele
puts $fele "element nonlinearBeamColumn $nele $topnode $nnode 4
$tag_capbeam $ntran"
}

set topnode $nnode
set npiletop($colnx) $topnode

puts $floads "load $nnode 0 0 -$carga 0 0 0"
set masa [expr $carga/9.81]
puts $fmass "mass $nnode $masa $masa $masa 0 0 0"

puts $ffix "fix $nnode 0 0 0 1 1 1" ;# SOLO PARA PUERTO BOLIVAR

if {[checkpileout $npila] == 1} {
close $Nodepile

```



```

close $Elepile
}
}
close $floads
close $fnode
close $ffix
close $fmass
close $fpy
close $fmat
close $fsec
close $fpile
close $fele
close $frec

```

#Se llama al módulo Push con el cual se realiza en pushover y post procesador con el cual se obtiene las fuerzas y diagramas de desplazamiento en las pilas.

```

Source Push.tcl
source "src/Postprocessor.tcl"

```

Módulo Push

Pushover sobre modelo generado

```

file mkdir resultados
wipe

```

```

set dmax 100;# desplazamiento lateral en cm aplicados en el nudo
master del cabezal

```

```

source src/ensamblapila.tcl

```

```

#Fuezas verticales
pattern Plain 1 Linear {
source modelfiles/loads.tcl
}

```

```

test NormDispIncr 1.0e-6 100
algorithm Newton
system BandGeneral
constraints Transformation
numberer RCM
integrator LoadControl 0.1
analysis Static
set res [analyze 10]

```

```

puts "done gravity $res "

```

```

loadConst -time 0
source modelfiles/recorders.tcl

```

```

#Fuerza lateral transversal
pattern Plain 2 Linear {
for {set colnx 1} {$colnx <= $nPile} {incr colnx 1} {
load $npiletop($colnx) [expr 1/$nPile.0] 0 0 0 0 0
}
}
integrator DisplacementControl $npiletop(1) 1 0.01

```

```

analyze $dmax

#Se llama al módulo momento de curvature
source momentcurvature3d.tcl

set secTag 3
set axialLoad [expr -$carga]
set maxK [expr 2*.002/0.6*15]
set numIncr 100

# generacion de modelo
wipe

model basic -ndm 3 -ndf 6

source modelfiles/materials.tcl
source modelfiles/sections.tcl

# Define two nodes at (0,0)
node 1001 0.0 0.0 0.0
node 1002 0.0 0.0 0.0

# Fix all degrees of freedom except axial and bending
fix 1001 1 1 1 1 1 1
fix 1002 0 1 1 1 1 0

# Define element
#
# tag ndI ndJ secTag
element zeroLengthSection 2001 1001 1002 $secTag

# Create recorder
recorder Node -file Resultados/Mphi$secTag.out -time -node 1002
-dof 6 disp; # output moment (col 1) & curvature (col 2)

# Define constant axial load
pattern Plain 3001 "Constant" {
    load 1002 $axialLoad 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
}

# Define analysis parameters
integrator LoadControl 0 1 0 0
system SparseGeneral -piv; # Overkill, but may need the
pivoting!
test EnergyIncr 1.0e-9 10
numberer Plain
constraints Plain
algorithm Newton
analysis Static

# Do one analysis for constant axial load
analyze 1

# Define reference moment
pattern Plain 3002 "Linear" {
    load 1002 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0
}

# Compute curvature increment

```

```

set dK [expr $maxK/$numIncr]

# Use displacement control at node 1002 for section analysis,
dof 6
integrator DisplacementControl 1002 6 $dK 1 $dK $dK

# Do the section analysis
set ok [analyze $numIncr]

# -----if convergence
failure-----
set IDctrlNode 1002
set IDctrlDOF 6
set Dmax $maxK
set Dincr $dK
set TolStatic 1.e-9;
set testTypeStatic EnergyIncr
set maxNumIterStatic 6
set algorithmTypeStatic Newton
if {$ok != 0} {
    # if analysis fails, we try some other stuff, performance
    is slower inside this loop
    set Dstep 0.0;
    set ok 0
    while {$Dstep <= 1.0 && $ok == 0} {
        set controlDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF ]
        set Dstep [expr $controlDisp/$Dmax]
        set ok [analyze 1]; # this will
    return zero if no convergence problems were encountered
        if {$ok != 0} {; # reduce step
    size if still fails to converge
        set Nk 4; # reduce step size
        set DincrReduced [expr $Dincr/$Nk];
        integrator DisplacementControl $IDctrlNode
    $IDctrlDOF $DincrReduced
        for {set ik 1} {$ik <=$Nk} {incr ik 1} {
            set ok [analyze 1];
        # this will return zero if no convergence problems were
    encountered
            if {$ok != 0} {
                # if analysis fails, we try some
    other stuff
                # performance is slower inside this
    loop global maxNumIterStatic; # max no. of iterations
    performed before "failure to converge" is ret'd
                puts "Trying Newton with Initial
    Tangent .."
                test NormDispIncr $TolStatic
    2000 0
                algorithm Newton -initial
                set ok [analyze 1]
                test $testTypeStatic $TolStatic
    $maxNumIterStatic 0
                algorithm $algorithmTypeStatic
            }
            if {$ok != 0} {
                puts "Trying Broyden .."
                algorithm Broyden 8
                set ok [analyze 1 ]
            }
        }
    }
}

```

```

                                algorithm $algorithmTypeStatic
                                }
                                if {$ok != 0} {
puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
                                algorithm NewtonLineSearch 0.8
                                set ok [analyze 1]
                                algorithm $algorithmTypeStatic
                                }
                                if {$ok != 0} {; #
stop if still fails to converge
                                puts [format $fmt1 "PROBLEM"
$IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
                                return -1
                                }; # end if
                                }; # end for
                                integrator DisplacementControl $IDctrlNode
$IDctrlDOF $Dincr; # bring back to original increment
                                }; # end if
                                }; # end while loop
                                }; # end if ok !0
                                # -----
-----
                                global LunitTXT; # load time-unit text
                                if { [info exists LunitTXT] != 1} {set LunitTXT "Length"};
                                # set blank if it has not been defined previously.

                                set fmt1 "%s Pushover analysis: CtrlNode %.3i, dof %.1i,
Curv=%.4f /%s"; # format for screen/file output of DONE/PROBLEM
analysis
                                if {$ok != 0} {
                                    puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF
[nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
                                } else {
                                    puts [format $fmt1 "DONE" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp
$IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
                                }

```

Módulo postprocesador

Postprocesing procedures to get force and displacement diagrams in piles

```

proc profile {name Pile row col} {
puts "$name"
set fpron [open "resultados/$name" w]
#puts $fpron "PROFILE :: FILE $Pile COL $col ROW $row"
set fp [open $Pile]
foreach line [split [read $fp] \n] {
if {[llength $line] > 0} {
set line [split $line ,]
set fout [lindex $line 0]
set z [lindex $line 1]

#puts "$fout $z"

set foutn [open $fout]
set line [lindex [split [read $foutn] \n] $row]
set cmd [split $line]
set kla [llength $cmd]

```

```

    set kl 0
    for { set k 0 } { $k < $kla } { incr k } {
        # split sometimes splits up whitespace quantities
        if { [string length [lindex $cmd $k]] > 0 } {
            set cmd [lreplace $cmd $kl $kl [lindex $cmd $k]]
            incr kl
        }
    }
    set rval [lindex $cmd $col]
    close $foutn
    puts $fpron "$z $rval"
}
}

close $fpron
}

profile "DispP1_30.txt" "modelfiles/PileN1.tcl" 30 1
profile "DispP1_60.txt" "modelfiles/PileN1.tcl" 60 1
profile "DispP1_100.txt" "modelfiles/PileN1.tcl" 100 1

profile "M_P1_30.txt" "modelfiles/PileE1.tcl" 30 5
profile "M_P1_60.txt" "modelfiles/PileE1.tcl" 60 5
profile "M_P1_100.txt" "modelfiles/PileE1.tcl" 100 5

profile "V_P1_30.txt" "modelfiles/PileE1.tcl" 30 1
profile "V_P1_60.txt" "modelfiles/PileE1.tcl" 60 1
profile "V_P1_100.txt" "modelfiles/PileE1.tcl" 100 1

```