# DISEÑO DEL ESTRIBO

Se diseña el estribo con cimentación superficial en concreto reforzado de acuerdo con la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14.

## Características del proyecto

### Materiales

En la Tabla 1‑1 se presenta la calidad de los materiales empleados en el diseño del puente.

Tabla ‑. Calidad de los materiales.

|  |  |
| --- | --- |
| Concreto del estribo | 21 MPa |
| Concreto de la superestructura | 28 MPa |
| Acero de refuerzo | 420 MPa |

### Información del estudio de suelos

En la Tabla 1‑2 se presenta la información del suelo para realizar el diseño.

Tabla ‑. Información del suelo.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Tipo de suelo | no rocoso | Según 11.6.3.2 |
| Peso específico del suelo | 19.61 kN/m3 |  |
| Capacidad de carga nominal del suelo (qn) | 1 MPa |  |
| Ángulo de fricción interna del suelo de cimentación | 30° |  |
| Perfil del suelo | Perfil C | Según 3.10.3.1 |

### Estados límite

En la Tabla 1‑3 se presentan los estados límites considerado en el diseño.

Tabla ‑. Estados límites considerados en el diseño.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Estado límite de resistencia I | | | |
| Factor de resistencia |  | 0.45 | Según 10.5.5.2.2-1 |
| Capacidad portante mayorada del suelo |  | 0.45 MPa | 10.6.3.1.1-1 |
| Estado límite de servicio | | | |
| Factor de resistencia |  | 0.65 | Según 11.6.2.3 |
| Capacidad portante mayorada del suelo |  | 0.65 MPa |  |
| Estado límite de evento extremo I | | | |
| Factor de resistencia |  | 0.8 | Según 11.5.8 |
| Capacidad portante mayorada del suelo |  | 0.8 MPa |  |

### Clasificación sísmica del puente

En la Tabla 1‑4 se presenta la clasificación sísmica del puente.

Tabla ‑. Clasificación sísmica del puente.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Ubicación del puente | Puerto Asís, Putumayo |  |
| Coeficiente de aceleración pico PGA | 0.15 | Según 3.10.2.1-1 |
| Coeficiente de aceleración espectral horizontal (S1) | 0.2 | Según 3.10.2.1-3 |
| Clasificación operacional | Otros puentes | Según 3.10.5 |
| Factor de sitio (Fv) | 1.6 | Según 3.10.3.2-3 |
| Coeficiente de aceleración espectral (SD1) | 0.32 | Según 3.10.4.2-6 |
| Zona de desempeño sísmico | Zona 3 | Según 3.10.6-1 |

## Cargas y momentos provenientes de la superestructura

### Carga muerta y de la carpeta asfáltica

En la Tabla 1‑5 se presenta las dimensiones del estribo.

Tabla ‑. Dimensiones del estribo.

|  |  |
| --- | --- |
| Estribo |  |
| Altura | 7.7 m |
| Largo | 7.8 m |
| Ancho | 4.9 m |
| Vástago |  |
| Altura | 5.2 m |
| Espesor | 0.9 m |
| Base |  |
| Ancho | 2.1 m |
| Altura | 0.9 m |
| Talón |  |
| Ancho | 2.8 m |
| Altura | 0.9 m |
| Espaldar |  |
| Altura | 2.1 m |
| Espesor | 0.3 m |
| Distancia a la base | 4.7 m |
| Topes |  |
| Cantidad | 2 m |
| Altura | 1.1 m |
| Largo | 0.9 m |
| Ancho | 0.8 m |
| Aletas |  |
| Cantidad | 2 m |
| Altura | 6.8 m |
| Ancho | 2.8 m |
| Espesor base | 0.7 m |
| Espesor corona | 0.3 m |

En la Tabla 1‑6 se presentan las cargas de la superestructura sobre el estribo.

En la Tabla 1‑7 se presentan las cargas y los momentos de la superestructura por ancho de estribo.

### Carga viva

En la Tabla 1‑8 se presenta las cargas y los momentos debidos a la carga viva.

## Fuerza de frenado BR

De acuerdo con 3.6.4 “La fuerza de frenado debe colocarse en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 y que llevan el tráfico en la misma dirección”.

“Deben emplearse los factores de presencia múltiple de acuerdo con 3.6.1.1.2 “.

En la Tabla 1‑9 se presenta el los valores obtenidos de la fuerza de frenado BR.

## Cargas y momentos debidos al peso de la subestructura

En la Tabla 1‑10 se presenta el peso y el centroide del estribo.

## Cargas y momentos debidos al peso propio del relleno

En la Tabla 1‑11 se presenta el peso y el centroide del relleno del estribo.

Tabla ‑. Cargas sobre el estribo.

|  |  |
| --- | --- |
| DC losa | 463.54 kN |
| DC vigas | 505.02 kN |
| DC sobreimpuestas | 99.37 kN |
| DW | 142.44 kN |

Tabla ‑. Cargas y momentos en el estribo debidos a la superestructura.

|  |  |
| --- | --- |
| Momento de estabilización debido a las cargas provenientes de la superestructura | |
| DC (losa + vigas + sobreimpuestas) | 1067.93 kN |
| Xa | 1.65 m |
| Ma | 225.91 kNm/m |
| Momento de estabilización debido a la carpeta asfáltica | |
| DW | 142.44 kN |
| Ma | 30.13 kNm/m |

Tabla ‑. Cargas en el estribo debido a la carga viva.

|  |  |
| --- | --- |
| RA (LL+IM) | 1059.42 kN |
| RA (LL+IM) por m ancho de estribo | 135.82 kN/m |
| MRA (LL+IM) | 224.1 kNm/m |

Tabla ‑. Fuerza de Frenado BR.

|  |  |
| --- | --- |
| BR 25% peso camión[kN] | 180.0 |
| BR 5% peso camión + carril de diseño[kN] | 47.330 |
| BR [kN/m] | 23.077 |
| MA, BR [kNm/m] | 219.231 |

Tabla ‑. Peso del estribo.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | DC [kN/m] | XA [m] | YA [m] | DC x Xa | DC x Ya |
| Zapata | 103.83 | 2.45 | 0.45 | 254.38 | 46.72 |
| Vástago | 110.19 | 1.65 | 3.5 | 181.81 | 385.65 |
| Espaldar | 14.83 | 2.25 | 6.65 | 33.37 | 98.64 |
| Topes | 4.78 | 1.7 | 6.65 | 8.13 | 31.8 |
| Aletas | 55.57 | 3.65 | 3.847 | 202.83 | 213.76 |
| Suma | 289.2 |  |  | 680.52 | 776.57 |

Tabla ‑ Carga y momento debido al peso del relleno del estribo.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Área | DC [kN/m] | XA [m] | YA [m] | DCXa | DCYa |
|  | 361.02 | 3.65 | 4.3 | 1317.72 | 1552.39 |
| Suma | 361.02 |  |  | 1317.72 | 1552.39 |

## Sobrecarga LS por carga viva sobre el relleno

El incremento en la presión horizontal debida a la sobrecarga por carga viva vehicular puede estimarse como

En la Tabla 1‑12 se presenta el peso de la sobrecarga y el momento que genera.

Tabla ‑. Sobrecarga por carga viva sobre el relleno.

|  |  |
| --- | --- |
| Δp | 3.92 kN/m |
| LSX | 30.18 kN/m |
| MA,LS,x | 116.19 kNm/m |
| LSy | 9.8 kN/m |
| MA, LS ,Y | 35.77 kNm/m |

## Acciones verticales por ancho de estribo

En la Tabla 1‑13 se presenta el resumen de las acciones verticales en el estribo.

Tabla ‑. Acciones verticales por ancho de estribo.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Carga | Origen | Peso [kN/m] | XA [m] | MA [kNm/m] |
| DC | Estribo | 289.2 | 2.35 | 680.52 |
| DC | Superestructura | 136.91 | 1.65 | 225.91 |
| DW | Asfaltica | 18.26 | 1.65 | 30.13 |
| EV | Peso TE | 361.02 | 3.65 | 1317.72 |
| LL+IM | CC-14 | 135.82 | 1.65 | 224.1 |
| LS | Viva | 9.8 | 3.65 | 35.77 |
| Suma |  | 951.01 |  | 2514.15 |

## Empuje horizontal del suelo

En la Tabla 1‑14 se presenta la fuerza y el momento producido por el empuje activo del suelo.

Tabla ‑. Acciones debidas al empuje del terreno.

|  |  |
| --- | --- |
| Coeficiente de presión activa Ka del suelo | 0.333 |
| Empuje activo estático [EH] | 193.59 kN/m |
| Ya | 2.57 m |
| MA, EH | 497.53 kNm/m |

## Fuerza sísmica Pseis y Hbu

De acuerdo con el artículo 11.6.5.1, la fuerza lateral total aplicada al estribo debida al sismo y a la presión de tierra debe determinarse considerando el efecto combinado de y .

Para investigar la estabilidad del estribo, debe incluirse el efecto combinado de y considerando que estos no son concurrentes. De acuerdo con la Norma, en el *Artículo 11.6.5.1*, se debe

* Combinar el 100% del empuje sísmico de tierras con el 50% de la fuerza inercial del muro .
* Combinar el 50% de , pero no menos que el empuje activo estático. con el 100% de la fuerza inercial del muro .

### Valor de kh

En la Tabla 1‑15 se presenta el cálculo de .

### Calculo de PAE

Se supone que es igual a cero (véase C11.6.5.2.1). En la Tabla 1‑16 se presenta el cálculo de .

### Cálculo de la fuerza PIR

En la Tabla 1‑17 se presenta el cálculo de la fuerza .

Tabla ‑. Calculo de kh.

|  |  |
| --- | --- |
| PGA | 0.15 |
| FPGA | 1.15 |
| KH0 | 0.1725 |
| kh | 0.08625 |

Tabla ‑. Calculo de PAE.

|  |  |
| --- | --- |
| ΘMO | 4.93 ° |
| Φ | 30 ° |
| i | 0 ° |
| β | 0 ° |
| δ | 0 ° |
| KAE | 0.387 |
| PAE | 224.98kN/m |
| ΔPAE | 31.39 kN/m |
| 0.4 H | 3.08 m |
| M ΔPAE | 96.68 kNm/m |

Tabla ‑. Cálculo de la fuerza PIR.

|  |  |
| --- | --- |
| WS | 361.02 kN/m |
| WW | 289.2 kN/m |
| PIR | 56.08 kN/m |

### Combinación más desfavorable de fuerzas debido al sismo

En la Tabla 1‑18 se presenta las combinaciones usadas para el cálculo de la fuerza sísmica.

Tabla ‑. Calculo de la fuerza debido al sismo.

|  |  |
| --- | --- |
| 100% del empuje activo sísmico ΔPAE , más el 50% de la fuerza sísmica PIR | |
| PSEIS | 59.43 kN |
| 50% de ΔPAE ( pero no menos que el empuje estático EH ), más el 100% de la fuerza sísmica PIR | |
| PSEIS | 152.88 kN |
| 0.4 Hestribo | 3.08 m |
| MP,SEIS,A | 470.87 kNm/m |

### Fuerza sísmica Hbu proveniente de la superestructura

En la Tabla 1‑19 se presenta los cálculos de la fuerza sísmica proveniente de la superestructura.

En la Tabla 1‑20 se presenta el resumen de fuerzas sísmicas sobre el estribo.

## Longitud del apoyo de las vigas

De acuerdo con el artículo 4.7.4.4 la longitud mínima de apoyo es

En la Tabla 1‑21 se presenta el cálculo y verificación de la longitud de apoyo de las vigas.

Tabla ‑. Cálculo de la fuerza sísmica proveniente de la superestructura.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| DC | 1.25 | 136.91 kN/m |
| DW | 1.5 | 18.26 kN/m |
| LL+IM | 0.5 | 135.82 kN/m |
| Hbu |  | 53.29 kN/m |
| H |  | 6.1 m |
| M Hbu |  | 325.07 kNm/m |

Tabla ‑. Resumen de fuerzas sísmicas sobre el estribo.

|  |  |
| --- | --- |
| Pseis | 152.88 kN/m |
| Hbu | 53.29 kN/m |
| Suma | 206.17 kN/m |
| M Pseis | 470.87 kNm/m |
| M Hbu | 325.07 kNm/m |
| Suma | 795.94 kNm/m |

Tabla ‑. Longitud de apoyo de las vigas.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Nestribo | 0.36 m | < | 0.9 m | Cumple |

## Verificación de la estabilidad y cálculo de los esfuerzos sobre el suelo

A continuación, se verifica la estabilidad del estribo y los esfuerzos sobre el suelo sobre el cual el estribo se apoya.

### Verificación por estabilidad al volcamiento y al deslizamiento

En la Tabla 1‑22 se presenta el resumen de fuerzas que actúan en el estribo.

Tabla ‑. Resumen de fuerzas, en kN∙m/m.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | Fuerza [kN/m] | Dirección | Momento [kNm/m] | Sentido |
| DC, SUP | 136.91 | Vertical | 225.91 | Estabilización |
| DW, SUP | 18.26 | Vertical | 30.13 | Estabilización |
| LL+IM | 135.82 | Vertical | 224.1 | Estabilización |
| BR | 23.077 | Horizontal | 219.231 | Desestabilización |
| DC, EST | 289.2 | Vertical | 680.52 | Estabilización |
| EV, EST | 361.02 | Vertical | 1317.72 | Estabilización |
| LSX, SOB | 30.18 | Horizontal | 116.19 | Desestabilización |
| LSY, SOB | 9.8 | Vertical | 35.77 | Estabilización |
| EH, EMP | 193.59 | Horizontal | 497.53 | Desestabilización |
| PSEIS | 152.88 | Horizontal | 470.87 | Desestabilización |
| Hbu | 53.29 | Horizontal | 325.07 | Desestabilización |

En la Tabla 1‑23 se presenta las combinaciones de carga verticales que actúan en el estribo.

Tabla ‑. Combinaciones de cargas verticales de las fuerzas que actúan en el estribo.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | DC SUP | DC EST | DW | EV | LS LL + IM | LS | Suma | Estado límite |
| Fy | 136.91 | 289.2 | 18.26 | 361.02 | 135.82 | 9.8 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1302.24 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 756.39 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 0.5 | 0.5 | 1120.21 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 756.39 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 951.01 | Servicio |

En la Tabla 1‑24 se presenta la combinación de momentos producidos por las cargas verticales que actúan en el estribo.

Tabla ‑. Combinaciones de cargas que producen momento debido a las fuerzas verticales que actúan en el estribo.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | DC SUP | DC EST | DW | EV | LS LL + IM | LS | Suma | Estado límite |
| May | 225.91 | 680.52 | 30.13 | 1317.72 | 224.1 | 35.77 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 3411.93 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 2153.09 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 0.5 | 0.5 | 3087.09 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 2153.09 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2514.15 | Servicio |

En la Tabla 1‑25 se presenta la combinación de cargas horizontales que actúan en el estribo.

Tabla ‑. Combinaciones de cargas horizontales de las fuerzas que actúan en el estribo.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | EH | LS | BR | EQ Pseis | EQ Hbu | Suma | Estado límite |
| Fx | 193.59 | 30.18 | 23.077 | 152.88 | 53.29 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.5 | 1.75 | 1.75 | 1 | 1 | 383.58 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 174.23 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.5 | 0.5 | 0.5 | 1 | 1 | 523.18 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 380.4 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 246.85 | Servicio |

En la Tabla 1‑26 se presenta la combinación de momento producidos por las cargas horizontales que actúan en el estribo.

Tabla ‑. Combinaciones de cargas que producen momento debido a las fuerzas horizontales que actúan en el estribo.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | EH | LS | BR | EQ Pseis | EQ Hbu | Suma | Estado límite |
| Mx | 497.53 | 116.19 | 219.231 | 470.87 | 325.07 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.5 | 1.75 | 1.75 | 1 | 1 | 1333.28 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 447.78 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.5 | 0.5 | 0.5 | 1 | 1 | 1709.95 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1243.72 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 832.95 | Servicio |

Sustituyendo los valores numéricos presentados en las tablas anteriores, en la Tabla 1‑27 se presenta el cálculo de las excentricidades de las cargas.

Tabla ‑. Cálculo de la excentricidad de las cargas.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy [kN] | MUy [kNm] | MUx [kNm] | d [m] | e [m] | e max [m] |
| Resistencia I | Máx | 1302.24 | 3411.93 | 1333.28 | 1.6 | 0.85 | 1.630 |
|  | Mín | 756.39 | 2153.09 | 447.78 | 2.25 | 0.2 | 1.630 |

De acuerdo con el artículo 11.6.3.3, en las cimentaciones sobre suelo no rocoso, *“la resultante de fuerzas de reacción debe estar dentro de una distancia central igual a dos terceras partes del ancho de la base”*.

Para el caso de un evento sísmico, la excentricidad de la resultante de fuerzas verticales debe localizarse dentro de los dos tercios medios de la base para , y dentro de los ocho décimos medios de la base para . En la Tabla 1‑28 se presenta el cálculo de las excentricidades para el Evento Extremo I.

Tabla ‑. Cálculo de la excentricidad de las cargas en el estado limite evento extremo I.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy [kN] | MUy [kNm] | MUx [kNm] | d [m] | e [m] | e max [m] |
| Evento extremo I | Máx | 1120.21 | 3087.09 | 1709.95 | 1.23 | 1.22 | 1.7966666666666669 |
|  | Mín | 756.39 | 2153.09 | 1243.72 | 1.2 | 1.25 | 1.7966666666666669 |

### Verificación de los esfuerzos sobre el suelo

Los esfuerzos sobre el suelo se obtienen empleando la combinación de cargas del estado límite de resistencia I.

En la Tabla 1‑29 se presenta el esfuerzo último actuando sobre el suelo no rocoso en el estado límite de resistencia I.

Tabla ‑. Esfuerzo último actuante sobre el suelo no rocoso en el estado límite de resistencia I.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy [kN] | MUy [kNm] | MUx [kNm] | d [m] | e [m] | σv [MPa] | qr [MPa] |
| Resistencia I | Máx | 1302.24 | 3411.93 | 1333.28 | 1.6 | 0.85 | 0.41 | 0.45 |
|  | Mín | 756.39 | 2153.09 | 447.78 | 2.25 | 0.2 | 0.17 | 0.45 |

En la Tabla 1‑30 se presenta el esfuerzo último actuando sobre el suelo no rocoso en el estado límite de servicio.

Tabla ‑. Esfuerzo último actuante sobre el suelo no rocoso en el estado límite de servicio.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy [kN] | MUy [kNm] | MUx [kNm] | d [m] | e [m] | σv [MPa] | qr [MPa] |
| Evento extremo I | Máx | 1120.21 | 3087.09 | 1709.95 | 1.23 | 1.22 | 0.46 | 0.8 |
|  | Mín | 756.39 | 2153.09 | 1243.72 | 1.2 | 1.25 | 0.32 | 0.8 |

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy [kN] | MUy [kNm] | MUx [kNm] | d [m] | e [m] | σv [MPa] | qr [MPa] |
| Servicio |  | 951.01 | 2514.15 | 832.95 | 1.77 | 0.68 | 0.27 | 0.65 |

De las anteriores tablas se concluye que los esfuerzos en el suelo son inferiores a los esfuerzos que éste puede admitir.

En la Tabla 1‑31 se presenta el esfuerzo último actuando sobre el suelo rocoso en el estado límite de resistencia.

Tabla ‑. Esfuerzo último actuante sobre el suelo rocoso en el estado límite de resistencia.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy | Muy | Mux | d | e | σv, max [MPa] | σv min [MPa] |  |
| Resistencia | Max | 1302.24 | 3411.93 | 1333.28 | 1.596 | 0.854 | 110.998 | 0.000 |  |
|  | Min | 756.39 | 2153.09 | 447.78 | 2.255 | 0.195 | 191.311 | 117.419 |  |

### Verificación del desplazamiento del estribo

La resistencia mayorada contra la falla por deslizamiento, si se desprecia la resistencia pasiva del suelo, se debe tomar como

Por otra parte, la Norma precisa que, si el suelo bajo la zapata no es cohesivo, la resistencia nominal al desplazamiento entre el suelo y la cimentación se toma como

En la Tabla 1‑32 se presenta el cálculo del deslizamiento del estribo.

Tabla ‑. Calculo del deslizamiento del estribo.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy | Fx | RR |
| Resistencia última | Máx | 1302.24 | 383.58 | 601.48 |
| Mín | 756.39 | 174.23 | 349.36 |
| Evento Extremo | Máx | 1120.21 | 523.18 | 517.4 |
| Mín | 756.39 | 380.4 | 349.36 |

En el caso de estado límite evento extremo I, se considera que la diferencia entre la fuerza horizontal actuante y resistente no genera inestabilidad, debido a que en los cálculos no se tiene en cuenta el efecto del empuje pasivo del suelo contra la zapata del estribo, el cual es un efecto que genera estabilidad a la estructura.

El valor del empuje pasivo es

donde es igual a

El estribo se encuentra enterrado, por ende

valor que es mucho mayor que la diferencia entre la fuerza actuante y resistente del estado límite de evento extremo I.

## Diseño de la armadura interior del vástago

En esta sección se presenta el diseño de la armadura del vástago del estribo.

### Armadura principal

En la Tabla 1‑33 se presenta el momento flector en la unión vástago zapata debido a la acción de las fuerzas externas.

Tabla ‑. Momento flector en la unión vástago zapata debido a las cargas externas.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Origen | Fuerza [kN/m] | Y [m] | Ma-a [kNm/m] |
| EH | 150.98 | 2.27 | 342.72 |
| Pseis | 152.88 | 2.72 | 415.83 |
| Hbu | 53.29 | 5.2 | 277.11 |
| BR | 23.077 | 7.0 | 161.54 |
| LS | 26.66 | 3.4 | 90.64 |

Para el diseño se considera el estado límite de evento extremo I, donde no se considera la fuerza de frenado y la sobrecarga por carga viva dada la poca probabilidad de que estar fuerzas se presenten simultáneamente con la acción del sismo.

En la Tabla 1‑34 se presenta el cálculo del momento flector en la unión vástago zapata para el estado limite evento extremo I y resistencia I.

Tabla ‑. Calculo del momento flector en la unión vástago zapata en el estado limite evento extremo I.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu evento extremo [kNm/m] | 1207.02 |
| Mu resistencia [kNm/m] | 955.39 |

En la Tabla 9 34 se presenta el cálculo de la armadura de refuerzo en la unión vástago zapata.

Tabla ‑. Calculo de la armadura en la unión vástago zapata en el estado límite evento extremo I.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 1207.02 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.82 |
| Cuantía | 0.00505 |
| As [cm²] | 41.41 |
| Barras #8 | 8.12 |
| Separación [cm] | 12 |

Se coloca una barra #8 cada 20" cm" teniendo en cuenta la contribución de las aletas a disminuir el momento de flexión.

### Verificación de la armadura mínima del vástago

En la Tabla 1‑36 se presenta el cálculo de la armadura mínima en la unión vástago zapata.

Tabla ‑. Cálculo de la armadura mínima en la unión vástago zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.14 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 763.39 |

### Armadura por retracción de fraguado y temperatura

En la Tabla 9 36 se presenta la armadura por retracción de fraguado y temperatura.

Tabla ‑. Cálculo de la armadura por retracción de fraguado y temperatura.

|  |  |
| --- | --- |
| As retracción y temperatura [mm2/m] | 685.01 |
| Separación entre barras #4 [cm] | 16.67 |

Se proyecta una barra #4 cada 0,25" cm" .

### Control de agrietamiento del acero del vástago

De acuerdo con el artículo 5.7.3.4, el espaciamiento del acero de refuerzo en la capa más cercana a tracción debe satisfacer

En la Tabla 1‑38 se presenta el cálculo de s.

Tabla ‑. Cálculo de la separación máxima del acero del vástago para evitar grietas.

|  |  |
| --- | --- |
| ϒe | 1 |
| βs | 1.14 |
| fss [KPa] | 199222.33 |
| S máximo [cm] | 54.14 |
| S [cm] | 12 |

La cual es mayor a los 20" cm" proyectados.

## Diseño de la puntera de la zapata

En la Tabla 1‑39 se presenta el momento máximo de diseño de la puntera de la zapata.

Tabla ‑. Momento máximo en la puntera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 295.2 |

En la Tabla 1‑40 se presenta el valor de .

Tabla ‑. Momento crítico en la puntera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.14 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 763.39 |

En la Tabla 1‑41 se presenta el momento último de diseño de la puntera de la zapata.

Tabla ‑. Momento último de diseño de la puntera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 392.616 |

En la Tabla 1‑42 se presenta el diseño de la puntera de la zapata.

Tabla ‑. Diseño de la puntera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 392.616 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.82 |
| Cuantía | 0.00157 |
| As [cm²] | 12.87 |
| Barras #5 | 7 |
| Separación [cm] | 14 |

Se coloca una barra #7 cada 20" cm" .

### Verificación del esfuerzo cortante

En la Tabla 1‑43 se presenta la fuerza cortante ultima de diseño.

Tabla ‑. Fuerza cortante última de diseño.

|  |  |
| --- | --- |
| Vu [kN] | 123.0 |

De acuerdo con el artículo 5.8.3.4.1 “para zapatas en concreto en las cuales la distancia desde el punto de cero fuerza cortante a la cara de la columna, del pilar o del muro es menor que 3d, con o sin refuerzo transversal… pueden usarse los siguientes valores”. Los valores a los que hace referencia este artículo se presentan en la

Tabla ‑. Valores del artículo 5.8.3.4.1.

|  |  |
| --- | --- |
| Β | 2 |
| Θ | 45° |

En la Tabla 1‑45 se presenta la fuerza última resistida por el concreto.

Tabla ‑. Fuerza cortante ultima resistida por el concreto.

|  |  |
| --- | --- |
| Vc [kN] | 623.78 |

En la Tabla 1‑46 se presenta la comparación entre la fuerza cortante última de diseño y la fuerza cortante última resistente del concreto.

Tabla ‑. Comparación entre la fuerza cortante última de diseño y la fuerza cortante última resistente del concreto.

|  |  |
| --- | --- |
| Vu [kN] | Vuc [kN] |
| 123.0 | 561.402 |

Por lo tanto, no se requiere estribos para resistir la fuerza cortante sobre la zapata.

## Diseño de la zarpa de la zapata

En la Tabla 1‑47 se presenta el momento flector de diseño de la zarpa de la zapata.

Tabla ‑. Momento flector de diseño de la zarpa de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu,c-c [kNm/m] | 369.660 |

En la Tabla 1‑48 se presenta el cálculo del momento crítico de diseño de la zarpa de la zapata.

Tabla ‑. Momento crítico de diseño de la zarpa de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.14 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 763.39 |

En momento de diseño se calcula como el mínimo entre y . En la Tabla 1‑49 se presenta el momento de diseño.

Tabla ‑. Momento de diseño de la zarpa de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu, c-c diseño [kNm/m] | 491.648 |

En la Tabla 9 49 se presenta el diseño de la zarpa de la zapata.

Tabla ‑. Diseño de la zarpa de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 491.648 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.82 |
| Cuantía | 0.00198 |
| As [cm²] | 16.24 |
| Barras #4 | 13 |
| Separación [cm] | 8 |

Se proyecta una barra #6 cada .

### Armadura por retracción de fraguado y temperatura de la zapata

En la Tabla 9 51 se presenta el cálculo de la armadura de retracción de fraguado y temperatura.

Tabla ‑. Cálculo de la armadura de retracción de fraguado y temperatura.

|  |  |
| --- | --- |
| As retracción y temperatura [mm2/m] | 678.88 |
| Separación entre barras [cm] | 16.67 |

Se proyecta una barra #4 cada .