# DISEÑO DEL ESTRIBO

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

## Características del proyecto

### Materiales

En la Tabla 0‑1 se presenta la calidad de los materiales empleados en el diseño del puente.

Tabla 0‑1. 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 0‑2 se presenta la información del suelo para realizar el diseño.

Tabla 0‑2. Información del suelo.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Tipo de suelo | no rocoso | Según 11.6.3.2 |
| Peso específico del suelo | 18.639 kN/m3 |  |
| Ángulo de fricción del suelo y el concreto | 17° | Según 3.11.5.3-1 |
| Ángulo de fricción interna del suelo de relleno | 30° |  |
| Perfil del suelo | Perfil C | Según 3.10.3.1 |

### Estados límite

En la Tabla 0‑3 se presentan los estados límites considerado en el diseño.

### Clasificación sísmica del puente

En la Tabla 0‑4 se presenta la clasificación sísmica del puente.

## Cargas y momentos provenientes de la superestructura

### Carga muerta y de la carpeta asfáltica

En la Tabla 0‑5 se presenta las dimensiones del estribo.

En la Tabla 0‑6 se presentan las cargas de la superestructura sobre el estribo.

En la Tabla 0‑7 se presentan las cargas y los momentos de la superestructura por ancho de estribo.

### Carga viva

En la Tabla 0‑8 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 0‑9 se presenta los valores obtenidos de la fuerza de frenado BR.

## Cargas y momentos debidos al peso de la subestructura

En la Tabla 0‑10 se presenta el peso y el centroide del estribo.

## Cargas y momentos debidos al peso propio del relleno

En la Tabla 0‑11 se presenta el peso y el centroide del relleno del estribo.

Tabla 0‑3. Estados límites considerados en el diseño.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Resistencia nominal por punta de pilote | Rp | 3433.5 kN | Estudio de suelos |
| Resistencia nominal por fricción de pilote | Rs | 2354.4 kN | Estudio de suelos |
| Estado límite de resistencia |  |  |  |
| Factor de resistencia por punta |  | 0.5 | Según 10.5.5.2.4 |
| Factor de resistencia por fricción |  | 0.55 | Según 10.5.5.2.4 |
| Resistencia mayorada del pilote |  | 3011.67 kN | Según 10.8.3.5 |
| Estado límite de servicio |  |  |  |
| Factor de resistencia por punta |  | fire | Según 10.5.5.1 |
| Factor de resistencia por fricción |  | 1 | Según 10.5.5.1 |
| Resistencia mayorada del pilote |  | 5787.9 kN | Según 10.8.3.5 |
| Estado límite de eventoextremo |  |  |  |
| Factor de resistencia por punta |  | 1 | Según 10.5.5.1 |
| Factor de resistencia por fricción |  | 1 | Según 10.5.5.1 |
| Resistencia mayorada del pilote |  | 5787.9 kN | Según 10.8.3.5 |
| Resistencia al levantamiento |  |  |  |
| Factor de resistencia por fricción |  | 0.8 | Según 10.5.5.3.2 |
| Resistencia mayorada del pilote |  | -1883.520 kN | Según 10.8.3.5 |

Tabla 0‑4. Clasificación sísmica del puente.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Ubicación del puente | Cali, Valle del Cauca |  |
| Coeficiente de aceleración pico PGA | 0.2 | Según 3.10.2.1-1 |
| Coeficiente de aceleración espectral horizontal (S1) | 0.2 | Según 3.10.2.1-3 |
| Clasificación operacional | Puente esencial | Según 3.10.5 |
| Factor de sitio (Fv) | 1.2 | Según 3.10.3.2-3 |
| Coeficiente de aceleración espectral (SD1) | 0.24 | Según 3.10.4.2-6 |
| Zona de desempeño sísmico | Zona 2 | Según 3.10.6-1 |

Tabla 0‑5. Dimensiones del estribo.

|  |  |
| --- | --- |
| Estribo |  |
| Altura | 2.5 m |
| Largo | 4.2 m |
| Ancho | 2.4 m |
| Vástago |  |
| Altura | 1 m |
| Espesor | 0.85 m |
| Base |  |
| Ancho | 1.2 m |
| Altura | 0.65 m |
| Talón |  |
| Ancho | 1.2 m |
| Altura | 0.65 m |
| Espaldar |  |
| Altura | 0.85 m |
| Espesor | 0.25 m |
| Distancia a la base | 1 m |
| Topes |  |
| Cantidad | 2 m |
| Altura | 0.6 m |
| Largo | 0.3 m |
| Ancho | 0.6 m |
| Ménsula |  |
| Base mayor | 0.55 m |
| Base menor | 0.3 m |
| Altura | 0.3 m |
| Distancia a la base | 1 m |
| Aletas |  |
| Cantidad | 2 m |
| Altura | 1.85 m |
| Ancho | 1.2 m |
| Espesor base | 0.3 m |
| Espesor corona | 0.3 m |
| Losa de aproximación |  |
| Altura | 0.3 |

Tabla 0‑6. Cargas sobre el estribo.

|  |  |
| --- | --- |
| DC losa | 202.01 kN |
| DC vigas | 22.08 kN |
| DC sobreimpuestas | 51.21 kN |
| DW | 62.16 kN |

Tabla 0‑7. 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) | 275.3 kN |
| Xa | 0.5 m |
| Ma | 137.65 kNm |
| Momento de estabilización debido a la carpeta asfáltica | |
| DW | 62.16 kN |
| Ma | 31.08 kNm |

Tabla 0‑8. Cargas en el estribo debido a la carga viva.

|  |  |
| --- | --- |
| RA (LL+IM) | 554.08 kN |
| RA (LL+IM) por m ancho de estribo | 554.08 kN/m |
| MRA (LL+IM) | 277.04 kNm |

Tabla 0‑9. Fuerza de Frenado BR.

|  |  |
| --- | --- |
| BR 25% peso camión[kN] | 117.0 |
| BR 5% peso camión + carril de diseño[kN] | 31.434 |
| BR [kN/m] | 117.000 |
| MA, BR [kNm/m] | 503.100 |

Tabla 0‑10. Peso del estribo.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | DC [kN] | XA [m] | YA [m] | DC x Xa | DC x Ya |
| Zapata | 154.26 | 1.2 | 0.325 | 185.11 | 50.13 |
| Vástago | 84.05 | 0.775 | 1.15 | 65.14 | 96.66 |
| Espaldar | 21.01 | 1.075 | 2.075 | 22.59 | 43.6 |
| Topes | 5.09 | 0.65 | 1.95 | 3.31 | 9.92 |
| Ménsula | 12.61 | 1.35 | 1.925 | 17.02 | 24.27 |
| Aletas | 28.36 | 1.8 | 1.575 | 51.05 | 44.67 |
| Losa aproximación | 75.01 | 1.35 | 2.35 | 101.26 | 176.27 |
| Suma | 380.39 |  |  | 327.19 | 244.98 |

Tabla 0‑11 Carga y momento debido al peso del relleno del estribo.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Área | DC [kN] | XA [m] | YA [m] | DCXa | DCYa |
|  | 148.96 | 1.8 | 1.58 | 268.13 | 234.62 |
| Suma | 148.96 |  |  | 268.13 | 234.62 |

## 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 0‑12 se presenta el peso de la sobrecarga y el momento que genera.

Tabla 0‑12. Sobrecarga por carga viva sobre el relleno.

|  |  |
| --- | --- |
| Δp | 6.21 kN/m |
| LSX | 65.2 kN |
| MA,LS,x | 81.5 kNm |
| LSy | 31.3 kN |
| MA, LS ,Y | 56.34 kNm |

## Acciones verticales

En la Tabla 0‑13 se presenta el resumen de las acciones verticales en el estribo.

Tabla 0‑13. Acciones verticales.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Carga | Origen | Peso [kN/m] | XA [m] | MA [kNm/m] |
| DC | Estribo | 380.39 | 0.86 | 327.19 |
| DC | Superestructura | 275.3 | 0.5 | 137.65 |
| DW | Asfaltica | 62.16 | 0.5 | 31.08 |
| EV | Peso TE | 148.96 | 1.8 | 268.13 |
| LL+IM | CC-14 | 554.08 | 0.5 | 277.04 |
| LS | Viva | 31.3 | 1.8 | 56.34 |
| Suma |  | 1404.83 |  | 1097.44 |

## Empuje horizontal del suelo

En la Tabla 0‑14 se presenta la fuerza y el momento producido por el empuje activo del suelo.

Tabla 0‑14. Acciones debidas al empuje del terreno.

|  |  |
| --- | --- |
| Coeficiente de presión activa Ka del suelo | 0.33333333333333337 |
| Empuje activo estático [EH] | 81.55 kN |
| Ya | 0.83 m |
| MA, EH | 67.69 kNm |

## 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 .
* Combinar el 100% del empuje estático con el 50% de la fuerza inercial del muro . *Nota: esta combinación no se encuentra en CCP-14.*

### Valor de kh

En la Tabla 0‑15 se presenta el cálculo de .

### Cálculo de PAE

Se supone que es igual a cero (véase C11.6.5.2.1). En la Tabla 0‑16 se presenta el cálculo de .

### Cálculo de la fuerza PIR

En la Tabla 0‑17 se presenta el cálculo de la fuerza .

Tabla 0‑15. Cálculo de kh.

|  |  |
| --- | --- |
| PGA | 0.2 |
| FPGA | 1.2 |
| KH0 | 0.24 |
| kh | 0.12 |

Tabla 0‑16. Cálculo de PAE.

|  |  |
| --- | --- |
| ΘMO | 6.84 ° |
| Φ | 30 ° |
| i | 0 ° |
| β | 0 ° |
| δ | 0 ° |
| KAE | 0.411 |
| PAE | 100.55kN |
| ΔPAE | 19.0 kN |
| 0.4 H | 1.0 m |
| M ΔPAE | 19.0 kNm |

Tabla 0‑17. Cálculo de la fuerza PIR.

|  |  |
| --- | --- |
| WS | 148.96 kN |
| WW | 380.39 kN |
| PIR | 63.52 kN |

### Combinación más desfavorable de fuerzas debido al sismo

En la Tabla 0‑18 se presenta las combinaciones usadas para el cálculo de la fuerza sísmica.

Tabla 0‑18. Cálculo de la fuerza debido al sismo.

|  |  |
| --- | --- |
| 100% del empuje activo sísmico ΔPAE , más el 50% de la fuerza sísmica PIR | |
| PSEIS | 50.76 kN |
| 50% de ΔPAE ( pero no menos que el empuje estático EH ), más el 100% de la fuerza sísmica PIR | |
| PSEIS | 104.3 kN |
| 100% del empuje estático, más el 50% de la fuerza sísmica PIR | |
| PSEIS | 113.31 kN |
| 0.4 Hestribo | 1.0 m |
| MP,SEIS,A | 113.31 kNm |

### Fuerza sísmica Hbu proveniente de la superestructura

En la Tabla 0‑19 se presenta los cálculos de la fuerza sísmica proveniente de la superestructura.

En la Tabla 0‑20 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 0‑21 se presenta el cálculo y verificación de la longitud de apoyo de las vigas.

Tabla 0‑19. Cálculo de la fuerza sísmica proveniente de la superestructura.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| DC | 1.25 | 275.3 kN |
| DW | 1.5 | 62.16 kN |
| LL+IM | 0.5 | 554.08 kN |
| Hbu |  | 142.88 kN |
| H |  | 1.65 m |
| M Hbu |  | 235.75 kNm |

Tabla 0‑20. Resumen de fuerzas sísmicas sobre el estribo.

|  |  |
| --- | --- |
| Pseis | 113.31 kN |
| Hbu | 142.88 kN |
| Suma | 256.19 kN |
| M Pseis | 113.31 kNm |
| M Hbu | 235.75 kNm |
| Suma | 349.06 kNm |

Tabla 0‑21. Longitud de apoyo de las vigas.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Nestribo | 0.33 m | < | 0.6 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 0‑22 se presenta el resumen de fuerzas que actúan en el estribo.

Tabla 0‑22. Resumen de fuerzas, en kN∙m/m.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | Fuerza [kN/m] | Dirección | Momento [kNm/m] | Sentido |
| DC, SUP | 275.3 | Vertical | 137.65 | Estabilización |
| DW, SUP | 62.16 | Vertical | 31.08 | Estabilización |
| LL+IM | 554.08 | Vertical | 277.04 | Estabilización |
| BR | 117.000 | Horizontal | 503.100 | Desestabilización |
| DC, EST | 380.39 | Vertical | 327.19 | Estabilización |
| EV, EST | 148.96 | Vertical | 268.13 | Estabilización |
| LSX, SOB | 65.2 | Horizontal | 81.5 | Desestabilización |
| LSY, SOB | 31.3 | Vertical | 56.34 | Estabilización |
| EH, EMP | 81.55 | Horizontal | 67.69 | Desestabilización |
| PSEIS | 113.31 | Horizontal | 113.31 | Desestabilización |
| Hbu | 142.88 | Horizontal | 235.75 | Desestabilización |

En la Tabla 0‑23 se presenta las combinaciones de carga verticales que actúan en el estribo.

Tabla 0‑23. 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 | 275.3 | 380.39 | 62.16 | 148.96 | 554.08 | 31.3 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 2138.36 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 779.49 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 0.5 | 0.5 | 1406.64 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 779.49 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1452.19 | Servicio |

En la Tabla 0‑24 se presenta la combinación de momentos producidos por las cargas verticales que actúan en el estribo.

Tabla 0‑24. 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 | 137.65 | 327.19 | 31.08 | 268.13 | 277.04 | 56.34 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 1573.07 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 706.69 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.35 | 0.5 | 0.5 | 1156.34 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0.9 | 0.65 | 1 | 0 | 0 | 706.69 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1097.44 | Servicio |

En la Tabla 0‑25 se presenta la combinación de cargas horizontales que actúan en el estribo.

Tabla 0‑25. Combinaciones de cargas horizontales de las fuerzas que actúan en el estribo.

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Origen | EH | LS | BR | EQ Pseis | EQ Hbu | Suma | Estado límite |
| Fx | 81.55 | 65.2 | 117.000 | 113.31 | 142.88 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.5 | 1.75 | 1.75 | 1 | 1 | 441.17 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 73.39 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.5 | 0.5 | 0.5 | 1 | 1 | 469.62 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 329.58 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 263.75 | Servicio |

En la Tabla 0‑26 se presenta la combinación de momento producidos por las cargas horizontales que actúan en el estribo.

Tabla 0‑26. 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 | 67.69 | 81.5 | 503.100 | 113.31 | 235.75 |  |  |
| Factor caso Máx | 1.5 | 1.75 | 1.75 | 1 | 1 | 1124.58 | Resistencia I |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 60.92 | Resistencia |
| Factor caso Máx | 1.5 | 0.5 | 0.5 | 1 | 1 | 742.89 | Evento extremo |
| Factor caso Mín | 0.9 | 0 | 0 | 1 | 1 | 409.98 | Evento extremo |
| Factor | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 652.29 | Servicio |

## Cargas verticales sobre los pilotes

Tabla 0‑27. Cálculo de las cargas verticales sobre los pilotes.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estado límite | Caso | Fy [kN] | MUy [kNm] | MUx [kNm] | d [m] | e [m] | Pa [kN] | Pb[kN] | P limite [kN] |
| Resistencia I | Máx | 2138.36 | 1573.07 | 1124.58 | 0.21 | 0.99 | 722.02 | -9.23 | 3011.67 |
|  | Mín | 779.49 | 706.69 | 60.92 | 0.83 | 0.37 | 179.73 | 80.1 | 3011.67 |
| Evento extremo I | Máx | 1406.64 | 1156.34 | 742.89 | 0.29 | 0.91 | 455.52 | 13.36 | 5787.9 |
|  | Mín | 779.49 | 706.69 | 409.98 | 0.38 | 0.82 | 240.31 | 19.52 | -1883.5200000000002 |
| Servicio |  | 1452.19 | 1097.44 | 652.29 | 0.31 | 0.89 | 465.25 | 18.81 | 5787.9 |

## Diseño de los pilotes

Las cargas horizontales sobre los pilotes se indican en la Tabla 0‑28. Se supone de manera simplificada que la carga horizontal que actúa sobre cada pilote es la fuerza resultante horizontal divida sobre el número de pilotes.

Tabla 0‑28. Cálculo de la carga horizontal que actúa en cada pilote.

|  |  |
| --- | --- |
| Número de pilotes | 6 |
| FH, pilote [kN] | 78.27 |

### Predimensionamiento del pilote

A continuación, se presenta el predimensionamiento de los pilotes

Tabla 0‑29. Predimensionamiento del pilote.

|  |  |
| --- | --- |
| Diámetro [m] | 0.1524 |
| Armadura longitudinal [m²] | 0.001 |
| Armadura transversal [m²] | 0.0037588 |
| Recubrimiento del pilote [m] | 0.05 |
| Diámetro interno del pilote [m] | 0.00 |
| Altura efectiva de la armadura [m] | 0.08 |
| dv [m] | 0.07 |

### Diseño a cortante del pilote

### Verificación de la armadura transversal (helicoidal) a cortante para la mínima fuerza de compresión

Tabla 0‑30. Verificación de la armadura transversal a cortante para la mínima fuerza de compresión.

|  |  |
| --- | --- |
| N pilote b [kN] | 13.36 |
| εs | 0.00044 |
| θ | 30.530 |
| β | 3.615 |
| Vc [kN] | 14.668 |
| Vs [kN] | 72.298 |
| S [m] | 5.184 |

### Verificación de la armadura transversal (helicoidal) a cortante para la máxima fuerza de compresión

Tabla 0‑31. Verificación de la armadura transversal a cortante para la máxima fuerza de compresión.

|  |  |
| --- | --- |
| N pilote b [kN] | 722.02 |
| εs | 0.00000 |
| θ | 29.000 |
| β | 4.800 |
| Vc [kN] | 19.477 |
| Vs [kN] | 67.490 |
| S [m] | 5.908 |

### Verificación de la armadura transversal (helicoidal) a cortante para la máxima fuerza de tracción

Tabla 0‑32. Verificación de la armadura transversal a cortante para la máxima fuerza de tracción.

|  |  |
| --- | --- |
| N pilote b [kN] | -9.23 |
| εs | 0.00051 |
| θ | 30.77 |
| β | 3.48 |
| Vc [kN] | 14.118 |
| Vs [kN] | 72.848 |
| S [m] | 5.095 |

### Verificación de la armadura transversal (helicoidal) mínima

Tabla 0‑33. Verificación de la armadura transversal mínima.

|  |  |
| --- | --- |
| S zona confinada [m] | 0.075 |
| S zona no confinada [m] | 0.225 |
| Área mínima de refuerzo zona confinada [m²] | 0.00001035 |
| Área mínima de refuerzo zona confinada [m²] | 0.00003105 |

### Cuantía volumétrica mínima en la zona de confinamiento del pilote

Tabla 0‑34. Cuantía volumétrica mínima en la zona de confinamiento del pilote.

|  |  |
| --- | --- |
| Dc [m] | 0.05 |
| Lr | 0.17 |
| Cuantía volumétrica | 4.33917 |
| Cuantía volumétrica minima 5.10.11.4.1d | 0.006 |
| Cuantía volumétrica minima 5.7.4.6 | 0.18653 |

## 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 0‑35 se presenta las fuerzas externas que actúan sobre el vástago.

Tabla 0‑35. Cargas externas que actúan sobre el vástago.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Origen | Fuerza [kN/m] | Y [m] | Ma-a [kNm/m] |
| EH | 2.24 | 0.28 | 6.59 |
| Pseis | 113.31 | 0.74 | 19.96 |
| Hbu | 142.88 | 1 | 34.02 |
| BR | 117.000 | 3.65 | 101.68 |
| LS | 11.49 | 0.93 | 10.69 |

En la Tabla 0‑36 se presenta el cálculo del momento flector en la unión vástago zapata para el estado limite evento extremo I y resistencia I.

Tabla 0‑36. Cálculo del momento flector en la unión vástago zapata en el estado limite evento extremo I.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu evento extremo [kNm/m] | 110.17 |
| Mu resistencia [kNm/m] | 206.53 |

### Momento mínimo

En la Tabla 0‑37 se presenta el cálculo de la armadura mínima en la unión vástago zapata.

Tabla 0‑37. Cálculo de la armadura mínima en la unión vástago zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.12 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 654.34 |

Se escoge el mínimo entre Mcr y 1.33 Mu vástago.

En la Tabla 0‑38 se presenta el cálculo de la armadura de refuerzo en la unión vástago zapata.

Tabla 0‑38. Cálculo de la armadura en la unión vástago zapata en el estado límite evento extremo I.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 274.6849 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.77 |
| Cuantía | 0.00124 |
| As [cm²] | 9.55 |
| Barras #8 | 1.87 |
| Separación [cm] | 53 |

### Verificación de la deformación unitaria del acero

En la Tabla 0‑39 se presenta el cálculo de la deformación unitaria del acero.

Tabla 0‑39. Cálculo de la deformación unitaria del acero.

|  |  |
| --- | --- |
| Deformación unitaria del concreto a compresión | 0.003 |
| Profundidad del bloque de compresiones [m] | 0.026 |
| Deformación unitaria total | 0.084 > 0.005 |

### Armadura por retracción de fraguado y temperatura

En la Tabla 0‑40 se presenta la armadura por retracción de fraguado y temperatura.

Tabla 0‑40. Cálculo de la armadura por retracción de fraguado y temperatura.

|  |  |
| --- | --- |
| As retracción y temperatura [mm2/m] | 410.23 |
| Separación entre barras #4 [cm] | 48.51 |

### 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 0‑41 se presenta el cálculo del espaciamiento s del acero de refuerzo en la capa más cercana a tracción.

Tabla 0‑41. Cálculo de la separación máxima del acero del vástago para evitar grietas.

|  |  |
| --- | --- |
| ϒe | 1 |
| βs | 1.15 |
| fss [KPa] | 170792.57 |
| S máximo [cm] | 62.61 |
| S [cm] | 53 |

## Diseño de la armadura del espaldar

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

### Armadura principal

En la Tabla 0‑42 se presentan las fuerzas externas que actúan sobre el espaldar.

Tabla 0‑42. Cargas que actúan sobre el espaldar.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Origen | Fuerza [kN/m] | Y [m] | Ma-a [kNm/m] |
| EH | 2.24 | 0.28 | 6.59 |
| LS | 5.28 | 0.42 | 2.22 |

En la Tabla 0‑43 se presenta el cálculo del momento flector para el cálculo de la armadura del espaldar

Tabla 0‑43. Cálculo del momento flector en la unión vástago zapata en el estado limite evento extremo I.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 4.83 |

### Momento mínimo

En la Tabla 0‑44 se presenta el cálculo de la armadura mínima en el espaldar.

Tabla 0‑44. Cálculo de la armadura mínima en el espaldar.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.01 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 54.53 |

Se escoge el mínimo entre Mcr y 1.33 Mu espaldar.

En la Tabla 0‑45 se presenta el cálculo de la armadura de refuerzo en el espaldar.

Tabla 0‑45. Cálculo de la armadura en el espaldar, en el estado límite: evento extremo I.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 6.424 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.15 |
| Cuantía | 0.00076 |
| As [cm²] | 1.14 |
| Barras #8 | 0.57 |
| Separación [cm] | 175 |

### Armadura por retracción de fraguado y temperatura

En la Tabla 0‑46 se presenta la armadura por retracción de fraguado y temperatura.

Tabla 0‑46. Cálculo de la armadura por retracción de fraguado y temperatura.

|  |  |
| --- | --- |
| As retracción y temperatura [mm2/m] | 172.48 |
| Separación entre barras #4 [cm] | 74.79 |

## Diseño de la zarpa delantera de la zapata

En la Tabla 0‑47 se presenta el momento máximo de diseño de la zarpa delantera de la zapata.

Tabla 0‑47. Momento máximo en la zarpa delantera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 88.069 |

En la Tabla 0‑48 se presenta el valor de .

Tabla 0‑48. Momento crítico en zarpa delantera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.07 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 381.7 |

En la Tabla 0‑49 se presenta el momento último de diseño de la zarpa delantera de la zapata.

Tabla 0‑49. Momento último de diseño de la zarpa delantera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 117.131 |

En la Tabla 0‑50 se presenta el diseño de la zarpa delantera de la zapata.

Tabla 0‑50. Diseño de la zarpa delantera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 117.131 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.55 |
| Cuantía | 0.00104 |
| As [cm²] | 5.72 |
| Barras #8 | 2 |
| Separación [cm] | 50 |

### Verificación de la deformación unitaria del acero

En la Tabla 0‑51 se presenta el cálculo de la deformación unitaria del acero.

Tabla 0‑51. Cálculo de la deformación unitaria del acero.

|  |  |
| --- | --- |
| Deformación unitaria del concreto a compresión | 0.003 |
| Profundidad del bloque de compresiones [m] | 0.016 |
| Deformación unitaria total | 0.101 > 0.005 |

### Verificación del esfuerzo cortante

#### Acción en una dirección. Zapata como viga (5.13.3.6.2)

En la Tabla 0‑52 se presenta la distancia dv y la fuerza cortante en la interfaz zapata - vástago, en una longitud igual a la separación entre pilotes.

Tabla 0‑52. Fuerza cortante en interfaz zapata-vástago.

|  |  |
| --- | --- |
| dv [m] | 0.543 |
| Pu [kN] | 123.985 |

En la Tabla 0‑53 se presenta la fuerza cortante ultima de diseño.

Tabla 0‑53. Fuerza cortante última de diseño.

|  |  |
| --- | --- |
| Vn [kN] | 4620.516352941177 |

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 0‑54.

Tabla 0‑54. Valores del artículo 5.8.3.4.1.

|  |  |
| --- | --- |
| Β | 2 |

En la Tabla 0‑55 se presenta la fuerza última resistida por el concreto.

Tabla 0‑55. Fuerza cortante ultima resistida por el concreto.

|  |  |
| --- | --- |
| Vc [kN] | 669.497 |

En la Tabla 0‑56 se presenta la comparación entre la fuerza cortante última de diseño y la fuerza cortante última resistente del concreto.

Tabla 0‑56. Comparación entre la fuerza cortante última de diseño y la fuerza cortante última resistente del concreto.

|  |  |
| --- | --- |
| Vu [kN] | 602.548 |

#### Acción en dos direcciones. Zapata como losa (5.13.3.6.3)

En la Tabla 0‑57 se presentan los parámetros bo y Βc utilizados en el cálculo de la fuerza cortante del modelo de la zapata como losa.

Tabla 0‑57. Parámetros bo y Bc.

|  |  |
| --- | --- |
| bo [m] | 1.398 |
| Βc | 4.941 |

En la Tabla 0‑58 se presenta el cálculo de la fuerza cortante nominal y ultima resistida por el concreto en el modelo de la zapata como losa.

Tabla 0‑58. Parámetros Vn y Vu.

|  |  |
| --- | --- |
| Vn [kN] | 823.855 |
| Vu [kN] | 4158.465 |

## Diseño de la zarpa trasera de la zapata

### Diseño de la armadura superior longitudinal de la zarpa trasera

En la Tabla 0‑59 se presenta las fuerzas externas que actúan sobre la zarpa trasera de la zapata.

Tabla 0‑59. Cargas externas que actúan sobre la zarpa trasera de la zapata.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Origen | Fuerza [kN/m] | Y [m] | Ma-a [kNm/m] |
| EV | 35.467 | 0.28 | 6.59 |
| DC\_talon | 18.364 | 0.74 | 19.96 |
| Pilote | 142.88 | 1 | 34.02 |

En la Tabla 0‑60 se presentan los momentos flectores de diseño de la zarpa trasera de la zapata para los estados límite especificados.

Tabla 0‑60. Momentos flectores de diseño de la zarpa trasera de la zapata para los estados limite.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu, resistencia [kNm/m] | 42.500 |
| Mu, evento extremo [kNm/m] | 48.200 |

En la Tabla 0‑61 se presenta el momento flector de escogido de la zarpa trasera de la zapata.

Tabla 0‑61. Momento flector de diseño de la zarpa trasera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu,c-c [kNm/m] | 48.200 |

En la Tabla 0‑62 se presenta el cálculo del momento crítico de diseño de la zarpa trasera de la zapata.

Tabla 0‑62. Momento crítico de diseño de la zarpa trasera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.07 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 381.7 |

El momento de diseño se calcula como el mínimo entre y . En la Tabla 0‑63 se presenta el momento de diseño.

Tabla 0‑63. Momento de diseño de la zarpa trasera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu, c-c diseño [kNm/m] | 64.106 |

En la Tabla 0‑64 se presenta el diseño de la zarpa trasera de la zapata.

Tabla 0‑64. Diseño de la zarpa trasera de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 64.106 |
| b [m] | 1 |
| d [m] | 0.55 |
| Cuantía | 0.00056 |
| As [cm²] | 3.08 |
| Barras #4 | 1 |
| Separación [cm] | 100 |

### Verificación de la deformación unitaria del acero

En la Tabla 0‑65 se presenta el cálculo de la deformación unitaria del acero.

Tabla 0‑65. Cálculo de la deformación unitaria del acero.

|  |  |
| --- | --- |
| Deformación unitaria del concreto a compresión | 0.003 |
| Profundidad del bloque de compresiones [m] | 0.009 |
| Deformación unitaria total | 0.191 > 0.005 |

## Diseño de la armadura transversal de la zapata

Para el cálculo de la armadura transversal de la zapata se realiza un modelo aproximado, donde la zapata se toma como una viga apoyada sobre los pilotes, sometida a una carga uniformemente repartida.

En la Tabla 0‑66 se presenta el momento flector máximo producido en el modelo.

Tabla 0‑66. Momento flector para el cálculo de la armadura transversal.

|  |  |
| --- | --- |
| Wu [kN/m] | 509.133 |
| Mu, [kNm/m] | 137.68 |

En la Tabla 0‑67 se presenta el cálculo del momento crítico de diseño para la armadura transversal de la zapata.

Tabla 0‑67. Momento crítico de diseño para armadura transversal de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| fR [MPa] | 2.84 |
| Sc [m3] | 0.17 |
| ϒ1 | 1.6 |
| ϒ3 | 0.75 |
| Mcr [ kNm] | 926.98 |

El momento de diseño se calcula como el mínimo entre y . En la Tabla 0‑68 se presenta el momento de diseño.

Tabla 0‑68. Momento de diseño para la armadura transversal de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu, diseño [kNm/m] | 183.114 |

En la Tabla 0‑69 se presenta el diseño de la armadura transversal de la zapata.

Tabla 0‑69. Diseño de la armadura transversal de la zapata.

|  |  |
| --- | --- |
| Mu [kNm/m] | 183.114 |
| b [m] | 2.4 |
| d [m] | 0.55 |
| Cuantía | 0.00067 |
| As [cm²] | 8.84 |
| Barras #4 | 2 |
| Separación [cm] | 50 |