

Diseño De Pilas Y Estribos De Un Puente Aplicando La Norma AASHTO Para Las Condiciones De Ecuador

Design Of Piers And Abutments Of A Bridge Applying The AASHTO Standard For The Conditions Of Ecuador

Autores

Luis Tinerfe Hernández Rodríguez¹, Ángel Gómez Ashqui², Sandra Suntasig Catota³, Martha María Molina Padrón⁴

^{1,2,3} Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador

⁴ Investigadora en Puebla, México

¹e-mail: luis.hernandezr@epn.edu.ec, ²e-mail: edu.0893@hotmail.com, ³e-mail: sandrita_sjsc@hotmail.com,

⁴e-mail: marthammolinap@gmail.com

RESUMEN

El presente estudio plantea una propuesta de diseño de subestructuras de puentes especificados en la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) aplicados a las condiciones de Ecuador, tomando como referencia especificaciones de la normativa ecuatoriana y además, normas de países vecinos como Perú y Colombia y documentos con información relevante del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador asociada al tema de estudio, de donde se extrajo todo lo necesario referente a las cargas en general y particularizando en sismo, viento e influencia de ríos, estableciéndose criterios de diseño para la adaptación de ciertos parámetros como el sismo y el viento, que se utilizaron para generar una guía con el procedimiento de diseño para pilas y estribos de hormigón armado propuesto para el Ecuador. Posteriormente se pasó a la realización de un ejemplo de aplicación de un intercambiador de hormigón armado, donde acoplados con la guía de diseño realizada, se establecieron las consideraciones en cuanto a cargas, combinaciones de carga y los estados límite aplicables, realizándose el chequeo al deslizamiento y volcamiento del estribo y el diseño de la pantalla del mismo, así como el diseño del cabezal y cuerpo de pila, concluyéndose que la AASHTO puede adaptarse a las condiciones de Ecuador con las modificaciones planteadas en este trabajo y que el valor de la carga de viento usando la metodología de cálculo da resultados inferiores en comparación con la carga de sismo, siendo el sismo determinante en el diseño de las subestructuras.

Palabras claves: estribos, pilas, puente, subestructura.

ABSTRACT

The present study proposes a design proposal for bridge substructures specified in the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) applied to the conditions of Ecuador, taking as reference specifications from Ecuadorian regulations and also, regulations from neighboring countries such as Peru. and Colombia and documents with relevant information from the Ministry of Transportation and Public Works of Ecuador associated with the subject of study, from which everything necessary was extracted regarding loads in general and particularizing in earthquake, wind and influence of rivers, establishing design criteria. for the adaptation of certain parameters such as earthquake and wind, which were used to generate a guide with the design procedure for reinforced concrete piers and abutments proposed for Ecuador. Subsequently, an example of the application of a reinforced concrete exchanger was carried out, where coupled with the design guide made, the considerations regarding loads, load combinations and the applicable limit states were established, performing the slip check. and overturning of the abutment and the design of its screen, as well as the design of the head and body of the pile, concluding that the AASHTO can adapt to the conditions of Ecuador with the modifications proposed in this work and that the value of the load of wind using the calculation methodology gives inferior results compared to the earthquake load, the earthquake being decisive in the design of the substructures.

Keywords: abutments, piers, bridge, substructure.

Nota Editorial: Recibido: Abril 2024 Aceptado: Mayo 2024

1. INTRODUCTION

En la última década ha aumentado la construcción y rehabilitación de las carreteras en el Ecuador y por ende la construcción de puentes, los cuáles han sido diseñados bajo normas internacionales como la AASHTO [1] y tomando algunos parámetros definidos en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) [2], [3] y de Vialidad, (NEVI) [4], pero estas últimas no son suficientes debido a que son especificaciones técnicas para la construcción de edificaciones, mas no para el diseño de puentes.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas –MTO del Ecuador, es el ente rector del Sistema Nacional del Transporte Multimodal, teniendo dentro de sus actividades la de llevar adelante la planificación, el diseño, construcción y mantenimiento vial de la red estatal [5].

Un puente es una obra indispensable y necesaria para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía, por esta causa la destrucción de un puente es grave, ya que puede dejar pueblos incomunicados afectándose la funcionalidad y la economía de los mismos [6]. Un grupo de profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional visitó a Pedernales, Bahía de Caráquez y Manta después del sismo del 2016, observándose en el recorrido que en los puentes que colapsaron, los elementos que fallaron fueron las pilas y no se observó mayor daño en la superestructura, por lo que el presente trabajo busca proponer un diseño racional, económico y sobre todo sismo resistente de las subestructuras de puentes de hormigón armado.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción [2] en el capítulo de peligro sísmico indica que, para diseño sismo resistente de puentes se adoptará la norma AASHTO. El inconveniente está en que esta última está hecha para las condiciones específicas de Estados Unidos, las cuales no todas son similares a las de Ecuador.

Si bien los diseños con la norma AASHTO son utilizables para el país, no consideran las condiciones específicas del Ecuador, por lo que en algunos casos se puede dar un subdimensionamiento o sobredimensionamiento de las estructuras, afectando el servicio o costo de las mismas.

Existen parámetros incluidos en la metodología de diseño que varían según la zona, es notable que países de Sudamérica tienen una afectación diferente a Estados Unidos en cuanto a sismos, viento y otros parámetros [7]. Estos pasarán a ser analizados y comparados con los descritos en la norma AASHTO para establecer criterios propios del uso de los mismos.

En los puentes las pilas y los estribos son elementos que deben resistir, además de las cargas verticales, fuerzas horizontales debido a sismo y viento [8]. Para el análisis sísmico se sigue un comportamiento sísmico no lineal de las estructuras de hormigón armado [9].

La construcción de un puente sobre un río requiere el análisis de parámetros hidrológicos e hidráulicos del curso de agua en el lugar de emplazamiento del puente [8]. Dentro del estudio hidrológico se abordarán de manera teórica los temas de caudales y calados máximos de crecida, así también la velocidad media del flujo en ríos [6]. Para el estudio de la parte hidráulica se abordará los temas de socavación local en pilas y estribos y la determinación de las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el flujo sobre las subestructuras de los puentes [10], [11].

En Colombia y Perú, países con fronteras con Ecuador, ya existe una adaptación de la AASHTO a las condiciones específicas de los mismos para el diseño de puentes [12], [13], por lo que en Ecuador nace el interés de realizar trabajos investigativos donde se puedan considerar los parámetros y condiciones propias del país en el diseño de puentes.

Existe como antecedentes estudios desarrollados en la Escuela Politécnica Nacional en Ecuador enfocados a la superestructura de puentes como el de Benavides et al. [14] y Mediavilla et al. [15]. Con este trabajo se busca dar continuación a los anteriores con el cálculo de subestructuras de puentes, que comprende pilas y estribos de hormigón armado excluyendo la cimentación, enfocándose en el diseño sismo resistente de estos elementos y utilizando la AASHTO, pero teniendo en cuenta las condiciones específicas y normativas del país, así como los criterios presentados por Gombosuren et al. [16], Wei et al. [17] y Arroyo et al. [18].

El objetivo de la presente investigación es desarrollar una propuesta de diseño de subestructuras de puentes en Ecuador mediante la interrelación de las normas AASHTO [1] con la NEC [2], [3] y la NEVI [4] para la adaptación de criterios de diseño a las condiciones de la zona.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Análisis Sísmico

En la NEC-SE-DS [2], relacionado a las curvas de peligro sísmico indica que, para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. En el presente estudio se utilizan las curvas de peligro sísmico para la construcción del espectro de aceleraciones de respuesta. Para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años el período de retorno es de 1000 años con el 5% de amortiguamiento requerido por la AASHTO [1].

Las curvas de peligro sísmico se definen en base a un suelo tipo roca, los factores de amplificación del suelo presentados en la NEC-SE-DS [2] presentan un valor de 1 para suelos tipo B por lo que este tipo de suelo es el que se considera tipo roca de rigidez media para obras de ingeniería civil. Para el caso de los otros tipos de suelo se debe realizar un estudio de factores de amplificación de suelo correspondientes a un período de retorno dado, esto con el fin de adaptar el espectro de respuesta a un tipo de suelo requerido. Para la revisión de la socavación interviene el tipo de suelo, pero en el ejemplo de cálculo desarrollado es este trabajo es un intercambiador y no se considera el diseño del cimiento, por lo que esto no se analiza.

La AASHTO [1] presenta una clasificación según la importancia de los puentes, pero cabe recalcar que en los comentarios se resalta que es un proceso que se deja a criterio del propietario o las personas que tengan la jurisdicción en el proyecto, es decir, que no es una clasificación a seguir, más bien es un criterio adoptado para categorizar los puentes.

Según la categoría operacional se clasifican en:

Puentes críticos: son aquellos que deben permanecer abiertos a todo el tráfico después del terremoto de diseño y ser utilizables por vehículos de emergencia y para fines de seguridad / defensa inmediatamente después de un gran terremoto.

Puentes esenciales: son aquellos que, como mínimo, deben estar abiertos a vehículos de emergencia y para fines de seguridad / defensa inmediatamente después del terremoto de diseño.

Otros: todos aquellos que no entren en las dos categorías anteriores.

Una vez establecido la categoría operacional se procede a definir la zona sísmica según la AASHTO en función del parámetro SD1. Este se calcula por la ecuación (1), donde: $S1$ es la aceleración para un periodo $T = 1$ s y se obtiene de las curvas de peligro sísmico para capital de provincia y Fv es el factor de sitio para intervalos de períodos de vibración largos.

$$SD1 = Fv \cdot S1 \quad (1)$$

Para la selección del método de análisis sísmico, que, depende de la zona sísmica, la regularidad y la clasificación operacional de los puentes se utiliza la tabla 1 tomada de la AASHTO [1]. La regularidad está en función del número de tramos y además la distribución de peso y rigidez, los puentes regulares son aquellos que tienen hasta siete tramos sin cambios abruptos de geometría, peso o rigidez.

Tabla 1: Requisitos mínimos de análisis por efectos sísmicos [1]

Zona sísmica	Puentes de un tramo	Puentes de varios tramos					
		Otros		Esenciales		Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No requieren análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Donde:

UL: método elástico de carga uniforme.

SM: método elástico unimodal.

MM: método elástico multimodal.

TH: método tiempo-historia.

Para el método de carga uniforme, método unimodal y método multimodal la determinación de la fuerza sísmica está en función del coeficiente C_{sm} , el valor de S_a que es la aceleración al periodo T calculado y obtenido del espectro de respuesta determinado para Ecuador.

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras se determinarán dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta R, valores dados por la tabla 2 tomada de la AASHTO [1], estos factores toman en cuenta la ductilidad y desempeño que debe tener un puente y en la norma ecuatoriana no existe una categoría para puentes que estudie este factor.

Tabla 2: Valores del factor de reducción, R

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro-mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
- Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
- Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Caballete de pilotes de acero o pilotes			
- Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
- Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Caballetes multicolumna	1.5	3.5	5.0

2.2. Análisis De Cargas De Viento

Los capítulos 26, 27, 28, 29, 30 y 31 de la norma ASCE7-22 [19] contienen los métodos para el cálculo de las fuerzas de viento para edificios y otras estructuras, las cuales deberán diseñarse y construirse para resistir las cargas de viento determinadas de acuerdo con estos. Esta, en la sección C26.1.2 dice que los métodos propuestos para edificios y otras estructuras tiene sus limitaciones y en el inciso 4 se describe que no aplica para puentes, ya que para este caso se necesita otras normas aprobadas o estudios especiales utilizando literatura reconocida de efectos del viento en puentes.

Los parámetros utilizados en los procedimientos de la ASCE/SEI 7-22 [19] son el resultado de estudios específicos para edificios y otras estructuras donde el viento toma gran importancia y no tienen relación con los parámetros dados por la norma AASHTO [1] en el cálculo de las cargas por viento. Por lo anterior se concluye que la norma no es válida para puentes en el cálculo de las fuerzas de viento, debido a que no tiene un estudio específico para este tipo de estructuras y además la misma norma nos alerta que en sus limitaciones se encuentran los puentes.

La NEC-SE-CG [3] tiene un estudio más simple para el cálculo de las fuerzas de viento, los coeficientes que usa en su metodología están deducidos de un estudio solo para edificios. Por lo que esta también es inadecuada para puentes en el caso del cálculo de las fuerzas de viento ya que no tiene un estudio específico para este tipo de estructuras.

Para el cálculo de las cargas de viento, en las normas para diseño de puentes de Perú [13] y Colombia [12], se describe una metodología más propia para la región, la cual difiere un poco de la AASHTO [1] y por esta razón serán las utilizadas.

2.3. Influencia De Ríos

Para el diseño de puentes sobre un río es importante la determinación de todas las cargas hidráulicas actuantes, y el análisis de socavación tanto en pilas como estribos. Para ello es indispensable un estudio hidrológico e hidráulico en el lugar de emplazamiento del puente. Los parámetros hidrológicos para tener en cuenta son los caudales máximos asociados a un período de retorno, calados correspondientes a dicho caudal y la velocidad media del flujo [10].

El cálculo de los caudales máximos es importante para proyectos de aprovechamiento, control de crecidas, diseño de sistemas de alcantarillados y saneamiento, diseño de puentes, entre otras. Están relacionados a un período de retorno. Para vías de poca importancia se justifica períodos de retorno de 25 a 50 años, en vías de importancia media 100 años y en vías de gran importancia de 100 a 200 años. Para la estimación del caudal máximo se puede aplicar el método estadístico probabilístico o el método racional [10].

Se requiere conocer la velocidad media del agua que choca con las pilas y estribos para con ella estimar las fuerzas hidrodinámicas sobre las mismas. En esta sección se presentan métodos para la estimación de la velocidad media del flujo. Para el cálculo se puede aplicar la ecuación de continuidad o la ecuación de Manning.

El cálculo de la socavación es un parámetro indispensable para analizar en el diseño de puentes sobre ríos, se debe considerar tanto la socavación local como la socavación general, el alcance de este estudio abarca el análisis de la socavación local en pilas y estribos, según Rodríguez Díaz [11], para así determinar la profundidad de cimentación de estos.

2.4. Estados Límite Y Combinación De Cargas

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer la ecuación (2). Para el caso donde se requiere valor máximo de factor de carga se utiliza la ecuación (3) y donde se requiere valor mínimo de γ_i la ecuación (4).

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q \leq \phi \cdot R_n = R_r \quad (2)$$

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95 \quad (3)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (4)$$

Donde:

γ_i : factor de carga.

Q: sollicitación actuante.

ϕ : factor de resistencia.

R_n : resistencia nominal.

R_r : resistencia de diseño.

η_i : factor modificador de cargas.

η_D : factor modificador por ductilidad.

η_R : factor modificador por redundancia.

η_I : factor modificador por importancia operativa.

Existen 13 estados límites descritos en la AASHTO [1] pero no todos son aplicables para el diseño de subestructuras. Para el caso de estribos y pilas de hormigón armado se aplicarán los siguientes estados límites de acuerdo con la descripción que se presenta a continuación:

Resistencia I: Combinación de cargas básica, relacionada con el uso vehicular normal del puente sin tomar en consideración la carga de viento.

Resistencia III: Combinación de carga que considera vientos mayores a 24,6 m/s.

Resistencia V: Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente que toma en consideración un viento de 24,6 m/s.

Extremo I: Combinación de carga que toma en consideración el sismo.

Extremo II: Combinación de carga que toma en cuenta colisión de embarcaciones, colisión de vehículos y eventos hidráulicos.

Servicio I: Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente que toma en consideración un viento de 24.6 m/s y con todas las cargas con sus valores nominales.

2.5. Diseño De Pilas

La AASHTO [1] no da recomendaciones para el **Pre-dimensionamiento** de las pilas, por lo que se pueden presentar dificultades a la hora de realizarlo. Bellido de Luna [20] da recomendaciones generales para esto de acuerdo con las experiencias pasadas para un sitio en particular, planteando para pilas circulares macizas en voladizo que el diámetro esté entre los valores de la ecuación (5):

$$(H \cdot L)^{0.05} \leq D \leq (HL)^{0.1} \quad (5)$$

Donde:

H: altura de la pila [m].

L: longitud mayor del tablero adyacente [m].

Las cargas verticales a considerar son: Peso propio de la pila y peso de la superestructura DC; Peso del asfalto DW y Carga viva en la superestructura más impacto LL+IM.

Las cargas horizontales a considerar son: Fuerza de frenado BR; Fuerzas de viento sobre la estructura WS y sobre la carga viva, que son los vehículos sobre el puente WL; Fuerzas de sismo EQ que considera la fuerza sísmica proveniente de la inercia de la pila, fuerza sísmica proveniente de la superestructura y carga hidrodinámica en presencia de sismo; Cargas de deformaciones superpuestas las que considera deformaciones por fluencia lenta del hormigón CR, contracción diferencial BH y temperatura uniforme TU; Colisión de vehículos CT y Cargas hidráulicas WA.

Para el diseño de la viga cabezal de la pila se debe realizar:

- a) Diseño a flexión, el cual considera:
 - Capacidad a flexión.
 - Verificación del acero máximo.
 - Verificación del acero mínimo.
 - Acero positivo.
 - Acero por contracción y temperatura.
 - Limitación de fisuración por distribución de armadura.
 - Limitación de la fisuración del alma.
- b) Diseño a corte, el cual considera:
 - Peralte de corte efectivo.
 - Cortante nominal resistente del concreto.
 - Cortante nominal resistente del acero.
 - Cortante resistente total.
 - Refuerzo transversal mínimo.

Para el diseño del cuerpo de la pila se debe realizar:

- a) Diseño a flexo compresión, el cual considera:
 - Refuerzo mínimo y máximo a flexo compresión en zonas sísmicas.
 - Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez.
 - Mayoración de los momentos por efectos de esbeltez.
 - Solicitaciones últimas.
 - Capacidad de la sección mediante curva de interacción carga – momento.
- b) Diseño a corte, el cual considera:
 - Determinación de cortante último.
 - Cortante nominal resistente del concreto.
 - Cortante nominal resistente del acero.
 - Cortante resistente total.
 - Refuerzo transversal mínimo.
 - Refuerzo transversal para confinamiento en rótulas plásticas.

2.6. Diseños De Estribos

En el caso del estribo existen dimensiones especificadas por varios autores debido a la experiencia en el diseño de muros que permiten su Pre-dimensionamiento, y de estos se seleccionan los criterios de Rodríguez Serquén [6]. La altura del estribo H está en función de los gálibos verticales requeridos. El gálibo vertical es la altura requerida para el paso del tráfico vehicular, que no debe ser menor que 5.50 m. En el caso de puentes sobre ríos no será menor de 1.50m sobre el nivel máximo de agua o de ser vías navegables las alturas correspondientes de gálibos verticales serán las que permitan el paso de las embarcaciones [1]. Además, para definir el valor de H se debe considerar la superestructura y la profundidad de cimentación.

Las cargas verticales a considerar son: peso de la superestructura DCs; peso del asfalto DW; peso propio del estribo DCe; peso de la losa de transición o aproche DCI; presión vertical de peso del relleno EV; carga viva en la superestructura más impacto LL+IM y sobrecarga por carga viva en el suelo LS1.

Las cargas horizontales a considerar son: presión lateral activa E_a ; presión lateral activa considerando efectos sísmicos ΔE ; empuje de tierra por losa de aproximación EHI; sobrecarga de carga viva LS2; fuerza inercial del estribo PIR; fuerzas de sismo EQ; fuerzas de viento WS, WL; fuerza de frenado BR; cargas CR, BH, TU; colisión de vehículos CT y cargas hidráulicas WA.

Revisión de estabilidad al volcamiento: La resultante de las fuerzas debe tener cierta excentricidad (e) permitida con referencia al punto de la base donde se realiza el chequeo al vuelco, que se corresponde con la punta del estribo. Para el estado límite de resistencia debe estar dentro de los dos tercios de la mitad de la base, de ser suelo rocoso debe estar dentro de nueve décimos de la mitad de la base. Para el estado límite de evento extremo I si se utiliza un $\gamma_{EQ} = 0$ debe estar dentro de los dos tercios de la mitad de la base, y si se utiliza un $\gamma_{EQ} = 1,0$ debe estar dentro de ocho décimos de la mitad de la base, para valores de $0 \leq \gamma_{EQ} \leq 1,0$ se debe interpolar. Es el factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

Revisión de estabilidad al deslizamiento: La resistencia al deslizamiento se calcula con la ecuación (6), y debe ser igual o mayor a la carga aplicada horizontal total.

$$R_R = \varphi_\tau \cdot R_\tau + \varphi_{EP} \cdot R_{EP} \quad (6)$$

Donde:

φ_τ : factor de resistencia al corte suelo-cimiento.

R_τ : resistencia nominal al deslizamiento suelo-cimiento, [kN].

φ_{EP} : factor de resistencia para la presión pasiva

R_{EP} : resistencia nominal pasiva del suelo, [kN].

γ_{EQ} : factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

Para el diseño de la pantalla se debe realizar:

- a) Diseño a flexión, el cual considera:
 - Capacidad a flexión.
 - Verificación del acero máximo.
 - Verificación del acero mínimo.
 - Acero por contracción y temperatura.
 - Limitación de fisuración por distribución de armadura
- b) Diseño a corte, el cual considera:
 - Peralte de corte efectivo.
 - Cortante nominal resistente del concreto.
 - Cortante nominal resistente del acero.
 - Cortante resistente total.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Para ilustrar la metodología anteriormente expuesta se desarrolla de forma general un ejemplo de cálculo donde se diseña la subestructura de un puente viga losa de hormigón armado para un intercambiador de 36 m, en Ambato, con las siguientes características.

- Con vientos iguales o menores a 24,6km/h.
- Peso específico del concreto 24 kN/m³, resistencia a la compresión 30 MPa, módulo de elasticidad 2,85·10⁴ MPa.
- Esfuerzo de fluencia del acero 420 MPa, módulo de elasticidad del acero 2,0·10⁵ MPa.
- El intercambiador está ubicado en una zona con suelo tipo B, con perfil de roca de rigidez media, por lo que este será el utilizado en el diseño sismo resistente,
- Para el relleno detrás del estribo se usará un suelo no cohesivo, con peso específico del suelo 16,67 kN/m³, ángulo de fricción interna $\theta=30^\circ$, ángulo entre el estribo y el suelo de relleno $\delta=25^\circ$.
- El puente está clasificado en la categoría "otros" y es de dos vanos con una pila intermedia como se muestra en la Figura 1, por lo tanto, se aplica el método elástico unimodal para el cálculo de las fuerzas sísmicas provenientes de la superestructura. El factor de reducción de fuerza sísmica, R, es: R=2 para muros y R=3 para pilas tipo columnas.
- El diseño y detalle del puente es convencional y es un puente típico con niveles convencionales de redundancia, por lo tanto: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$.
- Para cada vano en su tablero hay tres diafragmas de 0,25x0,95x4,8 m.
- Peso de la barrera tipo New Jersey 4,61 kN/m. Con un área de su sección transversal de 0,191 m².

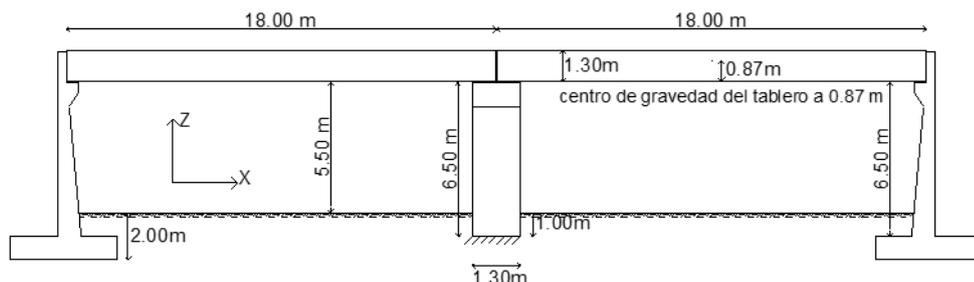


Figura 1: Vista longitudinal del puente, plano X-Z

El pre-dimensionamiento de la pila se realiza como se describe en la sección 2.5 y para el estribo como se describe en la sección 2.6 de este documento. En la figura 2 se muestra el Pre-dimensionamiento.

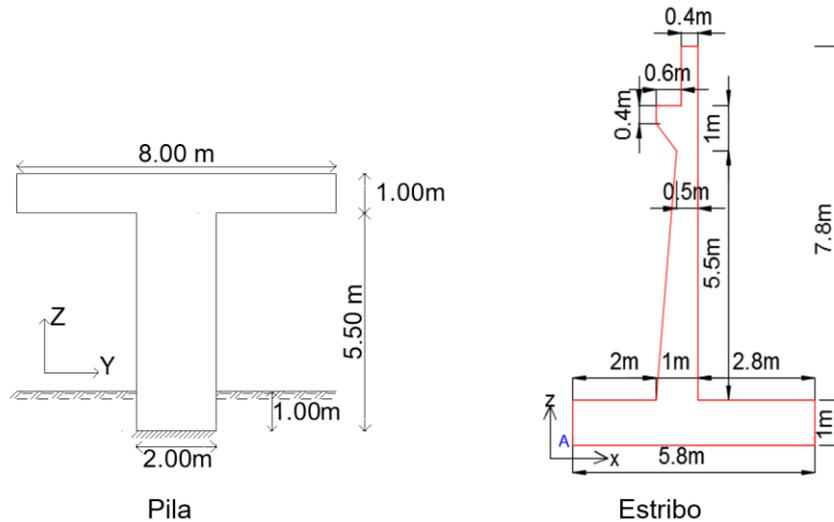


Figura 2: Pre-dimensionamiento de pila y estribos

Para el diseño de la pila se calcula todas las cargas horizontales y verticales actuantes sobre la pila, en las tablas 3 y 4 se resumen las cargas con sus respectivos factores de cargas.

Tabla 3: Resumen de cargas horizontales sobre la pila

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO Y-Z						RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO X-Z					
TIPO	CARGA (kN)	FACTOR DE CARGA γ				TIPO	CARGA (kN)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I			RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
WL	26,48	0	1	0	1	BR	220,65	1,75	1,35	0,5	1
WS	91,30	0	0,4	0	0,3	WL	10,59	0	1	0	1
WS	21,08	0	0,4	0	0,3	WS	13,73	0	0,4	0	0,3
EQ	729,91	0	0	1	0	WS	32,56	0	0,4	0	0,3
EQ	231,54	0	0	1	0	EQ	722,55	0	0	1	0
						EQ	231,54	0	0	1	0

Tabla 4: Resumen de cargas verticales sobre la pila

RESUMEN DE CARGAS					
TIPO	CARGA (kN/m)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
DC	271,25	1,25	1,25	1,25	1
DW	19,91	1,5	1,5	1,5	1
LL+IM	238,50	1,75	1,35	0,5	1

Para el Diseño de la viga cabezal las cargas que intervienen son únicamente las cargas verticales. El diseño a flexión se realiza en la sección de la cara de la columna y el diseño a corte se hace en la sección ubicada a una distancia igual al peralte efectivo por corte (d_v), medido desde la cara del apoyo que se corresponde con la pila. Para el diseño a flexión se resume en la tabla 5 a la izquierda los momentos últimos según los estados límites de resistencia, se observa que el caso crítico es el estado límite de resistencia I con un momento igual a 3 538,34 kN m y es el momento para el cual se diseña el acero longitudinal del cabezal.

La sección crítica para el diseño a corte estará a 87,32 cm de la cara de la pila y a 212,68 cm del extremo del cabezal. En la tabla 5 a la derecha se resumen los cortantes últimos según los estados límites de resistencia, se observa que el caso crítico es el límite de resistencia I con un cortante igual a 1672,30 kN y es cortante para el cual se diseña el acero transversal a corte. Se presenta en la figura 3 la viga cabezal armada:

Tabla 5: Momentos y cortes últimos para el diseño de la viga cabezal

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES						CORTES ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES							
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA EQUIV. (kN)	Y	Y (m)	Mu (kN m)	ΣMu (kN m)	ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (kN/m)	V SECCIÓN CRÍTICA	Y	Vu (kN)	ΣVu (kN)
RESISTENCIA I	DC	813,76	1,25	1,5	1525,79	3538,34	DC	271,25	576,90	1,25	721,12	1672,30	
	DW	59,72	1,5	1,5	134,38		DW	19,91	42,34	1,5	63,51		
	LL+IM	715,49	1,75	1,5	1878,17		LL+IM	238,50	507,24	1,75	887,66		
RESISTENCIA V	DC	813,76	1,25	1,5	1525,79	3109,04	DC	271,25	576,90	1,25	721,12	1469,40	
	DW	59,72	1,5	1,5	134,38		DW	19,91	42,34	1,5	63,51		
	LL+IM	715,49	1,35	1,5	1448,87		LL+IM	238,50	507,24	1,35	684,77		
EXTREMO I	DC	813,76	1,25	1,5	1525,79	2196,79	DC	271,25	576,90	1,25	721,12	1038,25	
	DW	59,72	1,5	1,5	134,38		DW	19,91	42,34	1,5	63,51		
	LL+IM	715,49	0,5	1,5	536,62		LL+IM	238,50	507,24	0,5	253,62		
SERVICIO I	DC	813,76	1	1,5	1220,63	2383,46	DC	271,25	576,90	1	576,90	1126,47	
	DW	59,72	1	1,5	89,58		DW	19,91	42,34	1	42,34		
	LL+IM	715,49	1	1,5	1073,24		LL+IM	238,50	507,24	1	507,24		

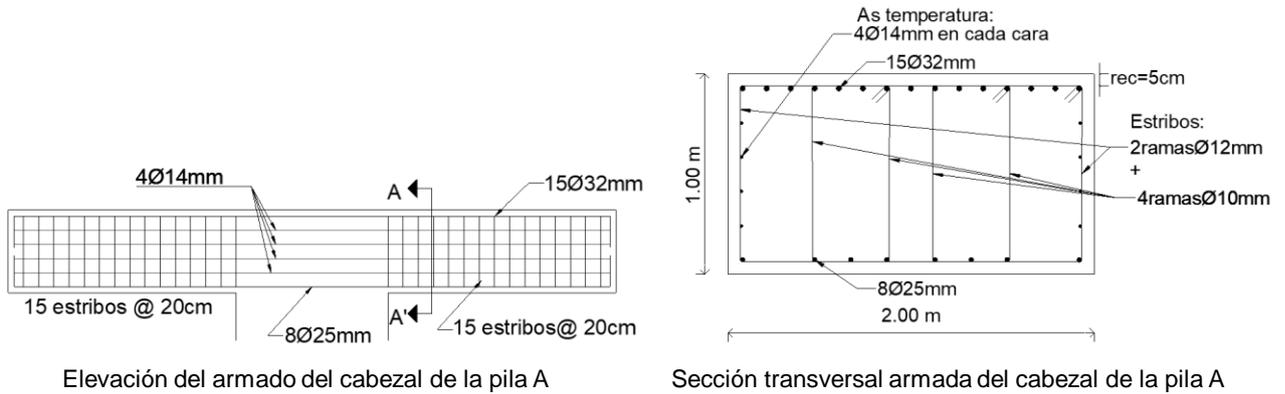


Figura 3: Sección final diseñada de la viga cabezal de la pila

Para el diseño a flexo compresión de la pila se resume en la tabla 6 las cargas axiales últimas y en la tabla 7 los momentos últimos en la base de la pila.

Tabla 6: Carga axial última sobre la pila

CARGA AXIAL ÚLTIMA SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES					
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (kN)	Y	Pu (kN)	ΣPu (kN)
RESISTENCIA I	DC	798,56	1,25	998,19	6291,14
	DC	1786,38	1,25	2232,97	
	DW	158,87	1,25	198,58	
	LL+IM	1907,59	1,5	2861,38	
RESISTENCIA V	DC	798,56	1,25	998,19	6707,43
	DC	1786,38	1,75	3126,16	
	DW	158,87	1,25	198,58	
	LL+IM	1907,59	1,25	2384,49	
EXTREMO I	DC	798,56	1,25	998,19	6276,72
	DC	1786,38	1,5	2679,57	
	DW	158,87	1,35	214,47	
	LL+IM	1907,59	1,25	2384,49	
SERVICIO I	DC	798,56	1	798,56	4223,63
	DC	1786,38	1,25	2232,97	
	DW	158,87	1,5	238,30	
	LL+IM	1907,59	0,5	953,79	

Tabla 7: Momentos últimos según los estados límites sobre la pila

MOMENTOS ÚLTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO Y-Z							MOMENTOS ÚLTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO X-Z						
ESTADOS LÍMITES	TIP O	CARGA (kN)	Y	Z (m)	M u (kN m)	ΣM u (kN m)	ESTADOS LÍMITES	TIP O	CARGA (kN)	Y	Z (m)	M u (kN m)	ΣM u (kN m)
RESISTENCIA I	WL	26,48	0	9,6	0,00	0,00	RESISTENCIA I	BR	220,65	1,75	9,6	3706,91	3706,91
	WS	91,30	0	7,56	0,00			WL	10,59	0	9,6	0,00	
	WS	21,08	0	3,75	0,00			WS	13,73	0	7,15	0,00	
	EQ	729,91	0	7,37	0,00			WS	32,56	0	4,54	0,00	
	EQ	231,54	0	4,31	0,00			EQ	722,55	0	7,37	0,00	
RESISTENCIA V	WL	26,48	1	9,6	254,19	561,91	RESISTENCIA V	BR	220,65	1,35	9,6	2859,62	3059,69
	WS	91,30	0,4	7,56	276,09			WL	10,59	1	9,6	101,68	
	WS	21,08	0,4	3,75	31,63			WS	13,73	0,4	7,15	39,27	
	EQ	729,91	0	7,37	0,00			WS	32,56	0,4	4,54	59,13	
	EQ	231,54	0	4,31	0,00			EQ	722,55	0	7,37	0,00	
EXTREMO I	WL	26,48	0	9,6	0,00	6377,34	EXTREMO I	BR	220,65	0,5	9,6	1059,12	7382,26
	WS	91,30	0	7,56	0,00			WL	10,59	0	9,6	0,00	
	WS	21,08	0	3,75	0,00			WS	13,73	0	7,15	0,00	
	EQ	729,91	1	7,37	5379,43			WS	32,56	0	4,54	0,00	
	EQ	231,54	1	4,31	997,92			EQ	722,55	1	7,37	5325,22	
SERVICIO I	WL	26,48	1	9,6	254,19	484,98	SERVICIO I	BR	220,65	1	9,6	2118,24	2293,71
	WS	91,30	0,3	7,56	207,07			WL	10,59	1	9,6	101,68	
	WS	21,08	0,3	3,75	23,72			WS	13,73	0,3	7,15	29,45	
	EQ	729,91	0	7,37	0,00			WS	32,56	0,3	4,54	44,34	
	EQ	231,54	0	4,31	0,00			EQ	722,55	0	7,37	0,00	
							EO	231,54	0	4,31	0,00		

Para el diseño a cortante, el corte último se calcula en base a la capacidad de la sección y en este caso corresponde a un corte último igual a 3 620,91 kN. A continuación, se presenta en la figura 4 el cuerpo de la pila armado:

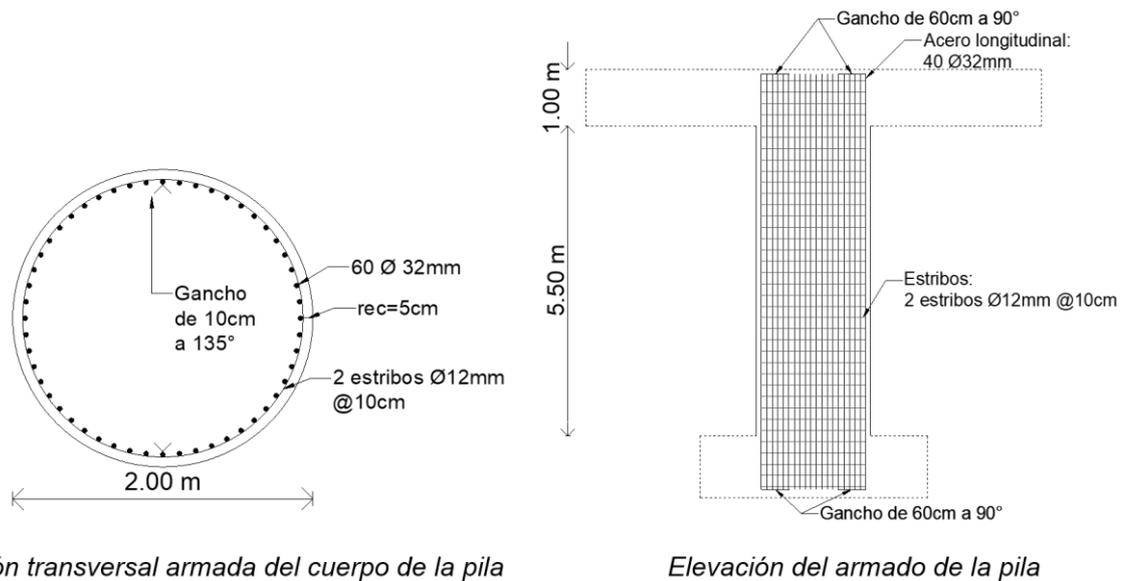


Figura 4: Armado del cuerpo de la pila

Para el Diseño de los estribos, los valores de las cargas verticales y horizontales, para un metro lineal de longitud, se muestran en la tabla 8. Para las cargas horizontales el efecto más desfavorable se corresponde a la carga del sismo actuando junto con el empuje del suelo.

Tabla 8: Valores de cargas verticales y horizontales actuantes en el estribo

FUERZAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		
CARGA	TIPO	(kN/m)	CARGA	TIPO	(kN/m)
DCs	DC	110,03	Eax	EH	165,34
DW	DW	9,90	ΔEx	EQ	154,16
DCe	DC	271,06	EHx	EH	11,08
DCI	DC	13,44	LS2x	LS	23,05
EV	EV	389,13	0.5PIR	EQ	95,71
LL+IM	LL+IM	217,61	EQ	EQ	122,29
LS1	LS	28,05	WSs	WS	0,88
Eaz	EH	77,08	WSe	WS	-10,49
ΔEz	EQ	71,88	WL	WL	0,66
EHlz	EH	5,20	BR	BR	27,56
LS2z	LS	10,79			

Para realizar las combinaciones de carga y obtener las condiciones críticas se establecen dos casos:

Caso (a): Para el chequeo a vuelco y deslizamiento se toman los factores de carga de las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de la AASHTO (2020). De esta forma, para el estado límite de Evento Extremo I, que fue el valor crítico, se utilizan los valores de coeficiente de carga igual a 1 para todas, excepto para la carga viva que se usa 0.5. Para el estado límite de Resistencia I se usa para el empuje horizontal EH un coeficiente de carga igual a 1 y para las demás cargas los factores máximos para las desestabilizadoras y los mínimos para las estabilizadoras, generando la condición más crítica en este estado límite.

Caso (b): Para el diseño se considera valores máximos de los factores de carga para todas las cargas actuantes en el elemento.

El chequeo al vuelco se muestra en la tabla 9 (a) y se realiza en base a la punta del estribo, el que se corresponde con el punto A de la figura 2. Para cumplir se debe asegurar que la excentricidad de la resultante debe estar dentro de la excentricidad máxima permitida. Dado que no se cumple la condición en el estado de **Evento Extremo Ia y Evento Extremo Ib** se procede a añadir un diente de 1 mx1 m, luego se procede al cálculo de la carga pasiva solo en el diente, y así cumplir la condición de que la carga resistente sea mayor que la carga actuante.

Se realiza el chequeo al deslizamiento de la base del estribo, se debe cumplir que la fuerza actuante debe ser menor a la fuerza resistente. En la tabla 9 (b) se muestra el chequeo del deslizamiento. Dado que no se cumple la condición en el estado de **Evento Extremo Ia y Evento Extremo Ib** se procede a añadir un diente de 1 m x 1 m, luego se procede al cálculo de la carga pasiva solo en el diente, y así cumplir la condición de que la carga resistente sea mayor que la carga actuante.

Tabla 9: Chequeo al volcamiento y deslizamiento del estribo

(a) chequeo del volcamiento									(b) chequeo del deslizamiento				
Estado límite	V (kN/m)	Mv (kNm/m)	Mh (kNm/m)	$x_o = \frac{Mv - Mh}{V}$ (m)	A		B		Estado límite	V (kN/m)	Resistente R _R (kN/m)	Actuante H(kN/m)	Actuante-Resistente
					$e = \frac{B}{2} - x_o$ (m)	x_o	$e_{máx}$ (m)	$A \leq B$					
Resistencia Ia	1224,38	3979,37	1467,03	2,05	0,85	1,93	OK	Resistencia Ia	1224,38	575,46	353,19	OK	
Resistencia Ib	1556,45	5214,57	1467,03	2,41	0,49	1,93	OK	Resistencia Ib	1556,45	731,53	353,19	OK	
Resistencia Va	1133,02	3754,15	1300,51	2,17	0,73	1,93	OK	Resistencia Va	1133,02	532,52	333,96	OK	
Resistencia Vb	1465,09	4989,34	1300,51	2,52	0,38	1,93	OK	Resistencia Va	1465,09	688,59	333,96	OK	
Evento Ia	1124,97	3973,99	3209,44	0,68	2,22	2,32	OK	Evento Ia	1124,97	528,73	687,40	NO CUMPLE	
Evento Ib	1457,03	5209,19	3209,44	1,37	1,53	2,32	OK	Evento Ib	1457,03	684,80	687,40	NO CUMPLE	

Para el diseño de la armadura de la pantalla se establecen las fuerzas actuantes en la pantalla con sus respectivos brazos de palanca, además los factores de carga para el caso b para cada estado límite aplicable. Esto se refleja en la tabla 10.

Tabla 10: Fuerzas y factores de carga para el diseño de la pantalla

CARGA TIPO	(kN/m)	Z _p (m)	M _p (kN m/m)	Factores de carga				
				Resist. Ib	Resist. Vb	Evento Ib	Servicio Ib	
Eax	EH	129,15	2,53	327,19	1,50	1,50	1,50	1,00
ΔEx	EQ	120,43	3,80	457,62	0,00	0,00	1,00	0,00
EHlx	EH	9,81	3,80	37,27	1,50	1,50	1,50	1,00
LS2x	LS	20,40	3,80	77,51	1,75	1,35	1,00	1,00
0.5PIR	EQ	19,12	3,45	65,97	0,00	0,00	1,00	0,00
EQ	EQ	122,29	7,37	901,27	0,00	0,00	1,00	0,00
WSs	WS	0,88	7,15	6,31	0,00	0,40	0,00	0,30
WSe	WS	-10,49	3,75	-39,35	0,00	0,40	0,00	0,30
WL	WL	0,66	9,60	6,35	0,00	1,00	0,00	1,00
BR	BR	27,56	9,60	264,54	1,75	1,35	1,00	1,00

Se obtienen los momentos para cada estado límite aplicable. El Evento Extremo Ib tiene el mayor momento, se diseña a flexión para resistir dicho momento de 2 313,60 kN m/m. Esto se refleja en la tabla 11 (a).

Se determinan los valores del cortante para cada estado límite aplicable. Entonces el mayor cortante se presenta en el estado límite **Evento Extremo Ib** igual a 518,23 kN/m. Esto se refleja en la tabla 11 (b).

Tabla 11: Momentos y cortantes en la pantalla del estribo

(a) Momentos en la pantalla del estribo

(b) Cortantes en la pantalla del estribo

Mu (kN m/m)							Vu (kN/m)						
CARGA	TIPO	(kN m/m)	Resist. Ib	Resist. Vb	Extremo Ib	Servicio Ib	CARGA	TIPO	(kN/m)	Resist. Ib	Resist. Vb	Extremo Ib	Servicio Ib
Eax	EH	327,19	490,78	490,78	490,78	327,19	Eax	EH	129,15	193,73	193,73	193,73	129,15
ΔEx	EQ	457,62	0,00	0,00	457,62	0,00	ΔEx	EQ	120,43	0,00	0,00	120,43	0,00
EHlx	EH	37,27	55,90	55,90	55,90	37,27	EHlx	EH	9,81	14,71	14,71	14,71	9,81
LS2x	LS	77,51	135,65	104,64	77,51	77,51	LS2x	LS	20,40	35,70	27,54	20,40	20,40
0.5PIR	EQ	65,97	0,00	0,00	65,97	0,00	0.5PIR	EQ	19,12	0,00	0,00	19,12	0,00
EQ	EQ	901,27	0,00	0,00	901,27	0,00	EQ	EQ	122,29	0,00	0,00	122,29	0,00
WSs	WS	6,31	0,00	2,52	0,00	1,89	WSs	WS	0,88	0,00	0,35	0,00	0,26
WSe	WS	-39,35	0,00	-15,74	0,00	-11,80	WSe	WS	-10,49	0,00	-4,20	0,00	-3,15
WL	WL	6,35	0,00	6,35	0,00	6,35	WL	WL	0,66	0,00	0,66	0,00	0,66
BR	BR	264,54	462,95	357,13	264,54	264,54	BR	BR	27,56	48,22	37,20	27,56	27,56
			1145,28	1001,60	2313,60	702,95				292,36	270,00	518,23	184,69

Finalmente se presenta en la figura 6 el estribo armado.

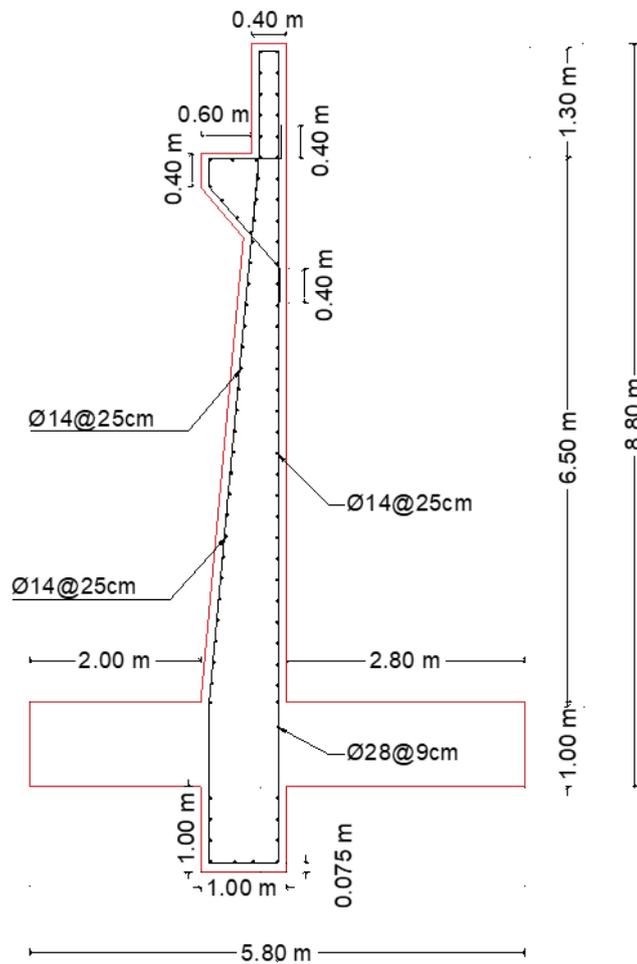


Figura 6: Estribo armado

4. CONCLUSIONES

En la actualidad los puentes son de gran importancia debido a que el automóvil ha creado la necesidad de construirlos como nunca se habían visto. El gran número de accidentes que se producen en los cruces y pasos a nivel estimuló y justificó la construcción de pasos elevados a través de puentes, hoy en día en todas las autopistas modernas los cruces y pasos a nivel son solucionados con este procedimiento.

El Ecuador se caracteriza por poseer vientos moderados y generalmente bajos y no tiene problemas debido al viento que afecten a las estructuras a diferencia de países como Estados Unidos, donde se han producido huracanes desbastadores a lo largo de la historia.

El valor de la carga de viento usando la metodología de cálculo da resultados inferiores en comparación con la carga de sismo. Por lo que para los ejemplos realizados en este artículo se podría desprestigiar la carga de viento, debido a que las dos cargas no están presentes en una misma combinación. En los ejemplos realizados se evidencia que las cargas de viento se encuentran únicamente en el estado límite de Resistencia V mientras que las cargas de sismo se encuentran en el estado límite de Evento Extremo I.

Para Ecuador el espectro de respuesta elástico de aceleraciones se realiza en base al factor de zona sísmica Z, al tipo de suelo donde se va a construir la estructura y a los factores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s . El espectro de respuesta que se describe está realizado para un período de retorno de 475 años por lo que no aplica para puentes dado que según la AASHTO para este tipo de estructuras el período de retorno es 1000 años. En el análisis sísmico se evidencia que Ecuador no posee un mapa de isoyetas con los PGA, S_s y S_1 de cada zona para un período de retorno de 1000 años, por estas razones, se recurre a las curvas de peligro sísmico dadas por la NEC y así generar los espectros de respuestas en aceleración con un período de retorno o una probabilidad de ocurrencia en un cierto período de tiempo como se define en la AASHTO.

Las curvas de peligro sísmico se definen en base a un suelo tipo roca, los factores de amplificación del suelo presentan un valor de 1 para suelos tipo B por lo que este tipo de suelo es el que se considera tipo roca para obras de ingeniería civil. Para el caso de los otros tipos de suelo se debe realizar un estudio de factores de amplificación de suelo correspondientes a un período de retorno dado, esto con el fin de adaptar el espectro de respuesta a un tipo de suelo requerido.

Para el análisis sísmico no se toma en cuenta el amortiguamiento dentro de los sistemas, más bien este parámetro se considera en los espectros de respuesta elaborados en base a las curvas de peligro para las capitales de las provincias del Ecuador. El amortiguamiento introducido dentro de los espectros de respuesta debe ser del 5% para cualquier estructura de puente.

Al comparar los valores de fuerza sísmica transversales obtenidos con los métodos unimodal y multimodal para el caso del puente, se observa que las fuerzas son similares, esto sucede debido a que el puente en el ejemplo es uniforme en geometría, masa y rigidez. Sin embargo, para puentes que estén dentro de la categoría esencial, el análisis sísmico mínimo se debe hacer por el método multimodal.

Para puentes sobre ríos, los caudales de diseño deben determinarse en función del período de retorno. Para vías de poca importancia se justifica períodos de retorno de 25 a 50 años, en vías de importancia media 100 años y en vías de gran importancia de 100 a 200 años.

El trabajo realizado presenta criterios actualizados de diseño de pilas y estribos de hormigón armado adaptados a las condiciones de Ecuador, resultado de la interrelación de la norma AASHTO [1] y tomando algunos parámetros definidos en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) [2], [3] y de Vialidad, (NEVI) [4], como carga de viento, cargas sísmicas, consideraciones para el diseño sismo resistente y camión de diseño.

1. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications," American Association of State Highway and Transportation Officials, 9th Edition, Washington DC, USA, 2020.
2. NEC-SE-DS, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2015.
3. NEC-SE-CG, "Cargas Generales," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2024.
4. NEVI, "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes," Norma Ecuatoriana Vial, Vol. 3, Ecuador, 2013.
5. Ministerio de transporte y obras públicas del Ecuador, "Construcción de cuatro puentes: Quebrada honda, Palanda, Agua dulce y Palanumá del tramo 1 de la vía Vilcabamba - Bellavista, de la provincia de Zamora Chinchipe," Consultora Andina COA CIA. LTDA, marzo 2018. Available from: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2019/03/LOTAIP_3_proyecto-4-puentes.pdf&ved=2ahUKEwiEk63z_NGFAxVagYQIHTeaCWEQFnoECBQQAQ&usg=AOvVaw3E2v8U_w4hYKtfd_SDdoJ
6. Rodriguez Serquén, Puentes con AASHTO LRFD, 8va Edición, Perú, 2020.
7. R. Vallecilla, Manual de puentes en concreto reforzado, . 2da edición Editorial Bauen. Bogota, Colombia, 2012.
8. H. M. Somenson, Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado. 1ra edición, Ediciones Diaz de Santos, La Plata, 2015.
9. M.A. Cando, "Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado," PhD Thesis, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2020. Available from: <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/57974>
10. J. P. Martín Vide. Ingeniería de ríos, Ediciones UPC, Universitat Politècnica de Catalunya, España, 2003.
11. H. A. Rodríguez Díaz, Hidráulica fluvial. Fundamentos y aplicaciones. Socavación, 1ra edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2010
12. ACIS, "Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14," Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombia, 2014.
13. Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, "Manual de Puentes," Lima, Perú, 2018.
14. J. Benavides, M. Díaz, L. Hernández, and E. Mora, "Evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador," Revista Ciencia y Construcción, vol. 3, No. 3, pp. 6-18, 2022
15. J. C. Mediavilla, L. Hernández, and M. Molina, "Reforzamiento de la superestructura de un puente tipo viga losa de hormigón armado," Revista Ciencia y Construcción, Vol.4 No.4, pp. 23-34, 2023
16. D. Gombosuren, and T. Maki, "Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame," Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 6858283, 2022, <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>.
17. F. Wei, H. Chen, and Y. Xie, "Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio. Journal of Building Engineering," Article ID 103602, vol. 45, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103602>
18. O. Arroyo, D. Feliciano, J. Carrillo, and M. Hube, "Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh," Engineering Structures, vol. 241, Article ID 112455, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>
19. ASCE/SEI 7-22, "Minimum Desing Loads and Associate Criteria for Buildings and Other Estructures," American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2022.
20. J. Bellido de Luna, Curso de diseño estructural de puentes, Universidad Central de Chile, Santiago de Chile, 2002.