

ANEXO 1
PUNTOS TOPOGRÁFICOS

PUNTOS DE REFERENCIA (ESTACION)

PUNTO	N	E	Z
Punto A	7714598.86	271620.23	2543.88
Punto B	7714585.98	271624.95	2555.76

NUBE DE PUNTOS:

PUNTO	N	E	Z	D
1	7 714 603 972,00	271 639 948,00	2 554,00	BM1
2	7 714 622 443,00	271 646 206,00	2 559 942,00	BM2
3	7 714 589 307,00	271 669 289,00	2 560 282,00	1
4	7 714 579,19	271 660 692,00	2 559 112,00	1
5	7 714 580 295,00	271 656 446,00	2 558,84	1
6	7 714 584 655,00	271 677 193,00	2 562,01	1
7	7 714 578 364,00	271 672,69	2 561 693,00	1
8	7 714 570 344,00	271 664,70	2 562,21	1
9	7 714 573 661,00	271 689 548,00	2 566,67	1
10	7 714 562 169,00	271 681 643,00	2 567 177,00	1
11	7 714 560 339,00	271 699 756,00	2 570 841,00	1
12	7 714 560 884,00	271 700 931,00	2 570 624,00	1
13	7 714 553 651,00	271 695 822,00	2 571 139,00	1
14	7 714 553 384,00	271 715 677,00	2 574 299,00	1
15	7 714 548 347,00	271 710 344,00	2 574 414,00	1
16	7 714 545 807,00	271 707 926,00	2 574 449,00	1
17	7 714 536,58	271 697,96	2 575 037,00	1
18	7 714 534 227,00	271 693 228,00	2 575 626,00	1
19	7 714 533 224,00	271 693 046,00	2 575,63	1
20	7 714 543 727,00	271 691 574,00	2 572 512,00	1
21	7 714 542 075,00	271 685 163,00	2 572 265,00	1
22	7 714 541 722,00	271 685 754,00	2 571 699,00	1
23	7 714 555,01	271 683,36	2 569 211,00	1
24	7 714 554,71	271 679 969,00	2 569 164,00	1
25	7 714 550 814,00	271 677 631,00	2 568 629,00	1
26	7 714 564 727,00	271 675 261,00	2 565,92	1
27	7 714 561 012,00	271 669 402,00	2 565 487,00	1
28	7 714 560 669,00	271 669 285,00	2 565 203,00	1
29	7 714 571 763,00	271 666 688,00	2 562 639,00	1
30	7 714 571 287,00	271 665,93	2 562 572,00	1
31	7 714 569 458,00	271 662 711,00	2 561 923,00	1
32	7 714 578 106,00	271 659 328,00	2 560 144,00	1
33	7 714 577 498,00	271 657 207,00	2 560 305,00	1
34	7 714 576,96	271 656,38	2 559 733,00	1
35	7 714 577 053,00	271 656 453,00	2 559 733,00	1

36	7 714 574 217,00	271 649 063,00	2 559 079,00	1
37	7 714 572 305,00	271 648 172,00	2 558 425,00	1
38	7 714 564 725,00	271 659 313,00	2 562 122,00	1
39	7 714 563 835,00	271 657 736,00	2 561 754,00	1
40	7 714 560 905,00	271 653 882,00	2 561 971,00	1
41	7 714 556 021,00	271 664 704,00	2 565 663,00	1
42	7 714 553 589,00	271 660 109,00	2 565 542,00	1
43	7 714 553 888,00	271 659,63	2 565 109,00	1
44	7 714 547 291,00	271 670 984,00	2 569 522,00	1
45	7 714 545 471,00	271 661 882,00	2 569 323,00	1
46	7 714 544 327,00	271 662 172,00	2 568 871,00	1
47	7 714 532 589,00	271 676 351,00	2 575 189,00	1
48	7 714 532 392,00	271 670 772,00	2 575 537,00	1
49	7 714 532 954,00	271 667 841,00	2 575 175,00	1
50	7 714 532 521,00	271 655 301,00	2 573 605,00	1
51	7 714 538 026,00	271 646 551,00	2 572 433,00	1
52	7 714 546 876,00	271 647 267,00	2 569 914,00	1
53	7 714 542 189,00	271 658 047,00	2 570 301,00	1
54	7 714 544 312,00	271 647 811,00	2 569 755,00	1
55	7 714 549,67	271 646 155,00	2 568 144,00	1
56	7 714 554 954,00	271 649 115,00	2 563 989,00	1
57	7 714 557 533,00	271 644 697,00	2 563 472,00	1
58	7 714 559 872,00	271 643 069,00	2 562 437,00	1
59	7 714 567 605,00	271 651,88	2 559 935,00	1
60	7 714 566 058,00	271 641 391,00	2 559 227,00	1
61	7 714 568 873,00	271 641 076,00	2 558 766,00	1
62	7 714 574 893,00	271 644 172,00	2 558 443,00	1
63	7 714 575,51	271 643 933,00	2 557 611,00	1
64	7 714 576 893,00	271 639 009,00	2 557 009,00	1
65	7 714 576 711,00	271 631 334,00	2 556,25	1
66	7 714 578 387,00	271 626 292,00	2 555 021,00	1
67	7 714 582 606,00	271 621 571,00	2 553 941,00	1
68	7 714 573 068,00	271 623 897,00	2 557 593,00	1
69	7 714 575,98	271 616 903,00	2 557 758,00	1
70	7 714 576 987,00	271 617 736,00	2 555 544,00	1
71	7 714 564 633,00	271 625,19	2 562 122,00	1
72	7 714 567 702,00	271 618 861,00	2 560 693,00	1
73	7 714 571 669,00	271 613 759,00	2 558 321,00	1
74	7 714 562,93	271 619 752,00	2 564 908,00	1
75	7 714 565 524,00	271 611,57	2 563 931,00	1
76	7 714 568 963,00	271 611 017,00	2 560 902,00	1
77	7 714 579 901,00	271 601 489,00	2 557 697,00	1

78	7 714 579 904,00	271 596 332,00	2 559 139,00	1
79	7 714 584 872,00	271 593 426,00	2 557 325,00	1
80	7 714 576 881,00	271 607 886,00	2 558 288,00	1
81	7 714 583 429,00	271 601 587,00	2 557 203,00	1
82	7 714 588 584,00	271 598 155,00	2 555 121,00	1
83	7 714 584 552,00	271 600 997,00	2 552 951,00	1
84	7 714 584 334,00	271 604 765,00	2 553 686,00	1
85	7 714 578,74	271 608 549,00	2 556 211,00	1
86	7 714 581 115,00	271 615 906,00	2 553 716,00	1
87	7 714 593 455,00	271 605 332,00	2 550 527,00	1
88	7 714 591 678,00	271 602 498,00	2 551 045,00	1
89	7 714 586 725,00	271 607 244,00	2 554 129,00	1
90	7 714 587,96	271 604,92	2 552 633,00	1
91	7 714 591 774,00	271 603,03	2 550 152,00	1
92	7 714 592 279,00	271 604 509,00	2 549 701,00	1
93	7 714 587 325,00	271 618 797,00	2 552 841,00	1
94	7 714 589 741,00	271 613 505,00	2 550 637,00	1
95	7 714 593 553,00	271 609 856,00	2 549,22	1
96	7 714 587,97	271 623 322,00	2 552 877,00	1
97	7 714 592 694,00	271 619 029,00	2 550,47	1
98	7 714 596 749,00	271 615 347,00	2 548 466,00	1
99	7 714 607 003,00	271 604,37	2 544 216,00	1
100	7 714 599,92	271 610 875,00	2 545 809,00	1
101	7 714 598 616,00	271 614,53	2 547 897,00	1
102	7 714 596 155,00	271 608 588,00	2 549 219,00	1
103	7 714 596 545,00	271 604 306,00	2 547 798,00	1
104	7 714 605 535,00	271 637 626,00	2 553 762,00	EJE
105	7 714 597 946,00	271 604 432,00	2 547 294,00	1
106	7 714 595 791,00	271 608 993,00	2 548 748,00	1
107	7 714 596 402,00	271 604 345,00	2 547 785,00	1
108	7 714 597 305,00	271 598 934,00	2 549,33	1
109	7 714 595 136,00	271 599 815,00	2 550 144,00	1
110	7 714 595 498,00	271 594 428,00	2 551 808,00	1
111	7 714 598 781,00	271 593 844,00	2 550 899,00	1
112	7 714 595 948,00	271 584 233,00	2 554 382,00	1
113	7 714 593 519,00	271 595 371,00	2 553 064,00	1
114	7 714 591 999,00	271 588 877,00	2 555 477,00	1
115	7 714 591 651,00	271 587 295,00	2 557 897,00	1
116	7 714 598,05	271 580 864,00	2 556 266,00	1
117	7 714 598 167,00	271 584 303,00	2 553 473,00	1
118	7 714 600 366,00	271 590 952,00	2 550 605,00	1
119	7 714 609 921,00	271 595 987,00	2 543,73	SQ

120	7 714 606 446,00	271 596 584,00	2 545 482,00	1
121	7 714 615 513,00	271 596 171,00	2 542,31	BQ
122	7 714 609 322,00	271 604 404,00	2 543 587,00	SQ
123	7 714 606,05	271 603 755,00	2 544 345,00	1
124	7 714 614 201,00	271 604 222,00	2 541 634,00	BQ
125	7 714 603 433,00	271 612 271,00	2 545 493,00	1
126	7 714 606 579,00	271 612 701,00	2 543 709,00	SQ
127	7 714 603 967,00	271 615 852,00	2 543 786,00	SQ
128	7 714 607,07	271 616 591,00	2 542 495,00	BQ
129	7 714 603 211,00	271 615 702,00	2 545 602,00	1
130	7 714 598 865,00	271 620 232,00	2 543 877,00	SQ
131	7 714 599 504,00	271 620 848,00	2 542 736,00	Q
132	7 714 577 137,00	271 637 806,00	2 556 431,00	BM3
133	7 714 590 989,00	271 623 842,00	2 543 897,00	SQ
134	7 714 593 691,00	271 632,95	2 543 619,00	TOMA
135	7 714 584 601,00	271 627,80	2 545 478,00	BQ
136	7 714 578 675,00	271 632 017,00	2 546 156,00	BQ
137	7 714 578 333,00	271 638 456,00	2 547 979,00	BQ
138	7 714 582,07	271 643 717,00	2 546 827,00	BQ
139	7 714 590 498,00	271 637,69	2 545 452,00	EQ
140	7 714 592 489,00	271 646 777,00	2 546,10	EQ
141	7 714 584 285,00	271 649 928,00	2 547 989,00	BQ
142	7 714 588 854,00	271 659 953,00	2 550 109,00	BQ
143	7 714 596 882,00	271 655 494,00	2 547 565,00	EQ
144	7 714 593,96	271 665 263,00	2 551 121,00	BQ
145	7 714 600 611,00	271 661 408,00	2 549 644,00	EQ
146	7 714 599 964,00	271 669 752,00	2 553 334,00	BQ
147	7 714 585,98	271 624 993,00	2 553 755,00	EJE
148	7 714 573,00	271 599 779,00	2 561 421,00	1
149	7 714 578 992,00	271 595 136,00	2 560 508,00	1
150	7 714 586 395,00	271 590 775,00	2 559 122,00	1
151	7 714 592 282,00	271 586 601,00	2 557 783,00	1
152	7 714 599 659,00	271 581 551,00	2 555,47	1
153	7 714 601 405,00	271 580 206,00	2 552 418,00	1
154	7 714 606 519,00	271 594 586,00	2 546 778,00	1
155	7 714 604,15	271 601 975,00	2 544 877,00	1
156	7 714 574 197,00	271 610 053,00	2 559 062,00	1
157	7 714 584 092,00	271 607 344,00	2 554 283,00	1
158	7 714 589 533,00	271 599 305,00	2 553 053,00	1
159	7 714 562 891,00	271 601 068,00	2 563 177,00	1
160	7 714 586 052,00	271 637 654,00	2 545 261,00	1
161	7 714 630 525,00	271 596 718,00	2 541 632,00	BQ

162	7 714 632 015,00	271 599 694,00	2 542 369,00	SQ
163	7 714 633 313,00	271 603,69	2 544,81	1
164	7 714 624 167,00	271 602 969,00	2 541,70	BQ
165	7 714 625 854,00	271 605 205,00	2 542 555,00	SQ
166	7 714 628 817,00	271 610 801,00	2 546,04	1
167	7 714 619 199,00	271 609 125,00	2 541 656,00	BQ
168	7 714 626 351,00	271 607 029,00	2 544,15	1
169	7 714 628 735,00	271 613 592,00	2 547 137,00	1
170	7 714 624 655,00	271 612,17	2 545 984,00	1
171	7 714 620 118,00	271 612 421,00	2 543 036,00	1
172	7 714 622 329,00	271 612 229,00	2 543 034,00	1
173	7 714 619 093,00	271 619 489,00	2 547 233,00	1
174	7 714 624 249,00	271 618 551,00	2 548 157,00	1
175	7 714 627 964,00	271 620 697,00	2 549 581,00	1
176	7 714 616 261,00	271 626 137,00	2 548 929,00	1
177	7 714 623 506,00	271 628 617,00	2 550 011,00	1
178	7 714 626 135,00	271 628,56	2 552 854,00	1
179	7 714 614 242,00	271 630 151,00	2 549 831,00	1
180	7 714 619,90	271 635 771,00	2 553 301,00	1
181	7 714 626 736,00	271 634 536,00	2 556 122,00	1
182	7 714 609 464,00	271 640 009,00	2 553 228,00	1
183	7 714 612 273,00	271 641 455,00	2 555 577,00	1
184	7 714 625 151,00	271 642 806,00	2 559 296,00	1
185	7 714 611 667,00	271 645 465,00	2 556 748,00	1
186	7 714 617 318,00	271 647 944,00	2 558 975,00	1
187	7 714 625 462,00	271 649 924,00	2 561 028,00	1
188	7 714 620 173,00	271 651 806,00	2 559 835,00	1
189	7 714 614 137,00	271 651 702,00	2 558 085,00	1
190	7 714 635,45	271 656,01	2 562,62	1
191	7 714 628,69	271 659 687,00	2 560 219,00	1
192	7 714 618 881,00	271 658,84	2 557 326,00	1
193	7 714 645 626,00	271 665 537,00	2 564 999,00	1
194	7 714 634 324,00	271 671 477,00	2 557 797,00	1
195	7 714 627 627,00	271 667 528,00	2 558 508,00	1
196	7 714 655 112,00	271 674 769,00	2 568 567,00	1
197	7 714 644 362,00	271 677 001,00	2 563 031,00	1
198	7 714 634 788,00	271 677 913,00	2 558 289,00	1
199	7 714 649 942,00	271 687 944,00	2 564 708,00	1
200	7 714 643 806,00	271 688,28	2 561 157,00	1
201	7 714 641 565,00	271 690 155,00	2 559 332,00	1
202	7 714 673 426,00	271 688 772,00	2 577 953,00	1
203	7 714 669 791,00	271 675 272,00	2 575 181,00	1

204	7 714 665 687,00	271 666 755,00	2 574 693,00	EJECAM
205	7 714 653 653,00	271 655 034,00	2 572 936,00	1
206	7 714 644 276,00	271 654,73	2 569 039,00	1
207	7 714 635 099,00	271 637 423,00	2 565 899,00	1
208	7 714 642,73	271 637 402,00	2 570 042,00	1
209	7 714 642 775,00	271 629 407,00	2 564 019,00	1
210	7 714 635 747,00	271 627 897,00	2 564 053,00	1
211	7 714 638 928,00	271 619 985,00	2 561 792,00	1
212	7 714 644 265,00	271 618 831,00	2 564 476,00	1
213	7 714 645,84	271 620 757,00	2 567 844,00	1
214	7 714 643 236,00	271 630 344,00	2 570 018,00	1
215	7 714 644 526,00	271 638 104,00	2 572,07	1
216	7 714 639 206,00	271 608 954,00	2 560 361,00	1
217	7 714 638 892,00	271 615 104,00	2 560 261,00	1
218	7 714 638 442,00	271 622 321,00	2 562 202,00	1
219	7 714 633 249,00	271 642 205,00	2 563 322,00	1
220	7 714 632 977,00	271 625 503,00	2 558 564,00	1
221	7 714 636 295,00	271 620 456,00	2 558,25	1
222	7 714 634 313,00	271 606 301,00	2 552 986,00	1
223	7 714 635 557,00	271 598 836,00	2 556 895,00	1
224	7 714 641 738,00	271 604 672,00	2 556 297,00	1
225	7 714 644 774,00	271 603 362,00	2 560 909,00	1
226	7 714 644 276,00	271 607 975,00	2 561 937,00	1
227	7 714 639 768,00	271 609 734,00	2 559 775,00	1
228	7 714 610,64	271 622 126,00	2 546 468,00	1
229	7 714 608 131,00	271 623 321,00	2 543 476,00	BQ
230	7 714 603,99	271 631 794,00	2 544 777,00	BQ
231	7 714 605 211,00	271 631 078,00	2 549 452,00	1
232	7 714 604 017,00	271 636 528,00	2 552 792,00	1
233	7 714 601 593,00	271 636 499,00	2 544,00	BQ
234	7 714 604,83	271 641,81	2 554 317,00	1
235	7 714 605 138,00	271 642 721,00	2 544 655,00	BQ
236	7 714 613 387,00	271 653 917,00	2 544 427,00	BQ
237	7 714 607 898,00	271 647,81	2 555 044,00	1
238	7 714 619 839,00	271 660 373,00	2 557 211,00	1
239	7 714 620 961,00	271 663 588,00	2 544 916,00	BQ
240	7 714 632 153,00	271 678 268,00	2 546 577,00	BQ
241	7 714 632 151,00	271 675 026,00	2 558 199,00	1
242	7 714 642 834,00	271 691 417,00	2 560 017,00	1
243	7 714 635 889,00	271 685 961,00	2 547 844,00	BQ
244	7 714 631,21	271 691 043,00	2 548 239,00	EQ
245	7 714 621 826,00	271 674 731,00	2 546 699,00	EQ

246	7 714 609 514,00	271 661,03	2 545 182,00	EQ
247	7 714 600 114,00	271 649 994,00	2 545 268,00	EQ
248	7 714 597,03	271 644 515,00	2 544 326,00	EQ
249	7 714 597 769,00	271 635 501,00	2 544 023,00	EQ

ANEXO 2
ESTUDIO GEOLÓGICO

INFORME GEOLOGICO

El presente trabajo fue elaborado a solicitud del Sr. Daza con fines de investigación, misma fue realizada a través de bibliografía y resultados del parámetro RMR proporcionado por el interesado, por lo que la información proporcionada deberá ser verificada en campo. El área de estudio se encuentra en las orillas del río Palronato localizado en el departamento de Chuquisaca, más propiamente en el Municipio de Camargo, que es la capital de la provincia de Nor Cinti; el municipio cuenta con una población de 15.644 habitantes (según el Censo INE 2012). Se encuentra a 2.406 msnm, distando a 197 km de la ciudad de Potosí y 187 km de la ciudad de Tarija. Rodeado de montañas con tonos colorados, conserva un clima templado, parcialmente húmedo a medio seco en los veranos, en los inviernos cuenta con un clima semiárido frío.

Ubicación

El área de trabajo se encuentra ubicada al sur de la Cordillera Oriental de Bolivia, políticamente en la Provincia de NorCinti del Departamento de Chuquisaca, las coordenadas aproximadas UTM: Zona 20K, Este: 271634 y Sur 7714608.

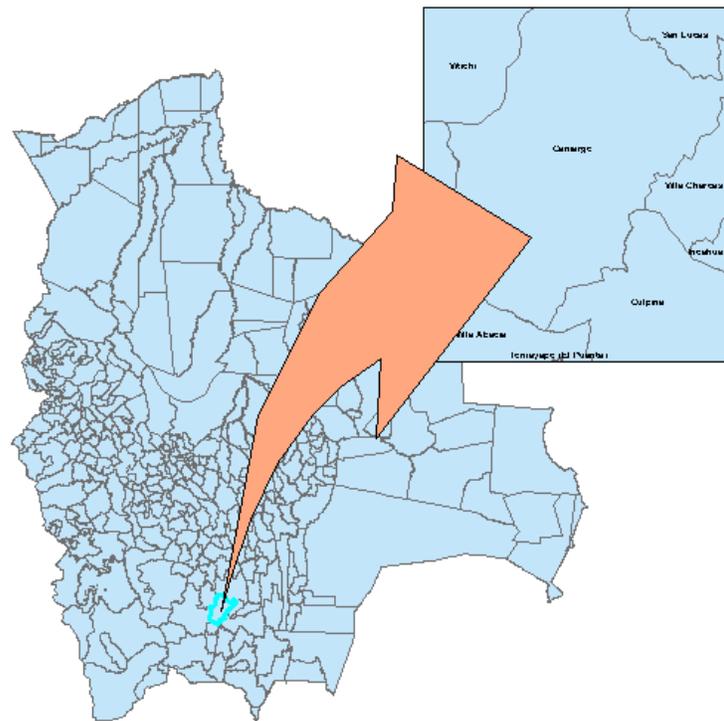


Ilustración 1. Ubicación.

Fisiografía

La zona de estudio se encuentra ubicada en la provincia fisiográfica de la Cordillera Oriental, misma se encuentra caracterizada por la presencia de montañas y serranías, en este sector se emplaza el sinclinal de Camargo el cual se encuentra ubicado al suroeste del departamento de Chuquisaca, entre las provincias Nor y Sur Cinti.

La Cordillera Occidental en el área del sinclinal de Camargo se encuentra afectada por diferentes eventos tectónicos ocurridos durante el Mesozoico y Cenozoico, la más importante es la falla inversa denominada (Cabalgamiento Camargo), la cual pone en contacto Rocas del Sistema Ordovícico con rocas del Sistema Cretácico.

Hidrografía.

La red hidrográfica pertenece a la cuenca del Plata, los ríos que forman esta cuenca son los ríos Camargo, Tumusla, Camblaya, Pilaya, Ingre y Pilcomayo. El principal afluente del área de Camargo es el río Tumusla, que atraviesa de norte a sur constituyéndose en la principal cuenca de drenaje, que siguiendo su curso normal va tomando diferentes nombre, es así que desde la hacienda Camblaya Chico hacia el Oeste, se la denomina río **Pilaya “sector donde se realizó el presente trabajo”**, mientras que el curso que sigue hacia el sur es llamado río San Juan.

El drenaje presenta diseño dendrítico y tipo sub paralelo, diseño que se desarrolla donde hay una pendiente y/o control estructural que ocasiona que los ríos corran en dirección paralela preferentemente en dirección N-S producto de una serie de fallas que afectan las rocas del sistema Ordovícico.

Geomorfología

De manera regional, el sector corresponde a una región montañosa con valles profundos, pendientes escarpadas y elevaciones que varían desde 2100 a 46000 msnm.

Los valles principales hacia el área occidental como el río Tumusla, se extienden en dirección N – S aprovechando la estructura geológica regional. Las formaciones Santa Lucía y Camargo presentan meteorización química pluvial ya que en las areniscas que conforman estratos sub horizontales se encontró disgregación granular y lixiviación de feldespatos.

Marco Tectónico

El desarrollo estructural de los Andes Centrales puede ser dividido en dos etapas “pre-Andino y Andino”, separadas por un evento tectónico mundial, marcando la partición de Gondwana. El desarrollo pre-Andino comprende la evaluación anterior al Triásico superior y el Andino posterior al fracturamiento de Gondwana y el inicio de la subducción de la litosfera oceánica por debajo de la placa continental sudamericana.

En el contexto geológico regional el área pertenece a parte Sur de la Cordillera Oriental, se caracteriza por estar formada de cadenas paralelas que se despliegan de norte a sur, en una formación de dos cordones el occidental y el oriental, ascendidos por el plegamiento andino, separados por quebradas y valles. Se puede considerar que el desarrollo de los Andes orientales tuvo lugar en dos etapas que corresponden al Pre-andino y el Andino.

En lo que se refiere al tectonismo del área de Camargo que caracteriza la zona, estas fueron controladas por fases tectónicas, donde la deformación de las capas sedimentarias Ordovícicas y cretácicas fueron deformados por un empuje tectónico de dirección W-E, han sido plegadas y fracturadas varias veces y se encuentran relacionadas con el tectonismo de la Cordillera. Las fallas principales son de tipo inversa de gran intensidad que ponen en contacto a las unidades Ordovícicas con las unidades más juveniles, estas fallas se acomodan en el área con dirección preferente N-S. Estas estructuras regionales generaron importantes compresivos que dieron lugar a plegamientos de los estratos y la formación de los altos topográficos, al este y oeste del eje del sinclinal de Camargo y en contacto con rocas ordovícicas sobre yacen rocas mesozoicas y cenozoicas, estas últimas limitadas a franjas longitudinales estrechas por las cuales pasa el eje del sinclinal.

Geología Estructural

El sector presenta estructuras plegadas de dirección NS y fallas paralelas a la dirección general de la Cordillera Oriental, se trata de fallas inversas con buzamientos preferenciales al oeste, producidas por esfuerzos compresionales y fallas de reajuste de dirección E-W.

Geología Regional

Las rocas del área corresponden principalmente a depósitos desde el paleozoico hasta el reciente. Los sedimentos mesozoicos están limitados a algunas cuencas estrechas de dirección N – S como es el caso del sinclinal Camargo y hacia el oeste el pequeño sinclinal del Cerro Colorado. Los sedimentos de edad Paleógeno son de origen continental y están localizados similarmente con dirección N – S.

La estructura geológica está caracterizada por la existencia de bloques longitudinales elevados por fallas de alto ángulo que involucran el basamento, estructura que se puede apreciar en el flanco occidental del sinclinal, que corresponde a tectonismo de capas cabalgantes que dan lugar a una compresión de dirección Oeste – Este.

Las rocas más antiguas de la región se atribuyen al Paleozoico, durante la mayor parte del Paleozoico inferior constituyó una cuenca intra-tectónica somera a profunda, con algunas fases compresivas y distensivas separando los principales ciclos tecto-sedimentarios.

El ciclo Andino, se formaron alargadas y estrechas cuencas distensivas. La sedimentación varía desde marina hasta continental, el área de estudio presenta sedimentos de conglomerados con niveles de areniscas rojizas y blanquecinas calcáreas de grano medio a grueso perteneciente a la Fm. Chaupiuno de espesores menores a 500 m. Transicionalmente se depositan areniscas calcáreas, margas y calizas de la Fm. El Molino con espesores de 300 a 400m. La Fm Santa Lucia se deposita sobre la Fm. El Molino con un nivel de lutitas verdosas en la base y hacia el tope intercalaciones de arcillas sobre la arenisca rojiza con presencia de yesos. La Fm. Cayara (Paleógeno Sup.) se expone en el sector NE del sinclinal de Camargo conformada por areniscas de color marrón rosáceas con tonos violáceos de grano fino a medio.

Geología Local

Estratigrafía

Las unidades estratigráficas reconocidas, están referidas a rocas aflorantes de origen sedimentario, de ambiente marino y continental. La secuencia estratigráfica muestra una columna conformada por rocas de edad Mesozoica y Cenozoica.

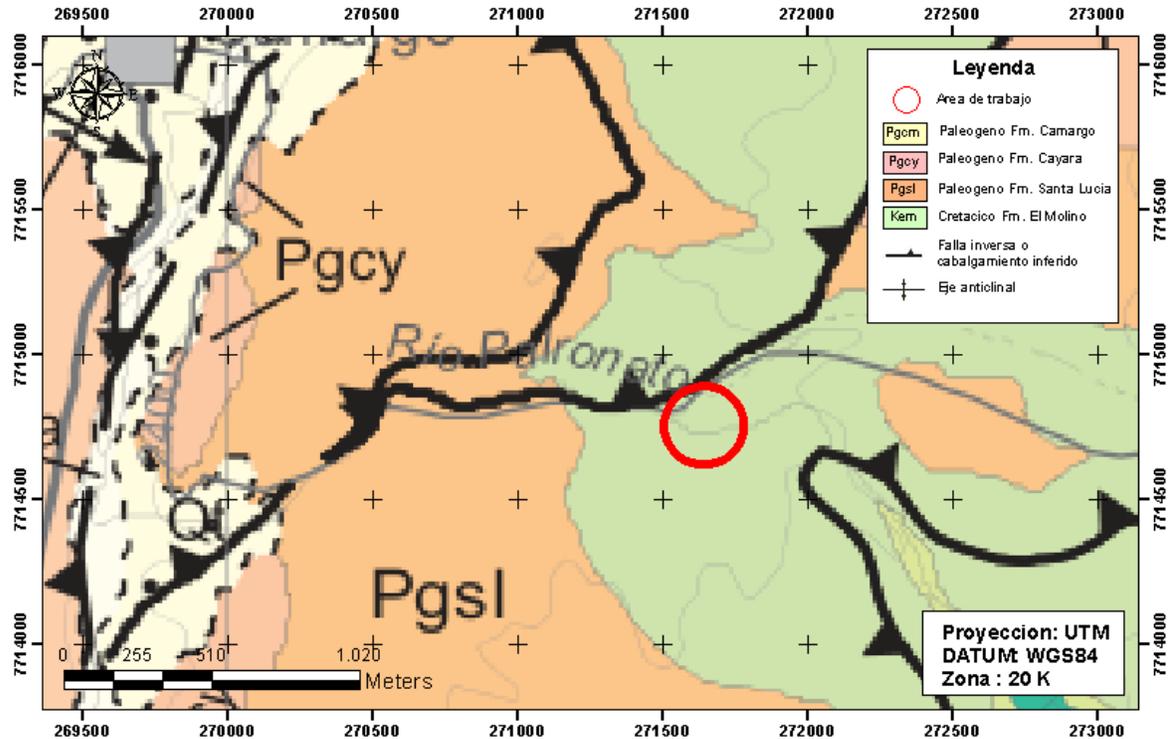


Ilustración 2. Mapa geológico.

Fm. El Molino

De edad Cretácica Superior, esta formación se encuentra con mayor representación en el flanco este del sinclinal de Camargo formando estratos sub horizontales con dirección de 290/15 (DIP/DIR). Se encuentra conformado por niveles de areniscas calcáreas de colores blanquecinos con tonalidades rojizas y hacia el tope calizas de color gris verdosas.



Ilustración 3. Calizas de la Fm. El Molino.

Fm. Santa Lucia

De edad Paleógeno, estos depósitos se encuentran expuestos en el sinclinal de Camargo y descansa concordantemente sobre la formación El Molino, la base se encuentra constituida por lutitas verdosas, margas y hacia el tope areniscas blanquecinas calcáreas y limolitas de color rojizo. Esta unidad formacional se encuentra aledaña a la carretera principal que une la población de Camargo con la población de Villa Abecia, una de sus características primordiales es su contenido de vetas yeso primario y secundario.



Ilustración 4. Vetas de yeso de la Fm. Santa Lucia.

Fm. Cayara

De edad Paleógeno, la formación Cayara en el área de Camargo se encuentra sobre la Fm. Santa Lucia, en el sector de Rancho Volcán, esta unidad formación presenta Areniscas de color marrón rosáceas con tonos violáceos de grano fino a medio. Por encima de un nivel de limolitas rojizas se encuentra un nivel de brecha de falla, intercalada con pelitas de la formación Santa Lucia y hacia el tope areniscas violáceas de la Formación Cayara.



Ilustración 5. Fm. Cayara, sector Rancho Volcán.

Fm. Camargo

De edad Paleógeno, la formación Camargo está constituida por areniscas de color marrón violáceo e intercalada con niveles de arcillas de color rojo violáceo, presenta niveles de conglomerados. El flanco este también se encuentra afectada Tectónicamente por lo que se puede observar plegamientos que forman anticlinales y sinclinales con una dirección general de W-E.



Ilustración 6. Estratos plegados de la Fm. Camargo.

Sistema Cuaternario

Los principales depósitos están referidos a depósitos de aluviales en los ríos y depósitos de terraza, distribuidos a lo largo de las riveras de los ríos, conformada principalmente por gravas sueltas con contacto puntual entre líticos con matriz arenosa, generalmente de color gris claro. Sus espesores varían de decenas de centímetros hasta la decena de metros.



Ilustración 7. Depósitos aluviales Rio Tumusla.

Mecánica de Rocas

Clasificación RMR

Desarrollada por Bieniawski en 1973, actualizada en 1979 y 1989, establece un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación y sostenimiento en túneles.

- Tiene en cuenta los siguientes parámetros:
- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se sigue el procedimiento señalado en el cuadro siguiente:

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nada	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación		15	10	7	4	0		

Tabla 1 Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

Una vez obtenidas las puntuaciones de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso, como se expresa en el cuadro siguiente:

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Tabla 2. Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR

Corrección de RMR

Posteriormente de haber obtenido el valor de RMR se procedió a realizar la corrección por la orientación y en nuestro caso por la puntuación de taludes; en base al cuadro a continuación:

Dirección y buzamiento	Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables	
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla 3. Corrección por la orientación de las discontinuidades (Bieniawski, 1989)

Resultados

VALORACION DEL MACIZO ROCOSO 5 Clasificación RMR de Bieniawski (1989)													
PARAMETRO		RANGO DE VALORES Y VALORACIONES										VALORACION	
RESIST.COMP.UNIAXIAL(Mpa)	>250	15	100-250	12	50-100	7	25-50	4	<25	2	1	7	
	RQR %	90-100	20	75-90	17	50-75	13	25-50	8	<25	3	2	20
ESPACIAMIENTO (m)		>2	20	0,6-2	15	0,2-0,6	10	0,06-0,2	8	<0,06	5	3	15
CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA A	<1 m	6	1-3 m	4	3-10 m	2	10-20 m	1	>20 m	0	4A	4
	APERTURA	Cerrada	6	<0,01m	5	0,1-1,0 mm	4	1-5 mm	1	>5 mm	0	4B	0
	RUGOSIDAD	Muy Rugosa	6	Rugosa	5	Lig. Rugosa	3	Lisa	1	Espejo de Falla	0	4C	3
	RELLENO	Limpia	6	Duro <5 mm	4	Dura >5 mm	2	Suave <5 mm	1	Suave > 5 mm	0	4D	4
	ALTERACION	Sana	6	Lig. Alterada	5	Mod.Alterada	3	Muy Alterada	2	Descompuesta	0	4E	5
AGUA SUBTERRANEA		Seco	15	Humedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	5	10
VALOR RMR (Suma de valoración 1 a 5)											68		

VALORACION DEL MACIZO ROCOSO 6 Clasificacion RMR de Bieniawski (1989)													
PARAMETRO	RANGO DE VALORES Y VALORACIONES											VALORACION	
RESIST.COMP.UNIAXIAL(Mpa)	>250	15	100-250	12	50-100	7	25-50	4	<25	2	1	7	
RQR %	90-100	20	75-90	17	50-75	13	25-50	8	<25	3	2	20	
ESPACIAMIENTO (m)	>2	20	0,6-2	15	0,2-0,6	10	0,06-0,2	8	<0,06	5	3	15	
CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA A	<1 m	6	1-3 m	4	3-10 m	2	10-20 m	1	>20 m	0	4A	4
	APERTURA	Cerrada	6	<0,01m	5	0,1-1,0 mm	4	1-5 mm	1	>5 mm	0	4B	1
	RUGOSIDAD	Muy Rugosa	6	Rugosa	5	Lig. Rugosa	3	Lisa	1	Espejo de Falla	0	4C	3
	RELLENO	Limpia	6	Duro <5 mm	4	Dura >5 mm	2	Suave <5 mm	1	Suave > 5 mm	0	4D	4
	ALTERACION	Sana	6	Lig. Alterada	5	Mod.Alterada	3	Muy Alterada	2	Descompuesta	0	4E	5
AGUA SUBTERRANEA	Seco	15	Humedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	5	10	
VALOR RMR (Suma de valoración 1 a 5)											69		

VALORACION DEL MACIZO ROCOSO 7 Clasificacion RMR de Bieniawski (1989)													
PARAMETRO	RANGO DE VALORES Y VALORACIONES											VALORACION	
RESIST.COMP.UNIAXIAL(Mpa)	>250	15	100-250	12	50-100	7	25-50	4	<25	2	1	12	
RQR %	90-100	20	75-90	17	50-75	13	25-50	8	<25	3	2	20	
ESPACIAMIENTO (m)	>2	20	0,6-2	15	0,2-0,6	10	0,06-0,2	8	<0,06	5	3	15	
CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA A	<1 m	6	1-3 m	4	3-10 m	2	10-20 m	1	>20 m	0	4A	6
	APERTURA	Cerrada	6	<0,01m	5	0,1-1,0 mm	4	1-5 mm	1	>5 mm	0	4B	1
	RUGOSIDAD	Muy Rugosa	6	Rugosa	5	Lig. Rugosa	3	Lisa	1	Espejo de Falla	0	4C	3
	RELLENO	Limpia	6	Duro <5 mm	4	Dura >5 mm	2	Suave <5 mm	1	Suave > 5 mm	0	4D	4
	ALTERACION	Sana	6	Lig. Alterada	5	Mod.Alterada	3	Muy Alterada	2	Descompuesta	0	4E	5
AGUA SUBTERRANEA	Seco	15	Humedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	5	10	
VALOR RMR (Suma de valoración 1 a 5)											76		

VALORACION DEL MACIZO ROCOSO 8 Clasificacion RMR de Bieniawski (1989)													
PARAMETRO	RANGO DE VALORES Y VALORACIONES										VALORACION		
RESIST.COMP.UNIAXIAL(Mpa)	>250	15	100-250	12	50-100	7	25-50	4	<25	2	1	7	
RQR %	90-100	20	75-90	17	50-75	13	25-50	8	<25	3	2	20	
ESPACIAMIENTO (m)	>2	20	0,6-2	15	0,2-0,6	10	0,06-0,2	8	<0,06	5	3	15	
CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA A	<1 m	6	1-3 m	4	3-10 m	2	10-20 m	1	>20 m	0	4A	4
	APERTURA	Cerrada	6	<0,01m	5	0,1-1,0 mm	4	1-5 mm	1	>5 mm	0	4B	1
	RUGOSIDAD	Muy Rugosa	6	Rugosa	5	Lig. Rugosa	3	Lisa	1	Espejo de Falla	0	4C	3
	RELLENO	Limpia	6	Duro <5 mm	4	Dura >5 mm	2	Suave <5 mm	1	Suave > 5 mm	0	4D	4
	ALTERACION	Sana	6	Lig. Alterada	5	Mod. Alterada	3	Muy Alterada	2	Descompuesta	0	4E	5
AGUA SUBTERRANEA	Seco	15	Humedo	10	Mojado	7	Goteo	4	Flujo	0	5	10	
VALOR RMR (Suma de valoración 1 a 5)											69		

Bibliografía

- 1) Gonzales, L. (2004) Ingeniería Geológica.
- 2) Hoja Camargo Esc. 1:100 000, Informe interno.


Victor Hugo Chavez Calancha
INGENIERO GEOLOGO
R.N.I. 42414

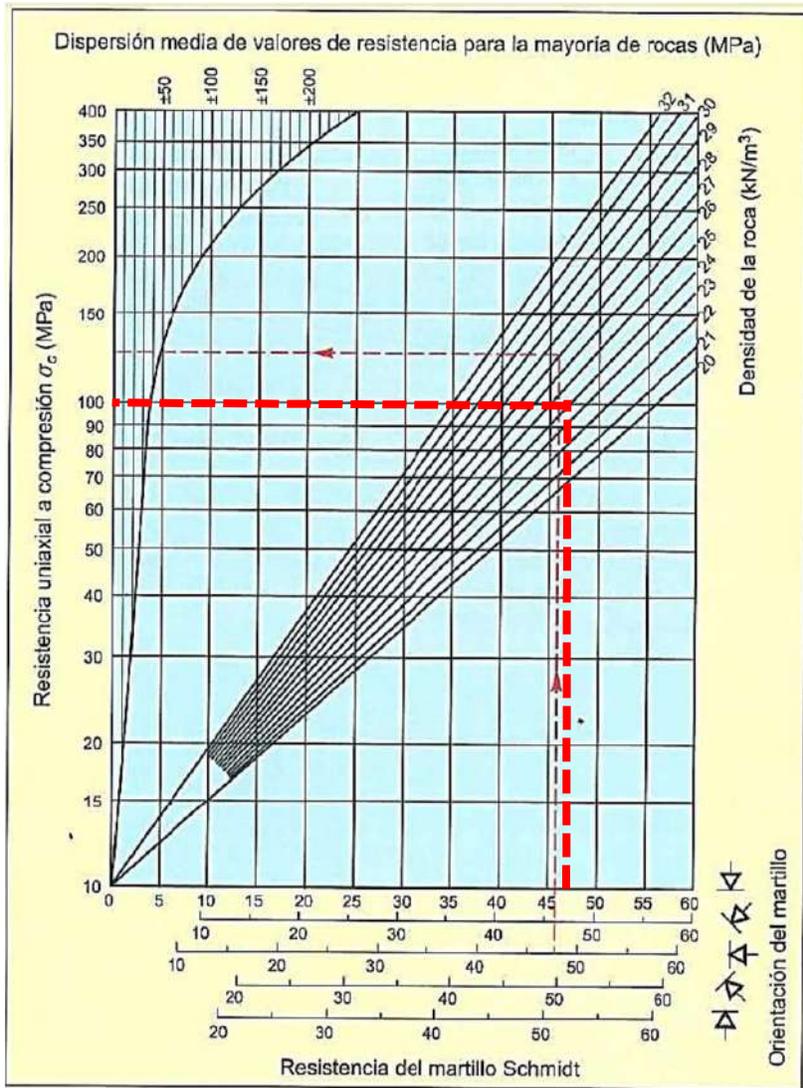
INFORME ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Proyecto	Diseño Puente de Hormigon postensado en la Comunidad del Molino de la provincia nor Cinti del Departamento de Chuquisaca	Material Ensayado:	Roca-Arenisca
		Código:	M-1
Solicitante	Consultora Integral Tarija SRL	Fecha:	15/11/2023
Progresiva	0+0	Ejecutó:	D.V.B.A.
	Coordenadas E 452844 N 7208827		

Densidad Material Ensayado: 24,02 KN/m³

Ensayo No.	R
1	44
2	48
3	46
4	48
5	44
6	48
7	48
8	47
9	45
10	46

\bar{x}	46,40
$\bar{x} +10\%$	51,04
$\bar{x} -10\%$	41,76
Maximo	48,00
Mínimo	44,00
IE	46,40
Factor Calib.	1,02
IE	47,47
Varianza	2,71
σ_v	1,65
Cv %	0,04



Resistencia Uniaxial a la compresión roca V	σ _c	99 Mpa
---	----------------	--------

INFORME ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Proyecto Diseño Puente de Hormigon postensado en la Comunidad del Molino de la provincia nor Cinti del Departamento de Chuquisaca

Solicitante Consultora Integral Tarija SRL

Progresiva 0+0 Coordenadas E 452844
N 7208827

Material Ensayado: Roca-Arenisca

Código: M-2

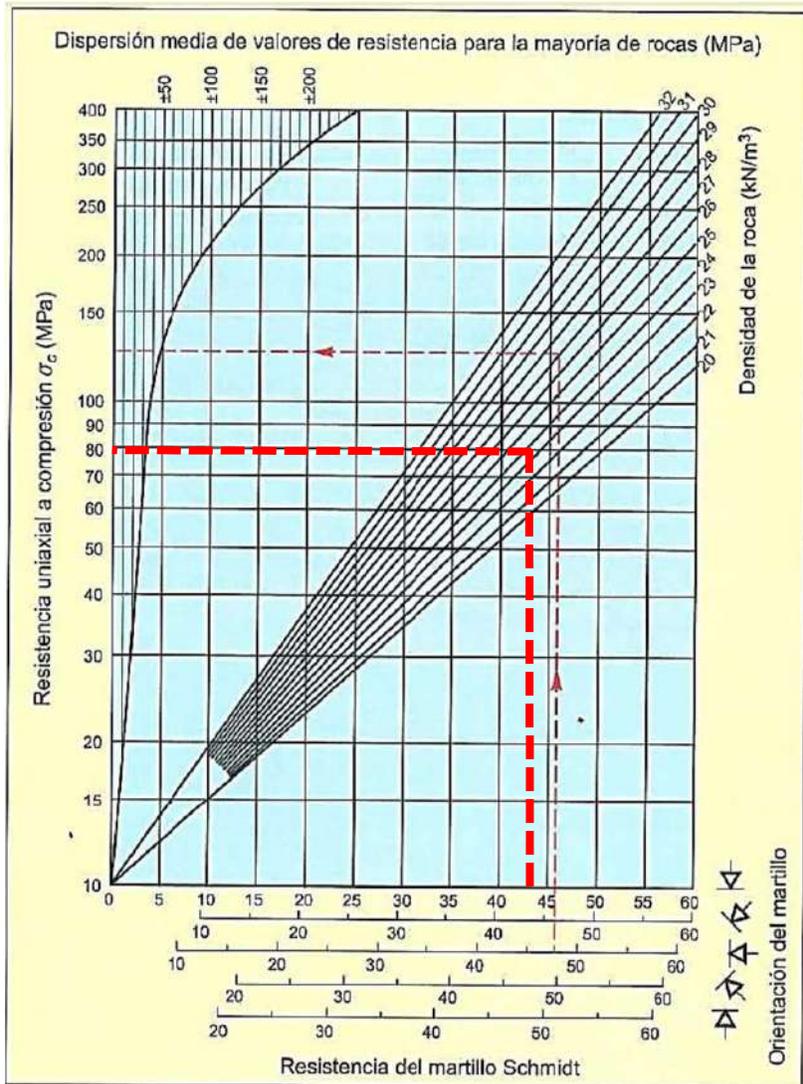
Fecha: 15/11/2023

Ejecutó: D.V.B.A.

Densidad Material Ensayado: 24,02 KN/m3

Ensayo No.	R
1	46
2	42
3	46
4	42
5	42
6	41
7	42
8	44
9	42
10	46

\bar{x}	43,30
$\bar{x} +10\%$	47,63
$\bar{x} -10\%$	38,97
Maximo	46,00
Mínimo	41,00
IE	43,30
Factor Calib.	1,02
IE	44,30
Varianza	4,01
σ_V	2,00
Cv %	0,05



Resistencia Uniaxial a la compresión roca VI	σ _c	78 Mpa
--	----------------	--------

INFORME ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Proyecto Diseño Puente de Hormigon postensado en la Comunidad del Molino de la provincia nor Cinti del Departamento de Chuquisaca

Solicitante Consultora Integral Tarija SRL

Progresiva 0+0 Coordenadas E 452844
N 7208827

Material Ensayado: Roca-Arenisca

Código: M-3

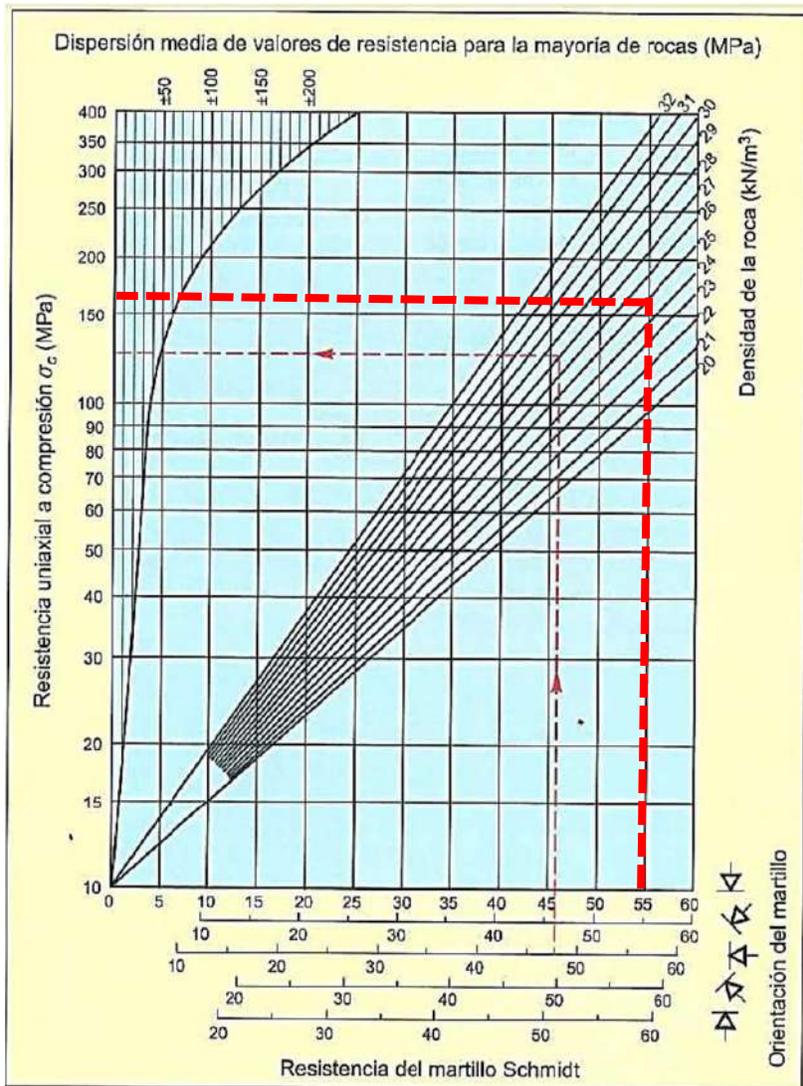
Fecha: 15/11/2023

Ejecutó: D.V.B.A.

Densidad Material Ensayado: 25,5 KN/m³

Ensayo No.	R
1	56
2	56
3	57
4	48
5	48
6	53
7	55
8	57
9	54
10	55

\bar{x}	53,90
$\bar{x} + 10\%$	59,29
$\bar{x} - 10\%$	48,51
Maximo	57,00
Mínimo	48,00
IE	53,90
Factor Calib.	1,02
IE	55,14
Varianza	11,21
σ_V	3,35
Cv %	0,06



Resistencia Uniaxial a la compresión VII	σ_c	165 Mpa
--	------------	---------

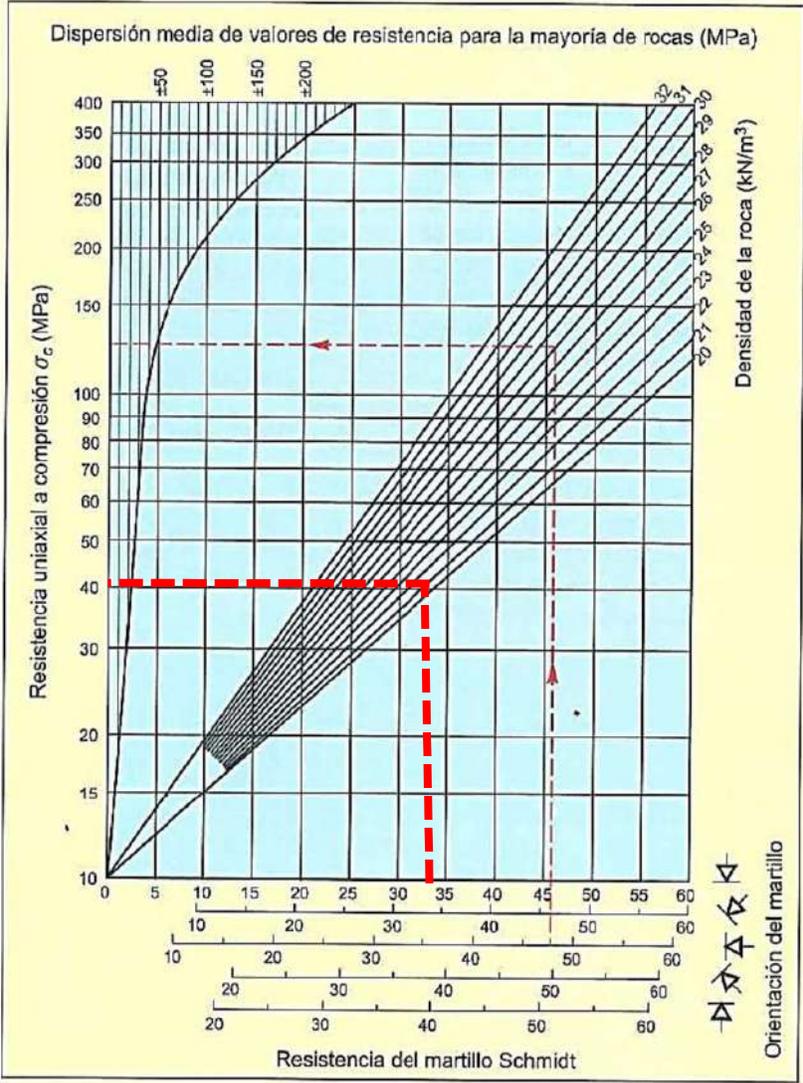
INFORME ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Proyecto	Diseño Puente de Hormigon postensado en la Comunidad del Molino de la provincia nor Cinti del Departamento de Chuquisaca	Material Ensayado:	Roca-Arenisca
Solicitante	Consultora Integral Tarija SRL	Código:	M-4
Progresiva	0+0 Coordenadas E 452844	Fecha:	15/11/2023
	N 7208827	Ejecutó:	D.V.B.A.

Ensayo No.	R
1	38
2	32
3	34
4	38
5	36
6	38
7	34
8	28
9	24
10	38

Densidad Material Ensayado: 22,55 KN/m³

\bar{x}	34,00
$\bar{x} + 10\%$	37,40
$\bar{x} - 10\%$	30,60
Maximo	38,00
Mínimo	24,00
IE	34,00
Factor Calib.	1,02
IE	34,78
Varianza	23,11
σ_v	4,81
Cv %	0,14



Resistencia Uniaxial a la compresión VIII	σ_c	40 Mpa
---	------------	--------

ANEXO 3
ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

ESTUDIO HIDROLOGIA

El estudio hidrológico de la comunidad del molino nos permitirá conocer las máximas crecidas del río, y esto se lo va determinar utilizando las estaciones más cercanas al punto de emplazamiento y los programas como HEC-RAS, ASTER etc.

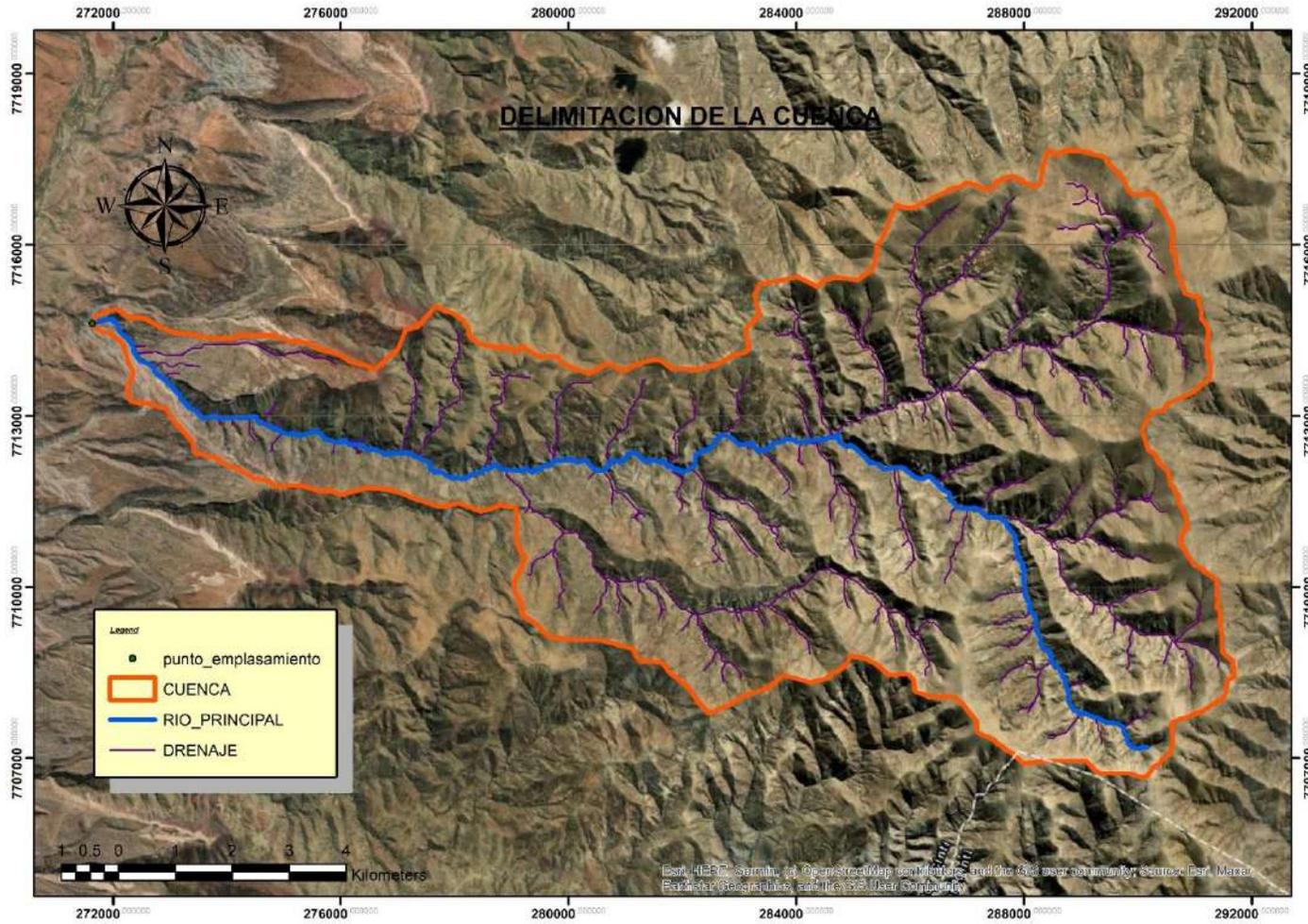
Modelos digitales de elevación DEM (30 metros de resolución espacial aproximadamente)

El Modelo de Elevación Digital Global (GDEM) de ASTER Versión 3 (ASTGTM) proporciona un modelo de elevación digital global (DEM) de áreas terrestres en la Tierra con una resolución espacial de 1 segundo de arco (aproximadamente 30 metros de posición horizontal en el ecuador). El desarrollo de los productos de datos ASTER GDEM es un esfuerzo de colaboración entre la Administración Nacional de Aeronáutica y del Espacio (NASA) y el Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón (METI). Los productos de datos ASTER GDEM son creados por Sensor Information Laboratory Corporation (SILC) en Tokio. El producto de datos ASTER GDEM Versión 3 se creó a partir del procesamiento automatizado de todo el archivo ASTER Nivel 1A (https://doi.org/10.5067/ASTER/AST_L1A.003) de escenas adquiridas entre el 1 de marzo de 2000 y el 30 de noviembre de 2013.

Los modelos de elevación digital se descargaron de la siguiente pagina

<https://search.earthdata.nasa.gov/search>

PARAMETROS DE LA CUENCA



Fuente: Elaboración propia

La delimitación de la cuenca y cálculo de sus parámetros fue realiza en el programa de ArcGIS con modelos de elevación digital global DEM con una resolución de elevación de 30 m.

PARAMETROS HIDROMORFOLOGICOS	
Cuenca:	EL MOLINO

DESCRIPCION	UND	VALOR	
De la superficie			
Área	Km ²	106.97	
Perímetro de la cuenca	km	61.05	
Ancho de la cuenca	km	5.09	
Longitud de la cuenca	km	20.9953	
Alturas cuenca menor			
Altura máxima Z	m.n.s.m	4160	
Altura mínima Z	m.n.s.m	2509	
Altura media Z	m.n.s.m	3581.492	
Centroide			
X Centroide	m	284369.75	
Y Centroide	m	7712073.86	
Pendiente Longitudinal del río			
Longitud del río	m	26209.00	
Cota mayor	m	4160	
Cota menor	m	2509	
Pendiente	m/m	0.06	
Parámetros Generados			
Tiempo de concentración			
Kirpich	hr	2.375	
Temez	hr	3.016	
Promedio	hr	2.696	
RESULTADOS	VALOR	INTERPRETACIÓN	PARAMETRO
Coeficiente de Forma	0.24	Alargada	0.22-0.30
Coeficiente de Compacidad	1.66	Oblonga a Rectangular	1.51-1.75
Índice de Alargamiento	4.12	Muy Alargada	2.9-4.2
Coeficiente de Masividad	0.03	Muy Montañosa	0.0-35
Orden de Corrientes	2	Bajo	1-2

DETERMINACION DEL NUMERO DE CURVA

NUMERO DE CURVA. - El número de curva CN (Runoff) es un número adimensional que representa a la relación precipitación- escurrimiento de la cuenca. El CN es función de los tipos de suelo, de su cobertura y de las condiciones de humedad antecedentes.

Los suelos pueden ser clasificados en cuatro grupos A, B, C y D en acuerdo al potencial de escurrimiento. Una vez clasificado el grupo de suelo que corresponden a la cuenca de la quebrada Ipa se procede a determinar “la clase de uso y tratamiento del suelo; con objeto de determinar los complejos de cubiertas hidrológicas” refiriéndose a la naturaleza de la cubierta vegetal.

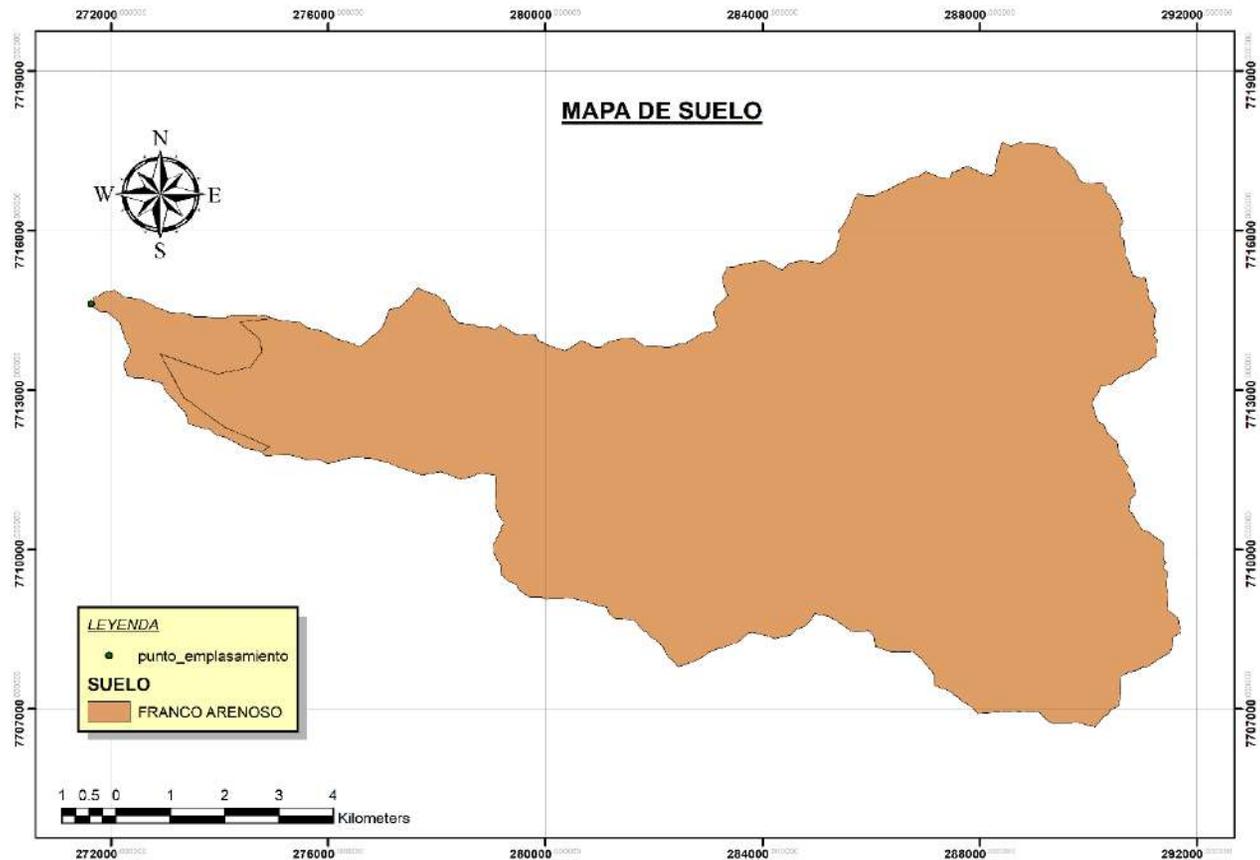
Es también importante el conocimiento de las condiciones de humedad del suelo precedente y la U.S. Conservation señala las siguientes condiciones:

Condición I: Esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca en que los suelos están secos.

Condición II: El caso promedio de avenidas anuales, es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en numerosas cuencas.

Condición III: Esta se presenta cuando ha llovido mucho y el suelo está casi saturado. Con estos dos antecedentes definidos (condición hidrológica de vegetación y condiciones precedentes de humedad), se determinan el número de las curvas de escurrimiento directo.

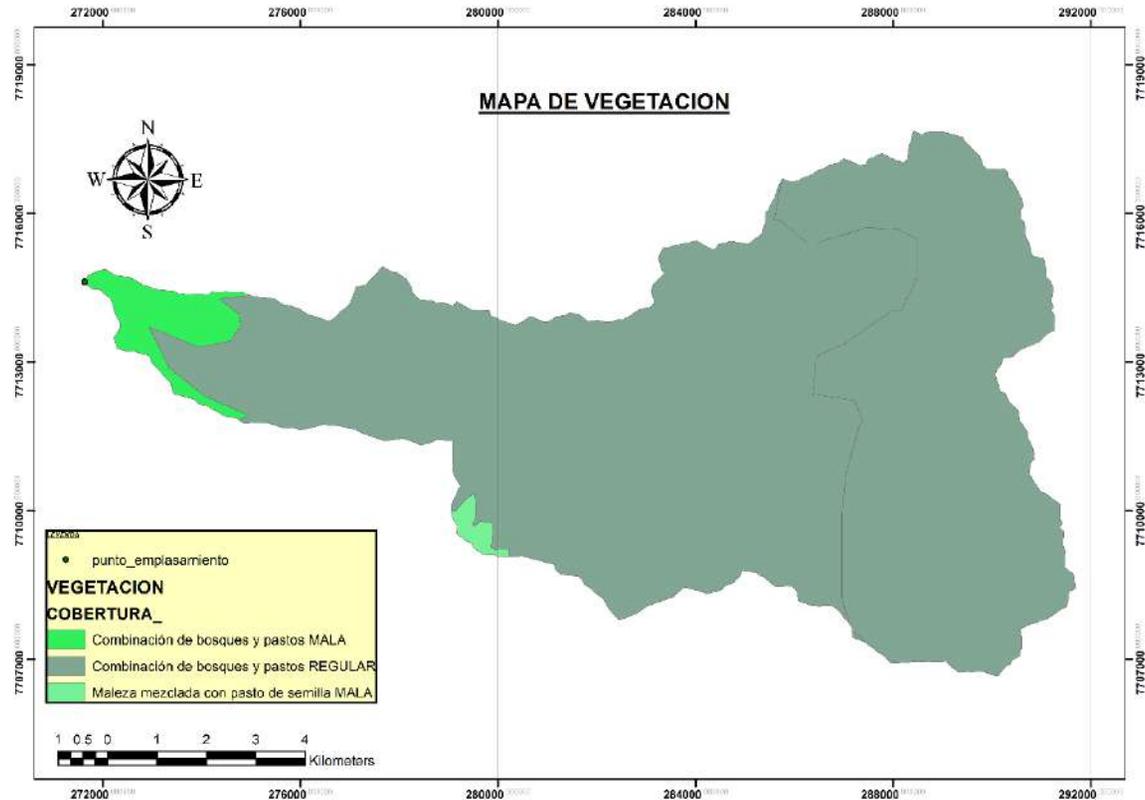
Para la determinación del CN, se utilizaron modelos digitales de elevación con tamaño de píxel o resolución de 30 m x 30 m y también imágenes satelitales, teniendo como resultado los siguientes mapas y al realizar el cruce los mismos se obtuvo el valor del CN ponderado para toda el área de la cuenca.



Fuente: Elaboración propia

LEYENDA DEL MAPA DE SUELOS DEL DEPARTAMENTO DE CHUQUISACA

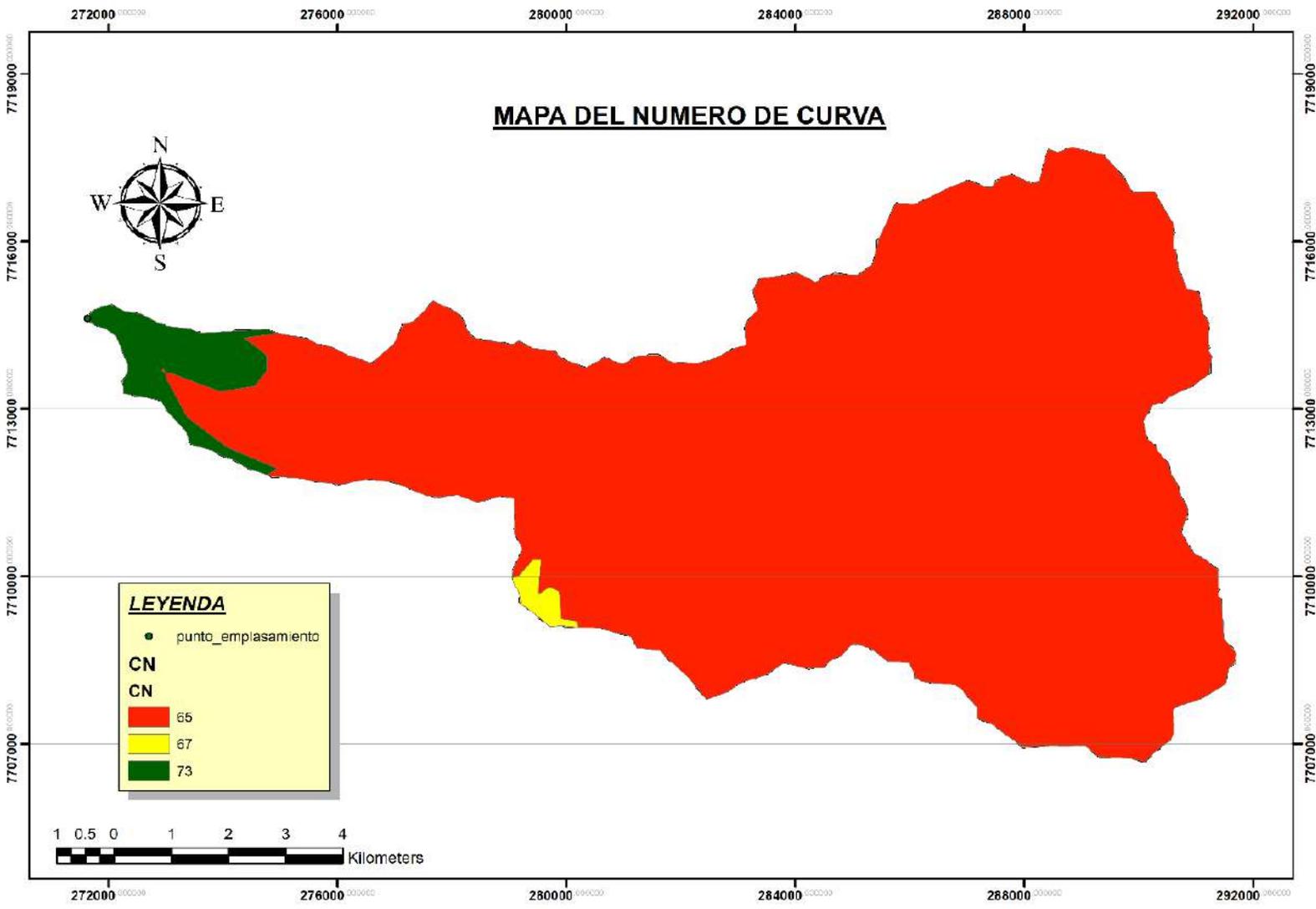
Código mapa	Descripción	Textura	G_H	valor
1	Consociación Leptosoles	Franco arenosa	B moderada	100
4	Consociación Leptosoles con inclusión Fluvisoles y Arenosoles	Franco arenosa	B moderada	100



Fuente: Elaboración propia

LEYENDA MAPA DE VEGETACION CHUQUISACA

CODIGO MAPA	CODIGO UNESCO	CLASE DE FORMACION	SUBCLASE	GRUPO	PISO		VALORES	
45	3B2c	MATORRAL	CADUCIFOLIO	estacional	montano	MATORRAL CADUCIFOLIO estacional montano	Combinación de bosques y pastos REGULAR	1
54	3B5d	MATORRAL	CADUCIFOLIO	espinoso	subalpino	MATORRAL CADUCIFOLIO espinoso subalpino	Combinación de bosques y pastos REGULAR	1
59	3C4c	MATORRAL	XEROMORFICO	deciduo por	montano	MATORRAL XEOMORFICO deciduo por sequia montano	Combinación de bosques y pastos MALA	2
100	5F9d	HERBACEA	GRAMINOIDE BAJA	sinusia arbus	subalpino	HERBACIA GRAMINOIDEA sinuosa arbustiva subalpino	Maleza mezclada con pasto de semilla MALA	3



G_H	VALORES	CN
B	101	Combinación de bosques y pastos REGULAR 65
B	102	Combinación de bosques y pastos MALA 73
B	103	Maleza mezclada con pasto de semilla MALA 67

FID	Gridcode	CN	A_KM2	C_A
0	101	65	102,924	6690,073
1	102	73	3,452	251,973
2	103	67	0,565	37,886
			106,941	6979,931

CNp(II)	65,269
----------------	--------

CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO

El cálculo del caudal máximo se realizó aplicando el método del hidrograma triangular con la ley de Gumbel, trabajando con datos de precipitaciones máximas diarias en 24 horas de la estación la Torre por ser la estación más cercana con mayores años de registro.

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs (mm)

AÑO HIDROLÓGICO

Estacion: La Torre

Lat. S.: 20°38'31"

Provincia: Nor Cinti

Long. W.: 65°12'18"

Departamento: Chuquisaca

Altura: 2.408 m.s.n.m

AÑO	EN.	FEB.	MAR.	ADR.	MAY.	JUN.	JUL.	AG.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Pmáx
1990	19,80	13,20	17,00	19,10	2,60	0,00	0,00	3,00	0,00	2,80	4,00	14,80	19,80
1991	25,60	15,10	15,00	6,70	0,00	0,00	0,00	0,00	4,00	18,80	20,00	11,90	25,60
1992	25,40	9,40	11,30	0,30	0,00	0,00	0,30	0,00	1,20	57,30	16,00	23,90	57,30
1993	18,30	13,00	49,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	6,00	17,00	40,20	49,00
1994	28,40	13,00	9,10	3,00	0,40	0,00	0,00	0,00	3,30	14,00	5,00	15,20	28,40
1995	28,90	22,00	25,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,00	22,30	24,00	28,90
1996	16,50	5,00	26,30	14,00	14,00	0,00	0,00	12,20	10,00	2,80	12,30	28,00	28,00
1997	13,30	27,20	17,30	22,00	2,00	0,00	0,00	0,00	12,30	0,00	9,00	9,30	27,20
1998	25,00	19,00	20,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	11,00	21,00	25,00
1999	13,30	33,40	30,20	7,20	0,00	0,00	0,00	0,00	72,00	3,30	2,00	13,30	72,00
2000	32,00	24,10	19,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	32,00	3,20	12,00	32,00
2001	15,40	22,00	13,20	7,30	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	2,30	7,30	34,00	34,00
2002	18,00	53,00	25,20	7,40	6,00	0,00	0,00	11,20	0,00	34,00	17,00	30,20	53,00
2003	24,00	25,30	10,30	1,40	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	4,30	2,00	63,00	63,00
2004	14,00	11,00	15,00	15,40	0,00	0,00	0,00	4,00	0,40	6,20	20,00	10,00	20,00
2005	25,00	13,00	13,00	21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,60	10,00	4,00	25,00	25,00
2006	28,30	11,30	17,40	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,00	13,00	10,20	10,30	28,30
2007	32,40	5,00	23,00	7,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	17,00	11,00	25,20	32,40
2008	28,50	10,00	13,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	19,00	25,80	28,50
2009	13,00	22,00	19,30	8,00	1,00	0,00	0,00	0,00	3,20	0,00	13,00	19,00	22,00
2010	19,00	46,60	11,00	4,00	5,40	0,00	0,00	0,00	0,00	5,00	0,00	19,00	46,60
2011	26,00	18,00	30,00	13,00	16,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,20	6,20	8,00	30,00
2012	35,00	20,40	34,00	65,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	23,00	8,00	19,00	65,00
2013	38,00	19,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,30	0,00	7,00	11,40	13,00	38,00
2014	45,00	12,00	2,20	3,00	0,00	0,00	0,00	4,00	1,20	6,80	16,00	11,00	45,00
2015	25,00	24,00	6,00	18,50	0,00	0,00	0,00	0,00	4,20	6,50	4,30	19,40	25,00
2016	47,00	36,00	50,20	3,60	0,00	0,00	0,00	0,00	5,00	2,00	6,00	18,00	50,20
2017	7,00	34,00	9,00	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00	5,20	5,00	5,00	19,00	34,00
2018	32,00	42,00	6,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	15,00	5,00	23,00	42,00
2019	13,00	28,00	8,50	11,00	0,00	0,00	18,00	0,00	2,00	8,00	25,00	9,00	28,00
2020	16,00	9,30	14,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	19,50	4,00	6,00	17,50	47,50
2021			12,80	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,00	1,00	18,00	25,00	25,00
2022	23,00	7,00	5,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	1,00	17,50	23,00
2023	22,50	22,00	12,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	12,00	24,00	32,00	32,00

PRECIPITACIONES EFECTIVAS

AÑO	ESTACION LA TORRE	
	Pmax(mm)	hpe(mm)
1990	19,80	0,97
1991	25,60	2,64
1992	57,30	19,89
1993	49,00	14,45
1994	28,4	3,67
1995	28,9	3,87
1996	28,00	3,52
1997	27,20	3,22
1998	25,00	2,44
1999	72,00	30,50
2000	32,00	5,19
2001	34,00	6,11
2002	53,00	17,01
2003	63,00	23,87
2004	20,00	1,01
2005	25,00	2,44
2006	28,30	3,64
2007	32,40	5,37
2008	28,50	3,71
2009	22,00	1,52
2010	46,60	12,97
2011	30,00	4,32
2012	65,00	25,31
2013	38,00	8,10
2014	45,00	12,01
2015	25,00	2,44
2016	50,20	15,21
2017	34,00	6,11
2018	42,00	10,28
2019	28,00	3,52
2020	47,00	13,21
2021	25,00	2,44
2022	23,00	1,81
2023	32,00	5,19

CN (II)	65,27
---------	-------

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

CN (III)	81,21
----------	-------

S	2,31	PLG
---	------	-----

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

S	58,77	mm
---	-------	----

PRUEBA DE BONDAD

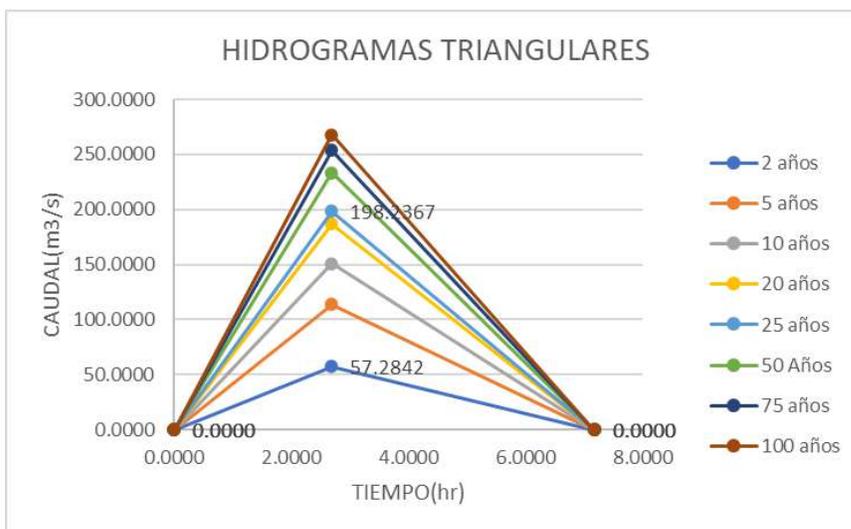
m	hpe(mm)	P(X)	Z=(hpe-μ)/σ	F(z)	Δ=F(z)-P(x)
1	0,97	0,03	-0,62	0,15	0,13
2	1,01	0,06	-0,62	0,16	0,10
3	1,52	0,09	-0,53	0,18	0,10
4	1,81	0,11	-0,48	0,20	0,08
5	2,44	0,14	-0,38	0,23	0,09
6	2,44	0,17	-0,38	0,23	0,06
7	2,44	0,20	-0,38	0,23	0,03
8	2,44	0,23	-0,38	0,23	0,00
9	2,64	0,26	-0,34	0,24	-0,01
10	3,22	0,29	-0,25	0,28	-0,01
11	3,52	0,31	-0,20	0,30	-0,02
12	3,52	0,34	-0,20	0,30	-0,05
13	3,64	0,37	-0,18	0,30	-0,07
14	3,67	0,40	-0,17	0,30	-0,10
15	3,71	0,43	-0,17	0,31	-0,12
16	3,87	0,46	-0,14	0,32	-0,14
17	4,32	0,49	-0,06	0,34	-0,14
18	5,19	0,51	0,08	0,40	-0,12
19	5,19	0,54	0,08	0,40	-0,15
20	5,37	0,57	0,11	0,41	-0,16
21	6,11	0,60	0,23	0,45	-0,15
22	6,11	0,63	0,23	0,45	-0,18
23	8,10	0,66	0,57	0,57	-0,09
24	10,28	0,69	0,93	0,67	-0,01
25	12,01	0,71	1,22	0,74	0,03
26	12,97	0,74	1,38	0,78	0,03
27	13,21	0,77	1,42	0,78	0,01
28	14,45	0,80	1,62	0,82	0,02
29	15,21	0,83	1,75	0,84	0,01
30	17,01	0,86	2,05	0,88	0,02
31	19,89	0,89	2,53	0,92	0,04
32	23,87	0,91	3,19	0,96	0,05
33	25,31	0,94	3,43	0,97	0,03
34	30,50	0,97	4,30	0,99	0,02

Datos	34,00
Media (x)	8,18
Desviación (S)	7,70
$\alpha =$	6,01
$\mu =$	4,71
Δ máx.	0,13
Δ crit.	0,23
Δ crit. > Δ máx.	Se ajusta

TIEMPO DE RETARDO		
Tr	1,464	hr
DURACION DE LLUVIA		
de	2,440	hr
TIEMPO PICO		
Tp	2,684	hr
TIEMPO BASE		
Tb	7,166	hr

APLICANDO LA LEY DE GUMBELL

T(años)	P(hpe \geq hp)	hpe(mm)	Q(m ³ /s)
2	0,500	6,910	57,284
5	0,800	13,715	113,696
10	0,900	18,221	151,045
20	0,950	22,542	186,872
25	0,960	23,913	198,237
50	0,980	28,137	233,246
75	0,987	30,591	253,594
100	0,990	32,329	267,996



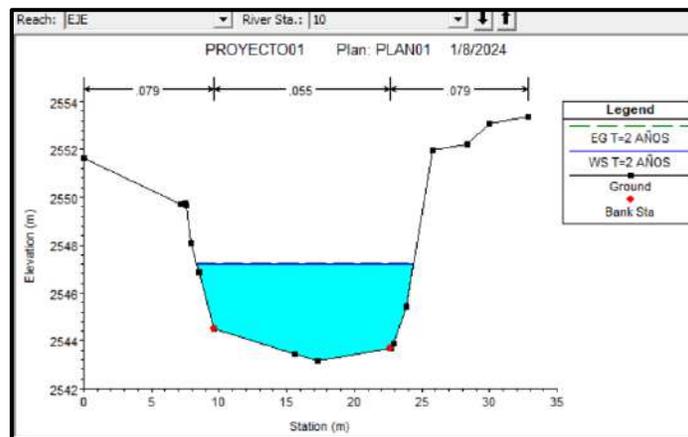
CURVA DE DESCARGA

La curva de descarga es una curva de caudales versus niveles o alturas de agua, en el diseño de puentes se lo realiza con el objetivo de conocer el Nivel Máximo de Aguas Extremas (NAME), para verificar que el nivel de agua no sobrepase el nivel del puente para un periodo de retorno de 100 años.

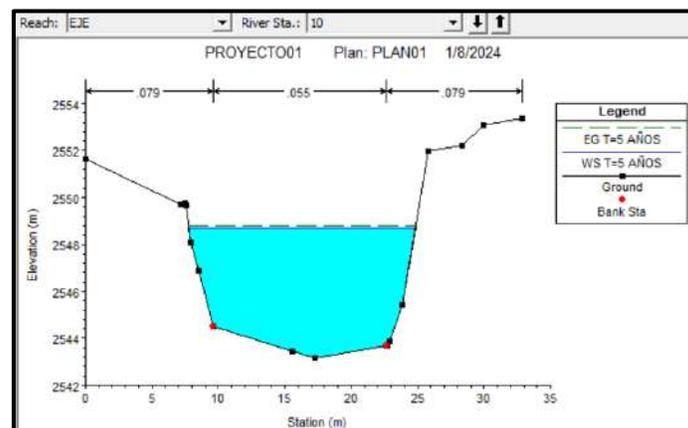
Con los caudales calculados para periodos de retorno de T=5 Años, T=10 Años, T=20 Años, T=25 Años, T=50 Años, T=75 Años, T=100 Años, se procedió hacer el calculo de tirantes de agua y la gráfica de la curva de descarga con ayuda del programa Hec-ras. A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el Hec-ras.

NIVEL DEL AGUA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA SECCION DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE

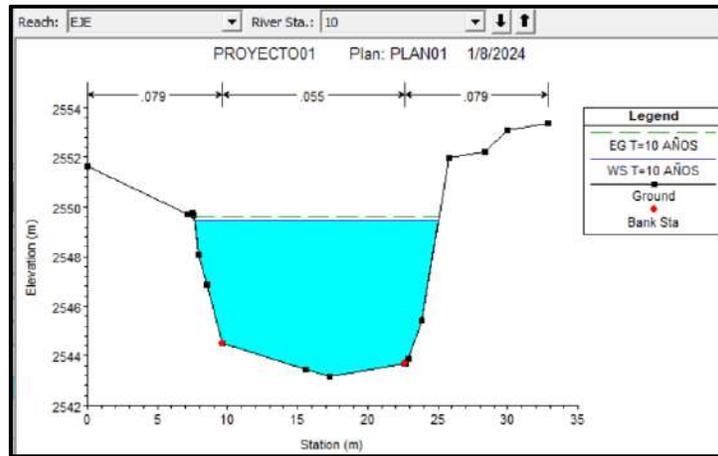
T=2 Años



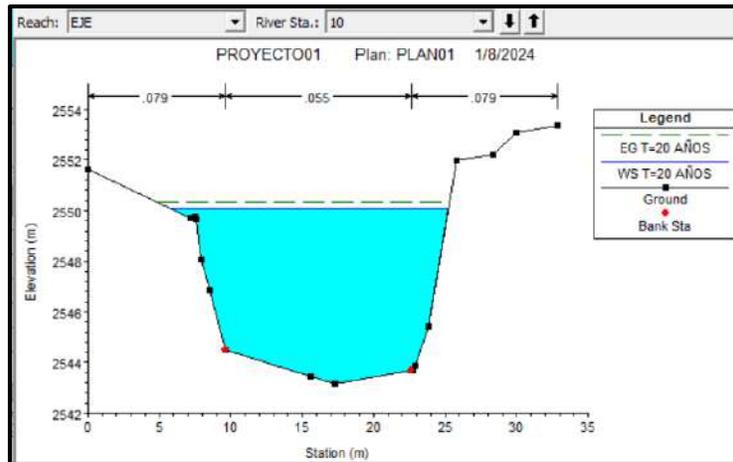
T=5 Años



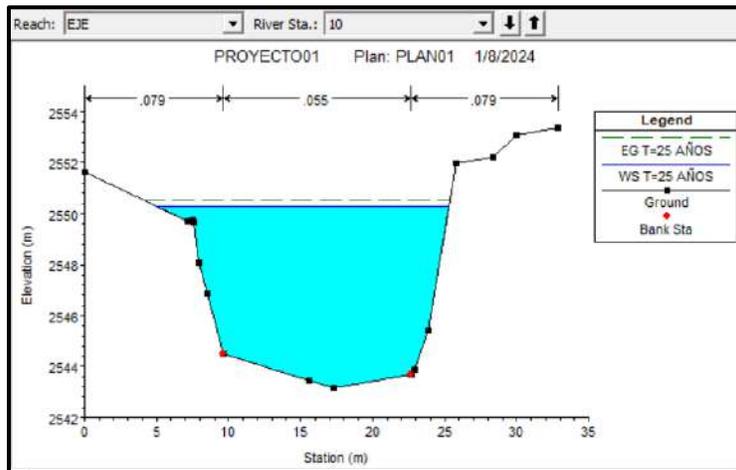
T=10 Años



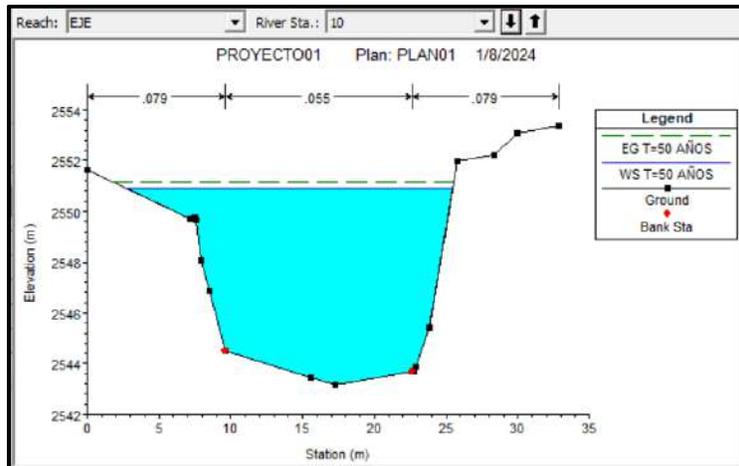
T=20 Años



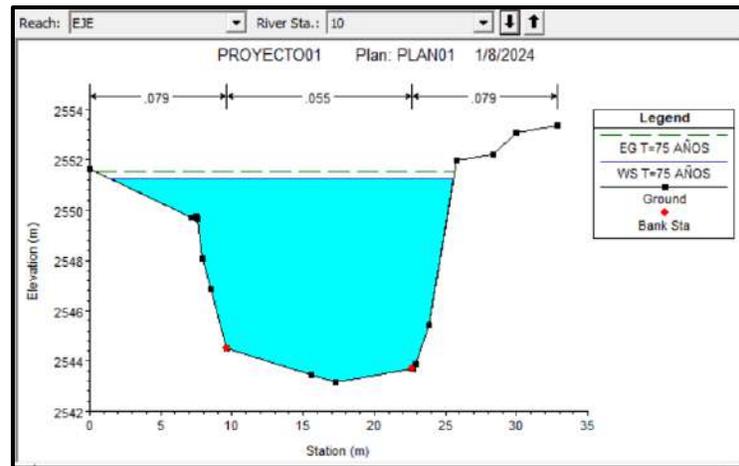
T=25 Años



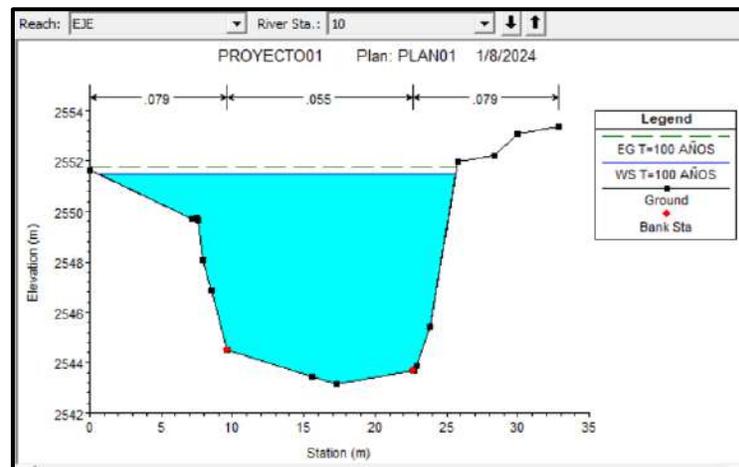
T=50 Años



T=75 Años



T=100 Años

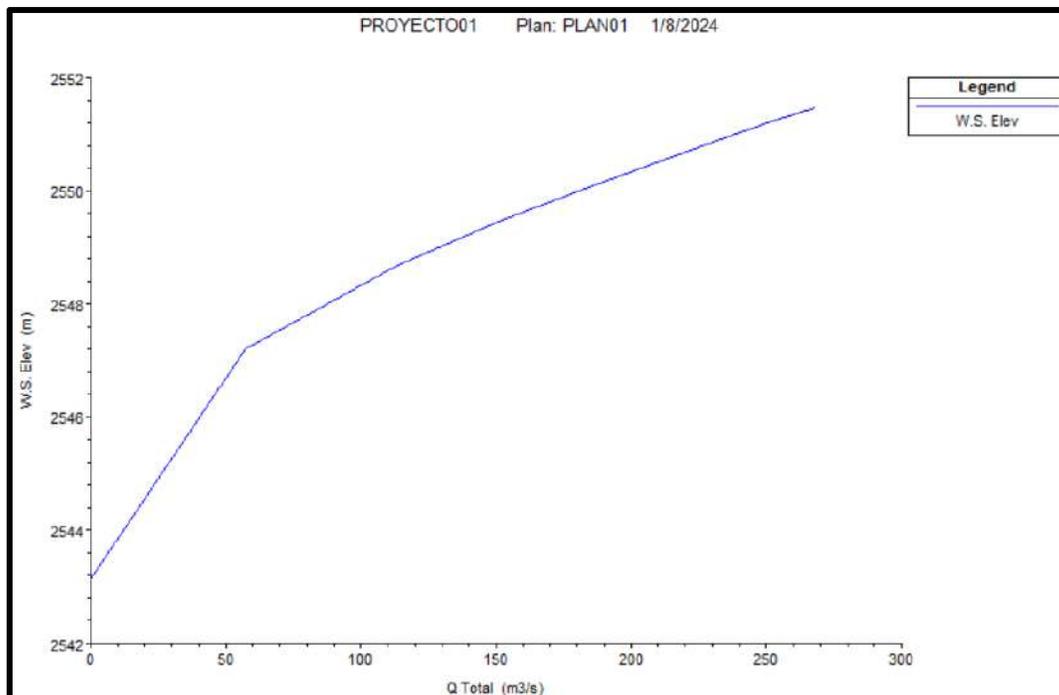


CURVA DE DESCARGA

Plan: PLAN01 GEOMETRIA_12 EJE RS: 10 Profile: T=2 AÑOS					
E.G. Elev (m)	2547.27	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.07	Wt. n-Val.	0.079	0.055	0.079
W.S. Elev (m)	2547.20	Reach Len. (m)	2.97	5.00	7.59
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	1.70	46.31	3.64
E.G. Slope (m/m)	0.000822	Area (m2)	1.70	46.31	3.64
Q Total (m3/s)	57.28	Flow (m3/s)	0.43	55.60	1.25
Top Width (m)	16.07	Top Width (m)	1.27	13.09	1.70
Vel Total (m/s)	1.11	Avg. Vel. (m/s)	0.25	1.20	0.34
Max Chl Dpth (m)	4.06	Hydr. Depth (m)	1.34	3.54	2.14
Conv. Total (m3/s)	1998.6	Conv. (m3/s)	14.9	1940.0	43.7
Length Wtd. (m)	5.25	Wetted Per. (m)	2.97	13.24	3.95
Min Ch El (m)	2543.14	Shear (N/m2)	4.63	28.17	7.43
Alpha	1.14	Stream Power (N/m s)	1.16	33.83	2.55
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.03	0.27	0.09
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	0.02	0.09	0.05

HEC-RAS Plan: PLAN01 River: GEOMETRIA_12 Reach: EJE Profile: T=100 AÑOS												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE	30	T=100 AÑOS	268.00	2544.37	2551.58	2548.69	2551.85	0.002275	2.32	120.74	25.59	0.33
EJE	25	T=100 AÑOS	268.00	2544.23	2551.69		2551.80	0.000586	1.46	188.70	31.03	0.18
EJE	20	T=100 AÑOS	268.00	2544.09	2551.68		2551.79	0.000544	1.53	185.67	29.14	0.18
EJE	15	T=100 AÑOS	268.00	2543.45	2551.60		2551.78	0.000791	1.93	153.37	24.60	0.23
EJE	10	T=100 AÑOS	268.00	2543.14	2551.48		2551.77	0.001198	2.46	132.04	25.04	0.28
EJE	5	T=100 AÑOS	268.00	2542.75	2551.27		2551.74	0.003458	3.37	106.29	22.31	0.43
EJE	0	T=100 AÑOS	268.00	2543.46	2551.34	2548.07	2551.69	0.002002	3.20	134.27	22.18	0.36

Curva de descarga **caudales vs elevaciones** realizado en el programa de HEC-RAS lo cual nos permitirá conocer la máxima elevación en la sección para el caudal máximo.



ANEXO 4
MEMORIA DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DEL EL MOLINO

Memoria de cálculo en base a las "Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD - Unidades S.I." 2004.

CONSIDERACIONES GENERALES

A) Filosofía de diseño (Art. 1.3.)

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites, satisfaciendo la siguiente ecuación para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

$$\sum n_i y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1-1)$$

donde:

y_i : factor de carga.

Φ : factor de resistencia.

H_i : factor de modificación de las cargas (ductilidad, redundancia, importancia operativa)

Q_i : Solicitación.

R_n : Resistencia nominal

R_r : Resistencia mayorada.

Se consideran los siguientes factores para la definición del factor de modificación:

$n_D = 1,0$ Diseños convencionales.

$n_R = 1,05$ Para elementos no redundantes (Puente isostático).

$n_I = 0,95$ Para puente de baja importancia.

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0,95$$

$$\eta_i = 1 * 1,05 * 0,95 = 0,9975 \approx 1,00$$

Todos los elementos se diseñarán con un factor de modificación de cargas $\eta_i = 1$.

B) Estados Límites (Art. 1.3.2.)

1.- Estado Límite de Servicio. -Tensiones, deformaciones y anchos de fisuras.

Aplica, fundamentalmente para el diseño en vigas postensadas y verificación de los demás elementos.

SERVICIO I: Operación normal del puente. Control de deflexiones, anchos de fisuración en hormigón armado. Compresión en elementos pretensados. Aplica.

SERVICIO II: De uso en estructuras de acero. No aplica.

SERVICIO III: Tracción en pretensado, control de fisuras. Aplica

SERVICIO IV: Tracción en subestructuras de hormigón pretensado. No aplica.

2.- Estado Límite de Fatiga y Fractura. - Limitación del crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas.

No aplica, no existe estudio de tráfico disponible.

Dado que el Puente Vehicular El Molino se encuentra sobre una vía secundaria, se prevé que no se verá afectado por la sobrecarga de fatiga.

3.- Estado Limite de Resistencia. - Garantiza la resistencia y estabilidad, tanto local como global, ante las combinaciones de cargas especificadas.

Se usa para la verificación de los elementos postensados y el diseño de los demás elementos estructurales.

RESISTENCIA I: Combinación básica. Aplica.

RESISTENCIA II: Vehículos especiales. No Aplica.

RESISTENCIA III: Exposición a vientos mayores a 90km/h. Aplica.

RESISTENCIA IV: Cuando la relación de solicitaciones permanentes y sobrecargas es elevada (puentes de gran longitud). No aplica.

RESISTENCIA V: Vehículo normal con viento a 90km/h. No aplica.

4.- Estado Limite correspondiente a Eventos Extremos. - Eventos con período de recurrencia mayor al periodo de diseño del puente.

EVENTO EXTREMO I: Sismo. No aplica.

EVENTO EXTREMO II: Hielo, colisión de embarcaciones. No aplica.

C) Objetivos del Diseño y características de ubicación

Objetivos de Diseño. -Los objetivos, justificación y alcance del proyecto se encuentran disponibles en el capítulo 1 del presente informe.

Características de Ubicación. -Pueden apreciarse en el Anexo 11.

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS

Desarrollo de la sección general

El Diseño Geométrico (longitudinal y transversal) del puente se realiza considerando la sección tipo y sus elementos, que se incluyen en el Capítulo 5 (Puentes y estructuras afines) del Volumen 1 del "Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras"

1.- Ancho de la carretera (Ancho especificado para la carretera)

De acuerdo a los "Criterios para definir las características de una carretera o camino "en el Manual de Carreteras A.B.C., dadas las características geométricas mínimas para dar servicio a bajos volúmenes de tránsito, clasificándose como "Camino Colector" que se conecta con la Red Fundamental N°1 (Camino Camargo-comunidad el Molino).

El sindicato de la comunidad el molino prevé la necesidad de un puente con ancho de calzada de 4m (Simple vía), consecuente con los objetivos planteados en el capítulo 1 del presente proyecto y el nivel de importancia como camino colector.

2.-Disposiciones del tramo (2.3.2) (2.5.4) (2.6)

La sección transversal del Río que afluye a la comunidad el Molino, presenta un curso de agua muy definido, descartándose variaciones futuras en la alineación del puente. El emplazamiento del puente es normal al curso de agua (puente recto).

Se elimina la presencia de pila central ante el riesgo de socavación local de pila, y por ende se define un único tramo de 24,6m de longitud total de puente.

El punto donde se va emplazar el puente presenta un lecho del río rocoso por eso se desprecie el análisis de socavación.

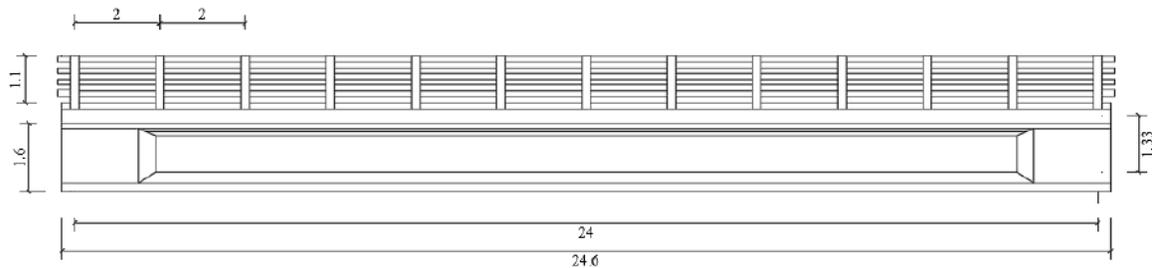
3.- Elección del tipo de puente

Para luces de 24m es recomendable el uso de vigas de Hormigón Postensado y Hormigón Armado. Se acepta este criterio como fundamental de ahora en adelante.

4.- Parámetros de cálculo

a) Luz de cálculo

Luz de cálculo



$L_c = 2400$ mm (Distancia entre aparatos de apoyo).

b) Número de carriles de diseño (Art.3.6.1.1.1)

$w = 4000$ mm (distancia libre entre cordones).

$$N^\circ = \frac{w}{3600} = 1 \text{ carril de diseño}$$

PREDIMENSIONAMIENTO

$f'_c = 25$ [MPa] Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]

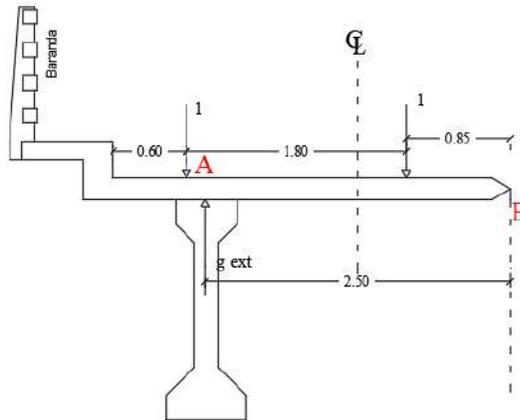
$f_y = 500$ [MPa] Resistencia del acero según ASTM 615

SEPARACIÓN S ENTRE VIGAS

Dado que se tienen 2 vigas, ambas son consideradas como externas. Se realiza un análisis para definir la separación de vigas. Se considera articulación en el centro y las cargas vivas actuantes en la mitad izquierda de la calzada. Para tal efecto se utiliza los valores de fracción de carga de vigas exteriores definidos por el

Ing. Hugo Belmonte en su libro "Puentes" (4a Ed., 1990). Carga ubicada según 3.6.1.3.1 a 600mm desde el borde carril.

Ubicación de ruedas



$$\sum M_B = 0$$

$$1 * 0,85 + 1 * (0,85 + 1,80) - f_e * S = 0$$

$$\text{Despejando } f_e \Rightarrow f_e = \frac{3,5}{S}$$

Según Ing. Belmonte, en Pg.79 para $1,8 < S < 4,3m$

$$f_e = \frac{S}{1,22 + 0,25 + S}$$

Resolviendo el Sistema

$$f_e = 1,373$$

$$S = 2,550 \text{ m}$$

Por lo tanto, se adopta una separación de:

$$S = 2,500 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

ESPESOR DE LA LOSA DE TABLERO

Art. 9.7.1.1 Altura mínima 175mm

adoptamos: $h_{losa} = 180mm$

PREDIMENSIONAMIENTO DE ACERA

Esquema para una persona



Fuente: Neufert. Pág. 27

Para el ancho de acera se considera el paso de una persona:

Ancho de acera: $a_{acera} \sim 630 \text{ mm}$

La altura de losa de acera en Bolivia se adopta como mínimo:

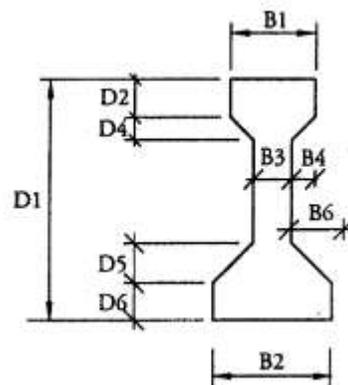
$$h_{acera} = \frac{a_{acera}}{10} \geq 63 \text{ mm}$$

$$h_{acera} = 150 \text{ mm}$$

$$h_{acera} \geq 150 \text{ mm}$$

B) Desarrollo de la sección típica de la viga

Viga AASHTO Tipo IV



Fuente: Prestressed Concrete, Edward G. Nawy

La primera sección para una luz de 24 m se adopta una sección AASHTO Tipo IV, cuyas dimensiones son:

$$D1 = 1350 \text{ mm} \quad B1 = 500 \text{ mm}$$

$$D2 = 200 \text{ mm} \quad B2 = 650 \text{ mm}$$

$$D4 = 150 \text{ mm} \quad B3 = 200 \text{ mm}$$

D5 =	225	mm	B4 =	150	mm
D6 =	200	mm	B6 =	225	mm

Verificación de dimensiones externas

1.- vigas prefabricadas pretensadas

a) Ala superior (5.14.1.2.2)

$$e_{min} \geq 50\text{mm} \quad D2 = 200\text{ mm} \quad \text{ok!}$$

b) Ala inferior (Art.5.14.1.2.2)

$$m \in \geq 125\text{ mm} \quad D6 = 200\text{ mm} \quad \text{ok!}$$

c) Alma Postesada (Art. 5.14.1.2.2)

$$e_{min} \geq 165\text{ mm} \quad B3 = 200\text{ mm} \quad \text{ok!}$$

d) Altura de la estructura (2.5.2.6.3). - De Tabla 2.5.2.6.3-1, para Tramo Simple:

$$h_{min} = 0,045 * Lc = 1080\text{ mm}$$

REDIMENSIONAMIENTO DE BORDILLO

Dimensiones de bordillo

El bordillo es considerado como barandas para tráfico vehicular que deberá contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura.

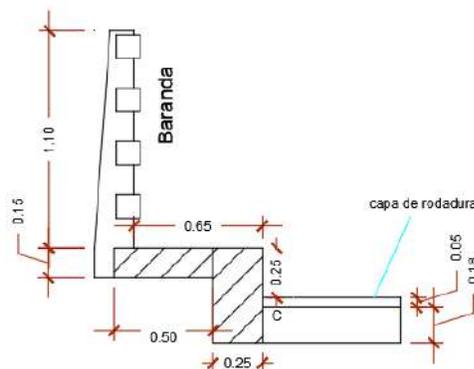
El Art. 13.7.1 en su comentario dice que se acepta altura máxima del cordón de 200mm.

No obstante, en Bolivia, la altura del cordón se adopta de manera general 250mm, denominado cordón-barrera.

El ancho varía entre un mínimo de 200mm hasta los 300mm. Se adopta de manera general un ancho de 25cm.

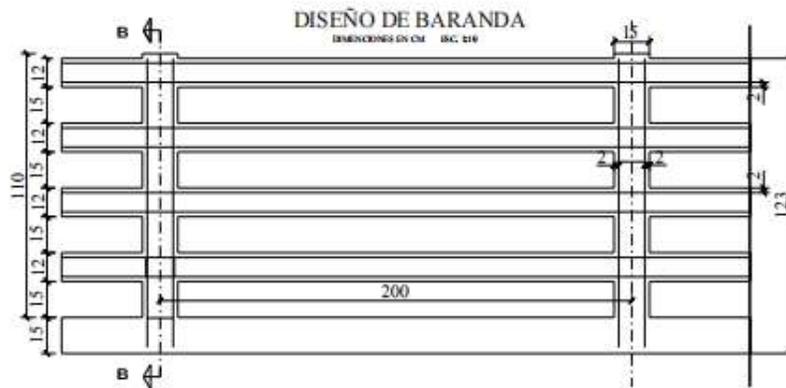
A continuación, se diseñarán los elementos mostrados en la figura, considerando los esfuerzos a los que esencialmente están sometidos.

Esquema de del bordillo, vereda, poste y barandado



DISEÑO DE PASAMANOS

Diseño del pasamano del barandado



Esquema de la viga



$h = 0,12$ m Ancho del pasamanos

$b = 0,12$ m Alto del pasamanos

$L = 2,00$ m Distancia entre postes

$\gamma_{H^{\circ}A} = 25 \text{ kN/m}^3$ Peso específico del hormigón

Cargas actuantes en los pasamanos:

Carga distribuida debido al peso propio $= \gamma_{H^{\circ}A} b h = 360 \text{ N/m}$

Carga distribuida debido a la carga viva (AASTHO 04) $= 0,73 \text{ N/mm} = 730 \text{ N/m}$

Carga puntual su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo ya sea a flexión o corte (AASTHO 04) $= 890 \text{ N}$

Según la normativa AASTHO LRFD 2004 en el capítulo 13 la sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N. La cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente mencionadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Sobrecarga de uso

LS1= 730 N/m

LS2= 890 N

Donde:

LS1= Carga distribuida en el pasamano debido a la carga viva AASHTO 04 aplicando en las direcciones vertical y horizontal.

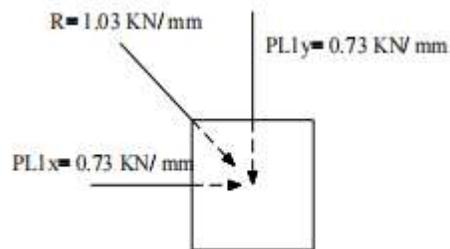
LS2= Carga puntual en el pasamano su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo.

Carga resultante:

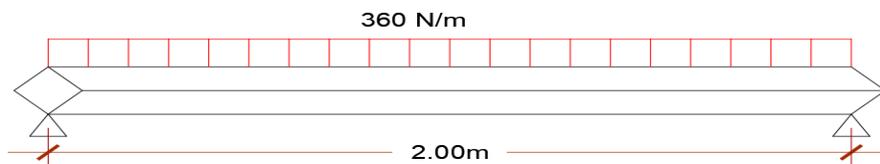
$$LRS = \sqrt{(730)^2 + (730)^2}$$

$$LRS = 1032 \text{ N/m}$$

Esquema de las acciones de carga en el barandado



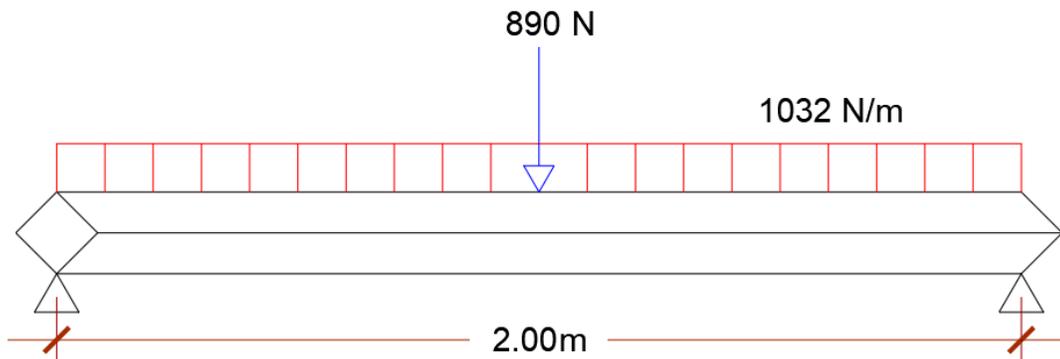
Esquema de carga muerta en los pasamanos para flexión



Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{q * L^2}{8} = 180 \text{ N.m}$$

Esquema de carga viva en los pasamanos para flexión:



Momento por carga viva:

$$M_{cm} = \frac{q * L^2}{8} + P * \frac{L}{4} = 961 \text{ N} * \text{m}$$

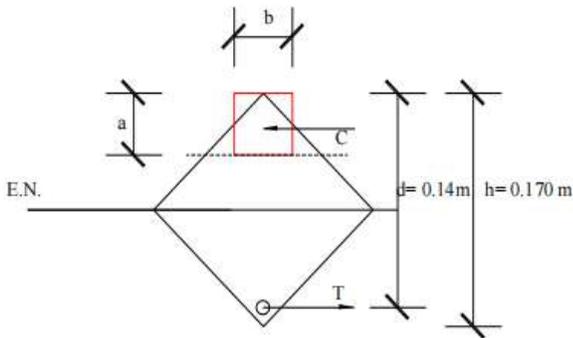
Combinación de carga para momentos de diseño para los pasamanos

Resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC + 1,75 * (LS)$$

$$M_u = 1906,75 \text{ N} * \text{m}$$

Cálculo de la armadura a flexión para los pasamanos



$$h = \sqrt{12^2 + 12^2} = 17 \text{ cm}$$

Datos iniciales:

$$M_u = 1906,75 \text{ [N*m]}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

$$\phi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$h_1 = 0,12 \text{ [m]}$$

$$b_1 = 0,12 \text{ [m]}$$

$$h = 0,17 \text{ [m]} \text{ altura de la sección}$$

$$b = 0,12 \text{ [m]} \text{ ancho de la sección}$$

$$r = 0,03 \text{ [m]} \text{ recubrimiento mínimo}$$

$$\phi = 10 \text{ [mm]}$$

$$d = 0,129 \text{ [m]}$$

Modula de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad S_c = \frac{b * h^2}{6} = 578000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = S_c * f_r = 1820,7 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 2184,84 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 2535,98 \text{ [N*m]} \quad M_r = 2184,84 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 2184,84 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 1906,75 \text{ [N*m]} \quad M_u = 2184,84 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = 2427,60 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,0076 \text{ [m]} = 0,76 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = 0,39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Acero con cuantía máxima:

$$f'c = 25 \text{ [MPa]} \quad \epsilon_u = 0,003$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \quad \epsilon_y = 0,0025$$

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \text{ Art. 5.4.3.2}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Art. 5.7.2.2}$$

Límite de armadura contemplando cuantía balanceada (Nilson, Pg. 77)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = 0,020$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,75 * \rho_b * b * d = 2,288 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Límite de armadura según normativa (Art. 5.7.3.3.1)

$$A_s * f_y = 0,85 * f'c * b * (\beta_1 * c) \quad ; \quad \text{si: } \frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * b * (\beta_1 * 0,42 * d) = 2,35 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

As por cálculo de flexión: 0,39 [cm²]

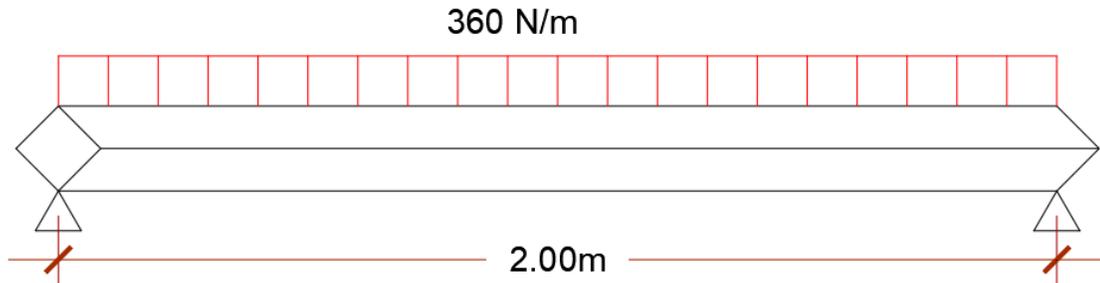
Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]
6	0,28	1,44
8	0,50	0,81
10	0,79	0,52
12	1,13	0,36

Se adopta: 2 ϕ 10

As (cm²/m) = 1,58 < As máx. ok!

DISEÑO A CORTE DEL PASAMANOS

Esquema de carga muerta de pasamanos para corte



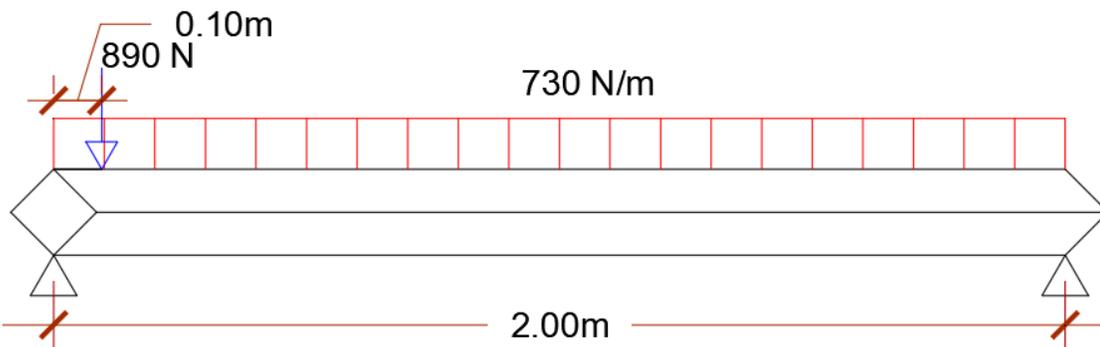
Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{q * L}{2} = 360 \text{ kg}$$

Pero el cortante crítico está a una distancia de $d=9.5$ cm del apoyo

$$V_{cm} = 327,80 \text{ [N]}$$

Esquema de cargas vivas en los pasamanos para corte



Cortante por carga viva:

$$V_{cv} = \frac{q * L}{2} + P - \frac{P * d}{L} = 1577,72 \text{ [N]}$$

Pero el cortante crítico está a una distancia de $(d=12-2.5=9.5 \text{ cm})$ $d=9.5$ cm del apoyo

$$V_{cv} = 1508,39 \text{ [N]}$$

Combinación de cargas para cortante de diseño para los pasamanos

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1,25 * DC + 1,75 * (LS)$$

$$V_u = 3049,43 \text{ [N]}$$

DISEÑO POR CORTANTE

$$f'c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$r = 0,03 \text{ [m]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

$$d = 0,129 \text{ [m]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\varphi} = 3388,26 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$$h = 0,17 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,122 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

$$d = 0,145 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,116 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 12191,04 \text{ [N]}$$

$$V_u = 3049,43 < 0,5 * \varphi * V_u = 5485,97 \text{ [N]}$$

Puede no proveerse de Arm. ¡¡Transversal!! Art. 5.8.2.4

Separación de armadura de corte

$$v_u = \frac{V_u}{\varphi * b_v * d_v} = 0,23 \text{ [MPa] Esfuerzo de corte en el Hormigón Art. 5.8.2.9-1}$$

$$0,125 * f'c = 3,13 \text{ [MPa]} > V_u$$

Art. 5.8.2.7-1 Separación máxima

$$S_{max} \leq 0,8 * d_v = 0,098 \text{ [m]}$$

$S_{max} \leq 0,6 \text{ [m]}$ El primer criterio se omite, dado no se necesita A_v de calculo

Se adopta $S = 0,2 \text{ [m]}$

No es necesario disponer de armadura según lo previsto en Art. 5.8.3.3-1, solo se adopta A_v mínimo

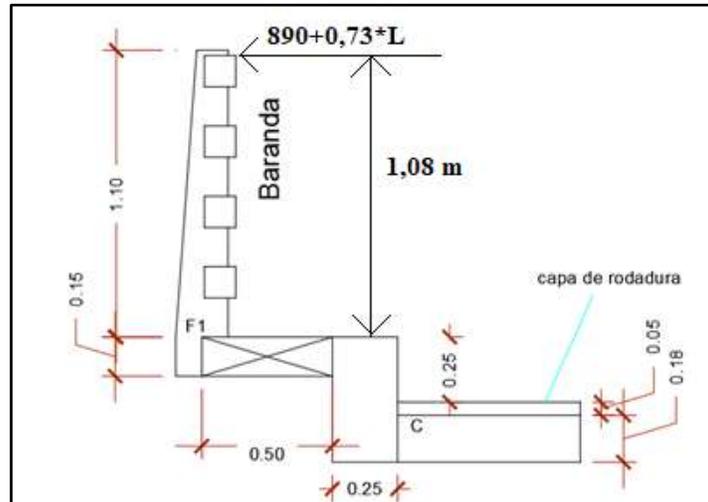
$$A_{v \text{ min}} = 0,083 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * S}{f_y} = 19,92 \text{ [mm}^2\text{]} = 0,20 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Φ [mm]	Área 1 pierna [cm ²]	Área 2 piernas [cm ²]	Observación
6	0,28	0,57	Diámetro min.
8	0,50	1,01	
10	0,79	1,57	
12	1,13	2,26	

Se adopta $\phi 6c/20$

DISEÑO DE POSTE DE BARANDADO

Esquema de cargado en el poste



RESISTENCIA I

Diseño de sección por flexión

$$L = 2 \text{ [m]}$$

$$X = 1,08 \text{ [m] Brazo de } P_u.$$

$$P_{LL} = 2350 \text{ [N] Art. 13.8.2}$$

$$M_L = P_{LL} * X = 2538,00 \text{ [N*m] Momento de sobrecarga a barandado}$$

$$M_u = 1,75 * M_L = 4441,50 \text{ [N*m]}$$

$$h = 0,20 \text{ [m]}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$r = 0,03 \text{ [m]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

$$\Phi = 10 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$d = 0,159 \text{ [m]}$$

$$b = 0,20 \text{ [m]}$$

Modulo de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad S_c = \frac{b * h^2}{6} = 1333333,33 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = S_c * f_r = 4200 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 5040,00 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 5907,20 \text{ [N*m]} \quad M_r = 5040,00 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 5040,00 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 4441,50 \text{ [N*m]} \quad M_u = 5040,00 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\varphi} = 5600,00 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,0085 \text{ [m]} = 0,85 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Acero con cuantía máxima:

$$f'c = 25 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_u = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \text{ Art. 5.4.3.2}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_y = 0,0025$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Art. 5.7.2.2}$$

Límite de armadura contemplando cuantía balanceada (Nilson, Pg. 77)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = 0,020$$

$$A_{s \max} = 0,75 * \rho_b * b * d = 4,70 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Límite de armadura según normativa (Art. 5.7.3.3.1)

$$A_s * f_y = 0,85 * f'c * b * (\beta_1 * c) \quad ; \quad \text{si: } \frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$A_{s \max} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * b * (\beta_1 * 0,42 * d) = 4,82 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

As por cálculo de flexión: 0,72 [cm²]

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]
6	0,28	1,44
8	0,50	0,81
10	0,79	0,52
12	1,13	0,36

Se adopta: 2 ϕ 10

As (cm²/m) = 1,58 < As máx. ok!

Armadura por cortante

$$V_u = 1,75 * V_L = 4113 \text{ [N]}$$

$$L = 2 \text{ [m]}$$

$$f'c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$V_L = 890 + 0,73 * L = 2350 \text{ [N]}$$

$$f_y = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$d = 0,159 \text{ [m]}$$

$$h = 0,12 \text{ [m]}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\varphi} = 2611,11 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$$r = 0,025 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,144 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

$$b_v = 0,20 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,143 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 23904,00 \text{ [N]}$$

$$V_u = 2350,00 < 0,5 * \varphi * V_u = 10756,80 \text{ [N]}$$

Puede no proveerse de Arm. \perp Transversal!! Art. 5.8.2.4

$$v_u = \frac{V_u}{\varphi * b_v * d_v} = 0,09 \text{ [MPa] Esfuerzo de corte en el Hormigón Art. 5.8.2.9-1}$$

Art. 5.8.2.7-1 Separación máxima

$$S_{max} \leq 0,8 * d_v = 0,069 \text{ [m]}$$

$S_{max} \leq 0,6 \text{ [m]}$ El primer criterio se omite, dado no se necesita A_v de calculo

Se adopta $S = 0,2 \text{ [m]}$

$$A_{v \text{ min}} = 0,083 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * S}{f_y} = 33,20 \text{ [mm}^2\text{]} = 0,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Φ [mm]	Área 1 pierna [cm ²]	Área 2 piernas [cm ²]	Observación
6	0,28	0,57	Diámetro min.
8	0,50	1,01	
10	0,79	1,57	
12	1,13	2,26	

Se adopta $\phi 6c/20$

Longitud básica de anclaje (Art. 5.11.2)

$$f'c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$\ell_{db} = \frac{0,02 * A_b * f_y}{\sqrt{f'c}} = 56,60 \text{ mm}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

$$\ell_{db} = 0,06 * d_b * f_y = 180,00 \text{ mm}$$

$$A_b = 28,3 \text{ [mm]} \text{ sección de una barra}$$

$$d_b = 6 \text{ [mm]} \text{ diámetro de una barra}$$

$$\ell_{db} = 300 \text{ mm} \quad \text{se adopta} \quad \ell_{db} = 300 \text{ mm}$$

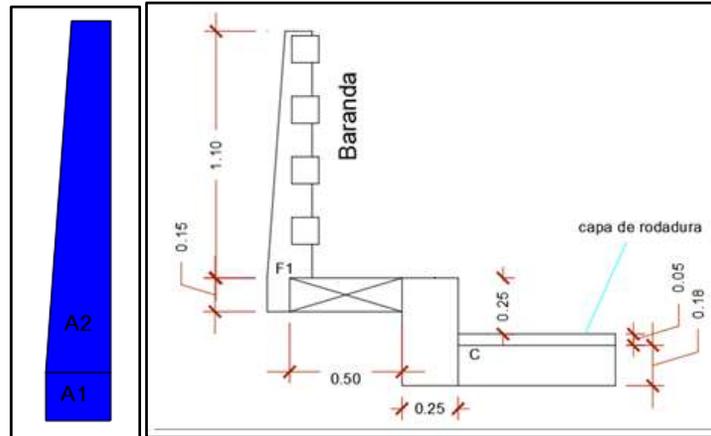
DISEÑO DE VEREDA

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 500 \text{ MPa}$$

Geometría de vereda



DETERMINACIÓN DE CARGAS ACTUANTES

Cargas de barandado

Carga muerta

Baranda

$$h = 0,12 \text{ m}$$

$$b = 0,12 \text{ m}$$

$$P_{\text{barandado}} = h * b * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 360 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

barras = 4 barras

$$P_{\text{total}} = 1440 \text{ N/m}$$

Poste

$$b_{\text{poste}} = 0,2 \text{ [m]}$$

$$A_1 = 0,015 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_2 = 0,1368 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{poste}} = 2 \text{ [m]}$$

$$P_{\text{poste}} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A * b = 759 \text{ [N]}$$

$$DC_{\text{baranda}} = P_{\text{bar}} + \frac{P_{\text{poste}}}{S_{\text{poste}}} = 1819,5 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$P_{LX} = 890 + 0,73 * S = 2350 \text{ [N]}$$

$$q_{LX \text{ baranda}} = \frac{P_{LL}}{S_{\text{poste}}} = 1175 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$q_{LY} = 0,73 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}} \right] = 730 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Carga de la vereda

Carga muerta peso propio

$$a_{\text{vereda}} = 0,5 \text{ [m]}$$

$$h_{\text{losa}} = 0,15 \text{ [m]}$$

$$A_{vereda} = 0,08 [m^2]$$

$$DC_{vereda} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * A = 1875 \left[\frac{N}{m}\right]$$

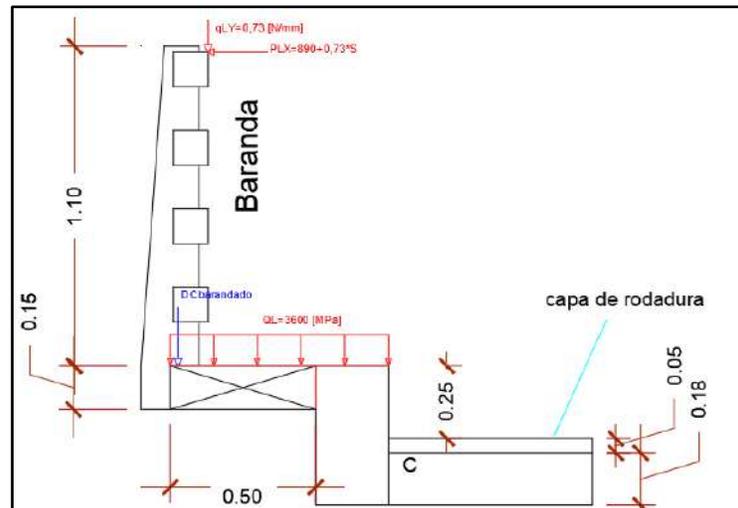
Carga viva -Art. 3.6.1.6

$$Q_L = 3600 [N/m^2]$$

$$a_{vereda} = 0,5 [m]$$

CASO I DE ANÁLISIS – carga peatonal

Esquema de cargas de vereda, caso I



Calculo de momentos

	Cargas		Brazo	
$DC_{baranda}$	1819,50	[N/m]	0,473	[m]
DC_{vereda}	1875,00	[N/m]	0,25	[m]
$q_{LXbaranda}$	1175,00	[N/m]	1,155	[m]
$q_{LYbaranda}$	730,00	[N/m]	0,37	[m]
$q_{Lvereda}$	1800,00	[N/m]	0,25	[m]

$$M_{DC} = M_{DCbaranda} + M_{DCvereda} = 1329,40 \left[N * \frac{m}{m}\right]$$

$$M_L = M_{LLbaranda} + M_{Lvereda} = 2077,22 \left[N * \frac{m}{m}\right]$$

$$V_{DC} = DC_{baranda} + DC_{vereda} = 3694,50 \left[\frac{N}{m}\right]$$

$$V_L = q_{LLbaranda} + q_{Lvereda} = 2975,00 \left[\frac{N}{m}\right]$$

CASO II DE ANÁLISIS

En este caso considera la aplicación de la carga de una rueda delantera eficazmente distribuido en el ancho de faja para vuelos de tablero considerando en el Art. 4.6.2.1.2.3-1

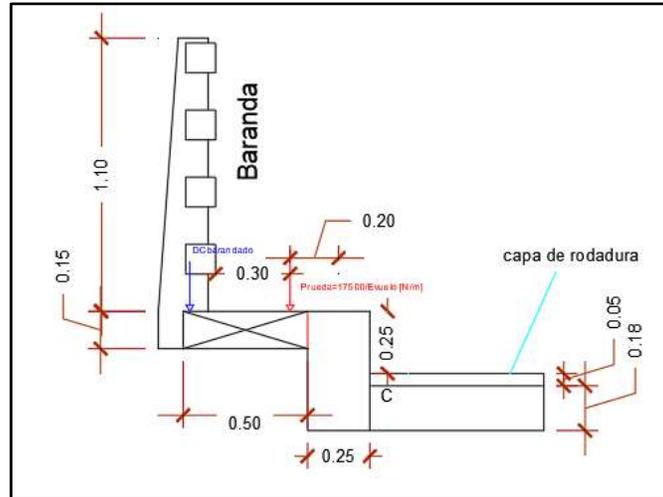
$$P_{Leje} = 35000 [N] \text{ Eje delantero, Art. 3.6.1.2.2}$$

$$P_{Lrueda} = 17500 [N] \text{ 1 rueda}$$

$$X=0,07 \text{ [m]}$$

$$E_{vuelo} = 1440 + 0,833 * X = 1498,31 \text{ [mm]}$$

Esquema de cargas de vereda, Caso II



Cálculo de Momentos

Cargas			Brazo	
$DC_{baranda}$	1819,50	[N/m]	0,473	[m]
DC_{vereda}	1875,00	[N/m]	0,25	[m]
$q_{Lxbaranda}$	1175,00	[N/m]	1,155	[m]
$q_{LYbaranda}$	730,00	[N/m]	0,37	[m]
P_{Lrueda}	11679,83	[N/m]	0,07	[m]

$$M_{DC} = M_{DCbaranda} + M_{DCvereda} = 1329,40 \text{ [N} * \frac{m}{m}]$$

$$M_{Lbaranda} = 1627,22 \text{ [N} * \frac{m}{m}]$$

$$M_{Lrueda} = 1521,78 \text{ [N} * \frac{m}{m}] \text{ incrementar el Impacto IM} = 33\%$$

$$V_{DC} = DC_{baranda} + DC_{vereda} = 3694,50 \text{ [} \frac{N}{m} \text{]}$$

$$V_{Lbaranda} = q_{LLbaranda} = 1175,00 \text{ [} \frac{N}{m} \text{]}$$

$$V_{Lrueda} = P_{LRueda} = 11679,83 \text{ [} \frac{N}{m} \text{]} \text{ incrementar el Impacto IM} = 33\%$$

DISEÑO DE VEREDA

RESISTENCIA I

	$M_u \text{ [N} * \frac{m}{m}]$	$V_u \text{ [N/m]}$	OBSERVACIONES
CASO I:	5296,85	9824,38	

CASO II:	8051,33	33859,18	SE USARÁ COMBINACIÓN	ESTA
----------	---------	----------	-------------------------	------

DISEÑO A FLEXIÓN

$$f'c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$fy = 500 \text{ [MPa]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$b = 1,00 \text{ [m]}$ El diseño se realizará para un ancho de 1 m.

$h = 0,15 \text{ [m]}$ Altura de la losa del vuelo ver redimensionamiento.

$r = 0,03 \text{ [m]}$ Recubrimiento mecánico de cálculo.

$\Phi = 10 \text{ [mm]}$ Diámetro de barra

$$d = 0,115 \text{ [m]}$$

Modulo de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$fr = 0.63 * \sqrt{f'c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad Sc = \frac{b*h^2}{6} = 3750000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = Sc * fr = 11812,50 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 14175,00 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 10708,27 \text{ [N*m]} \quad M_r = 10708,27 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 10708,27 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 8051,33 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 10708,27 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\varphi} = 11898,10 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,005 \text{ [m]} = 0,50 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{fy} = 2,11 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2, en dirección principal

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{fy} = 2,27 \text{ [mm}^2\text{/m]}$$

$$h = 0,15 \text{ [m]}$$

$$A_g = 0,15 \text{ [m}^2\text{]}$$

Acero con cuantía máxima:

$$f'c = 25 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_u = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \text{ Art. 5.4.3.2}$$

$$fy = 35 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_y = 0,0025$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Art. 5.7.2.2}$$

Límite de armadura contemplando cuantía balanceada (Nilson, Pg. 77)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = 0,020$$

$$A_{s \max} = 0,75 * \rho_b * b * d = 17,45 [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Límite de armadura según normativa (Art. 5.7.3.3.1)

$$A_{s \max} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} * b * (\beta_1 * 0,42 * d) = 21,49 [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Resumen

As por cálculo de flexión: 2,11 [cm²]

As contracción: 2,27 [cm²] **As = 2,27 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	8,02	12,47
8	0,50	4,51	22,16
10	0,79	2,89	34,63
12	1,13	2,01	49,87

Se adopta: φ 10 c/20

As (cm²/m) = 3,95 < As máx. ok!

Armadura Secundaria

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2.

$$b = 1,00 [\text{m}]$$

$$h = 0,15 [\text{m}]$$

$$A_g = 0,15 [\text{m}^2]$$

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 226,8 [\text{mm}^2/\text{m}] = 2,27 [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	8,02	12,47
8	0,50	4,51	22,16
10	0,79	2,89	34,63
12	1,13	2,01	49,87

Se adopta: 3φ10

As (cm²/m) = 2,37 < As máx. ok!

DISEÑO POR CORTANTE

$$f'c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$r = 0,03 \text{ [m]}$$

$$fy = 500 \text{ [MPa]}$$

$$d = 0,115 \text{ [m]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\varphi} = 37621,31 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$$h = 0,15 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0.108 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

$$d = 1 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0.104 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 89640 \text{ [N]}$$

$$V_u = 33859,18 < 0,5 * \varphi * V_u = 40338 \text{ [N] Puede no proveerse de Arm. Transversal!! Art. 5.8.2.4}$$

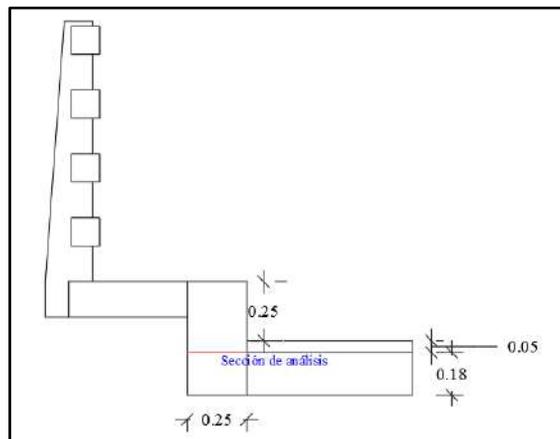
DISEÑO DE BORDILLO

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 500 \text{ MPa}$$

Dimensiones del bordillo



DETERMINACIÓN DE CARGAS ACTUANTES

Carga de Barandado

Peso propio

$$DC_{baranda} = 1819,5 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Sobrecarga en barandado

$$q_{LX \text{ baranda}} = 1175 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$q_{LY} = 0,73 \left[\frac{N}{mm} \right] = 730 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Carga de la vereda

Carga muerta peso propio

$$a_{vereda} = 0,5 [m]$$

$$DC_{vereda} = 1875,00 [N/m]$$

$$h_{losa} = 0,15 [m]$$

Carga viva -Art. 3.6.1.6

$$Q_L = 3600 [N/m^2]$$

$$q_{L vereda} = 2250,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$a_{vereda} = 0,625 [m]$$

Carga viva, Ruedo delantero

$$P_{Leje} = 35000 [N] \text{ Eje delantero, Art. 3.6.1.2.2}$$

$$P_{LRueda} = 17500 [N] \text{ 1 rueda}$$

$$X=0,07 [m] \quad E_{vuelo} = 1440 + 0,833 * X = 1498,31 [mm]$$

$$P_{LRueda} = 11679,83 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Cargas de Bordillo

Peso propio

$$b = 0,25 [m]$$

$$A = 0,12 [m^2]$$

$$h = 0,48 [m]$$

$$DC_{bordillo} = 3000 [N/m]$$

Cargas de impacto de camión

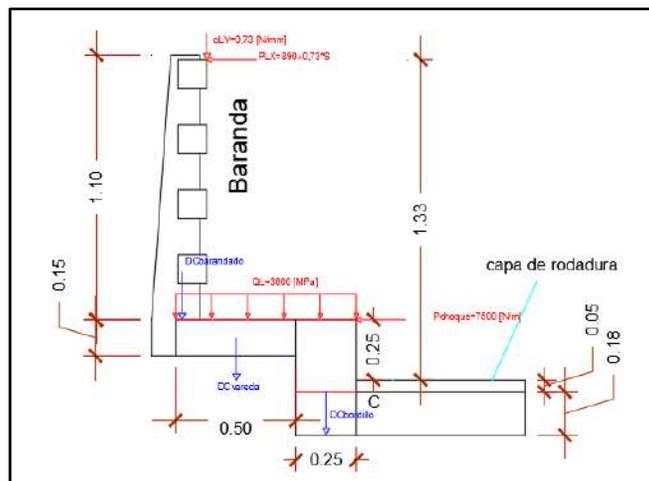
$$P_{choque} = 7500 \left[\frac{N}{m} \right] \text{ Belmonte, Pag. 69}$$

$$H_{rodadura} = 0,05 [m]$$

$$H_{choque} = 0,25 [m]$$

CASO I DE ANÁLISIS

Esquema de cagado de bordillo, Caso I



Cálculo de momentos

Cargas			Brazo	
$DC_{baranda}$	1819,50	[N/m]	0,598	[m]
DC_{vereda}	1875,00	[N/m]	0,375	[m]
$DC_{bordillo}$	3000,00	[N/m]	0,00	[m]
$q_{LXbaranda}$	1175,00	[N/m]	1,38	[m]
$q_{LYbaranda}$	730,00	[N/m]	0,495	[m]
$q_{LLvereda}$	2250,00	[N/m]	0,3125	[m]
P_{choque}	7500,00	[N/m]	0,28	[m]

$$M_{DC} = M_{DCbaranda} + M_{DCvereda} + M_{DCbordillo} = 1791,19 \left[N * \frac{m}{m} \right]$$

$$M_L = M_{LXbaranda} + M_{LYbaranda} + M_{Lvereda} + M_{choque+IM} = 5478,98 \left[N * \frac{m}{m} \right]$$

$$V_{DC} = 0,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$V_L = q_{LLbaranda} + P_{choque} = 8675,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

CASO II DE ANÁLISIS

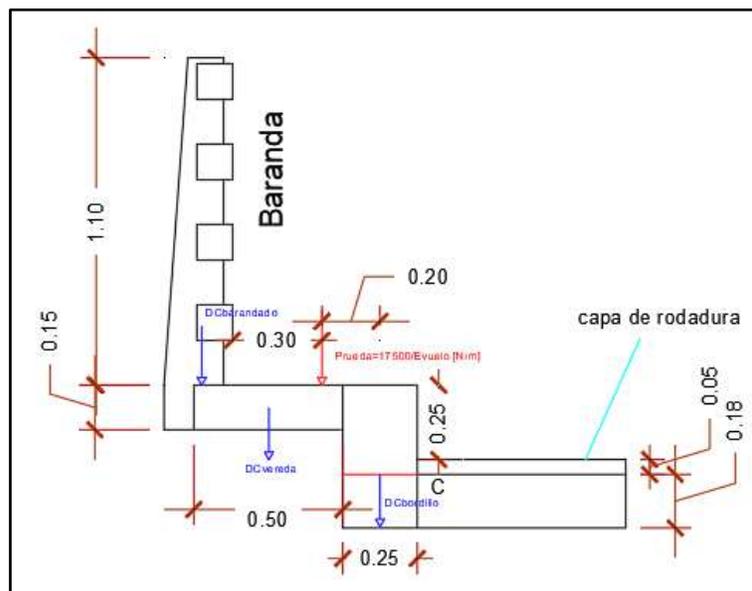
En este caso considera la aplicación de la carga de una rueda delantera eficazmente distribuido en el ancho de faja para vuelos de tablero considerando en el Art. 4.6.2.1.2.3-1

$$P_{Leje} = 35000 \text{ [N] Eje delantero, Art. 3.6.1.2.2}$$

$$P_{Lrueda} = 17500 \text{ [N] 1 rueda}$$

$$X=0,07 \text{ [m]} \quad E_{vuelo} = 1440 + 0,833 * X = 1498,31 \text{ [mm]}$$

Esquema de cargado del bordillo, caso II



Cálculo de momentos

Cargas			Brazo	
$DC_{baranda}$	1819,50	[N/m]	0,598	[m]
DC_{vereda}	1875,00	[N/m]	0,375	[m]
$DC_{bordillo}$	3000,00	[N/m]	0,00	[m]
P_{Lrueda}	11679,83	[N/m]	0,20	[m]

$$M_{DC} = M_{DCbar} + M_{DCver} = 1791,19 \left[N \frac{m}{m} \right]$$

$$V_{DC} = 0,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$M_{LRueda} = 2335,97 \left[N * \frac{m}{m} \right]$$

$$V_L = 0 \left[\frac{N}{m} \right]$$

RESISTENCIA I

	$M_u \left[N * \frac{m}{m} \right]$	$V_u \left[N/m \right]$	OBSERVACIONES
CASO I:	11827,20	15181,25	SE USARÁ ESTA COMBINACIÓN
CASO II:	7675,96	0	

DISEÑO A FLEXIÓN

$$f'c = 25 \text{ [MPa]}$$

$h = 0,25 \text{ [m]}$ Altura de la losa del vuelo ver redimensionamiento.

$$fy = 500 \text{ [MPa]}$$

$r = 0,03 \text{ [m]}$ Recubrimiento mecánico de cálculo.

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$b = 1,00 \text{ [m]}$ El diseño se realizará para un ancho de 1 m.

$\Phi = 10 \text{ [mm]}$ Diámetro de barra

$$d = 0,205 \text{ [m]}$$

Modulo de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$fr = 0,63 * \sqrt{f'c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad Sc = \frac{b * h^2}{6} = 10416667 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = Sc * fr = 32812,5 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 39375 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 15730,18 \text{ [N*m]} \quad M_r = 15730,18 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 15730,18 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 11827,20 \text{ [N*m]} \quad M_u = 15730,18 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\varphi} = 17478,00 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,0041 \text{ [m]} = 0,41 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = 1,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2, en dirección principal

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 378 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 3,78 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Acero con cuantía máxima:

$$f'c = 25 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_u = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \text{ Art. 5.4.3.2}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_y = 0,0025$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Art. 5.7.2.2}$$

Límite de armadura contemplando cuantía balanceada (Nilson, Pg. 77)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = 0,020$$

$$A_{s \max} = 0,75 * \rho_b * b * d = 30,29 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Límite de armadura según normativa (Art. 5.7.3.3.1)

$$A_s * f_y = 0,85 * f'c * b * (\beta_1 * c) ; \text{ si: } \frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$A_{s \max} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * b * (\beta_1 * 0,42 * d) = 31,10 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

As por cálculo de flexión: 1,72 [cm²]

As contracción: 3,78 [cm²] **As = 3,78 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	13,37	7,48
8	0,50	7,52	13,30
10	0,79	4,81	20,78
12	1,13	3,34	29,92

Se adopta: φ 10 c/20

As (cm²/m) = 3,95 < As máx. ok!

DISEÑO POR CORTANTE

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 16868,06 \text{ [N]} \text{ Art. 5.8.2.1-2}$$

$$r = 0,03 \text{ [m]}$$

$$h = 0,25 \text{ [m]}$$

$$d = 0,205 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,180 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

$$d = 1 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,185 \text{ [m]}$$

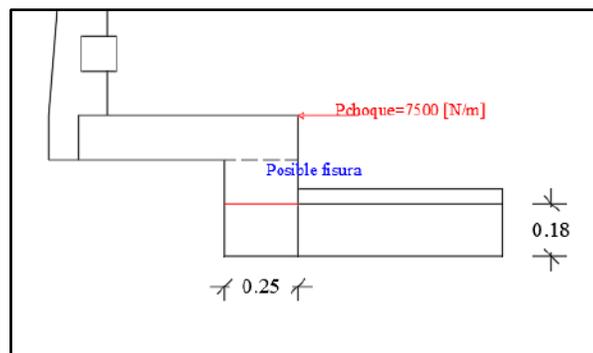
$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v = 149400 \text{ [N]}$$

$$V_u = 15181,25 < 0,5 * \varphi * V_u = 67230 \text{ [N]} \text{ Puede no proveerse de Arm. } \ddot{\text{¡¡}} \text{Transversal!! Art. 5.8.2.4}$$

Verificación de armadura de corte por fricción (Art. 5.8.4.1)

El choque de un vehículo puede producir una potencial fisura

Esquema de verificación a corte por fricción



$A_{vf} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{/m]}$ acero en flexión que cose la posible fisura

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 24 \text{ [cm]}$$

$A_{cv} = 2400 \text{ [cm}^2\text{/m]}$ área del hormigón en el plano de corte

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$c = 0,7 \text{ [MPa]}$ para hormigón masa-hormigón endurecido, rugoso

$\lambda = 1$ (para hormigón con densidad normal)

$\mu = 1 \text{ [MPa]}$ para hormigón masa-hormigón endurecido rugoso $\mu = 1,0 * \lambda$

$P_c = 0 \text{ [N]}$ fuerza de compresión permanente

$$V_n = cA_{cv} + \mu[A_{vf}f_y + P_c] = 170375,00 \left[\frac{N}{m}\right]$$

$$V_n \leq 0,2f'_cA_{cv} = 1200000,00 \left[\frac{N}{m}\right]$$

$$V_n \leq 5,5A_{cv} = 1320000,0 \left[\frac{N}{m}\right] \quad \mathbf{V_n = 170375,00 \text{ [N/m]}}$$

$$V_u = 15181,25 \left[\frac{N}{m}\right] < \Phi V_n = 153337,54 \left[\frac{N}{m}\right]$$

Análisis longitudinal de la viga de borde y bordillo. Belmonte "PUENTES" 1990, Pág. 85.

Se considera el 10% de la carga de una rueda trasera ubicada en el lugar más desfavorable.

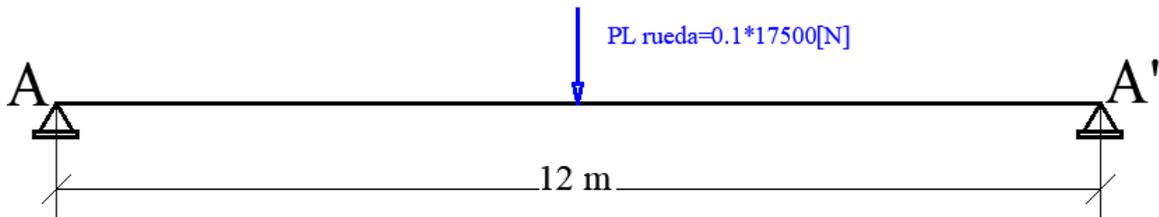
La longitud corresponde a la distancia entre diafragmas.

$$L = 12 \text{ [m]}$$

$$P_{L \text{ rueda}} = 72500 \text{ [N]} \quad M_L = \frac{P_L * L}{4} = 21750 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}} \right]$$

$$10\% P_{L \text{ rueda}} = 7250 \text{ [N]}$$

Esquema de cargado longitudinal de bordillo



$$M_u = 1,75 * M_L * 1,33 = 50623,125 \text{ [Nm]}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$b = 0,25 \text{ [m]}$$

$$\Phi = 10 \text{ [mm]} \text{ Diámetro de barra}$$

$$h = 0,45 \text{ [m]}$$

$$d = 0,405 \text{ [m]}$$

$r = 0,03 \text{ [m]}$ Recubrimiento mecánico de cálculo.

Modula de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad S_c = \frac{b * h^2}{6} = 8437500 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = S_c * f_r = 26578,10 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 31893,80 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 67328,76 \text{ [N*m]} \quad M_r = 31893,75 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 31893,75 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 50623,13 \text{ [N*m]} \quad M_u = 50623,13 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = 56247,9 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,027 \text{ [m]} = 2,70 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} = 2,87 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2, en dirección principal

$$b = 0,25 \text{ [m]}$$

$$h = 0,45 \text{ [m]} \quad A_s \geq 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} = 170,1 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 1,701 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_g = 0,1125 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot 0,42 \cdot d) = 15,36 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

As por cálculo de flexión: 2,87 [cm²]

As contracción: 1,70 [cm²] **As = 2,87 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]
6	0,28	10,16
8	0,50	5,72
10	0,79	3,66
12	1,13	2,54

Se adopta: **4 ϕ 10**

As (cm²/m) = 3,16 < As máx. ok!

DISEÑO DE VUELO DEL TABLERO

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^2$$

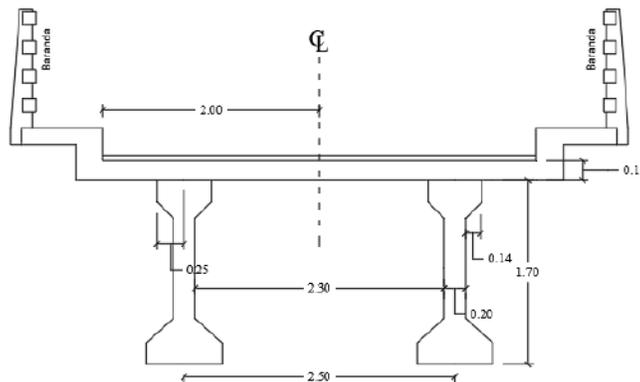
$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$h_{\text{Losa vereda}} = 0,15 \text{ [m]}$$

$$h_{\text{Losa tablero}} = 0,18 \text{ [m]}$$

Dimensiones de Sección Tipo del puente.



Determinación de sección crítica, Art. 4.6.2.1.6

$b_f = 0,140$ [m] ancho de ala superior desde la cara del alma

$b_w = 0,200$ [m] ancho del alma.

$$S_{crit} \leq 0,38 \text{ [m]}$$

$$S_{crit} \leq \frac{b_f}{3} + \frac{b_w}{2} = 0,15 \text{ [m]}$$

$$S_{crit} = 0,15 \text{ [m] a partir eje apoyo}$$

DETERMINACIÓN DE CARGAS ACTUANTES

Cargas de Barandado

Peso propio

$$DC_{baranda} = 1819,5 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Sobrecarga en barandado

$$q_{LX \text{ baranda}} = 1175 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$q_{LY} = 0,73 \left[\frac{N}{mm} \right] = 730 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Carga de la vereda

Carga muerta peso propio

$$DC_{vereda} = 1875,00 \text{ [N/m]}$$

Carga peatonal distribuida

$$q_{L \text{ vereda}} = 2250,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Cargas de Bordillo

Peso propio

$$A = 0,12 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$b = 0,25 \text{ [m]}$$

$$DC_{vereda} = 3000 \text{ [N/m]}$$

$$h = 0,48 \text{ [m]}$$

Cargas de impacto de camión

$$P_{choque} = 7500 \left[\frac{N}{m} \right] \text{ Belmonte, Pag. 69}$$

Carga viva rueda trasera

$$P_{L \text{ eje}} = 145000 \text{ [N]}$$

$$X = 0,30 \text{ [m]}$$

$$P_{L \text{ rueda}} = 72500 \text{ [N]}$$

$$E = 1440 + 0,833 * X = 1689,9 \text{ [mm]}$$

$$Y = 0,300 \text{ [m]}$$

$$P_{L \text{ rueda}} = 42901,95 \text{ [N/m]}$$

Carga de Capa de rodadura

$$h_{rodadura} = 0,05 \text{ [m]}$$

$$DW_{rod} = 559,17 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$b_{rodadura} = 0,508 \text{ [m]}$$

$$\gamma_{rod} = 22000 \left[\frac{N}{m^3} \right]$$

Carga de peso propio de losa

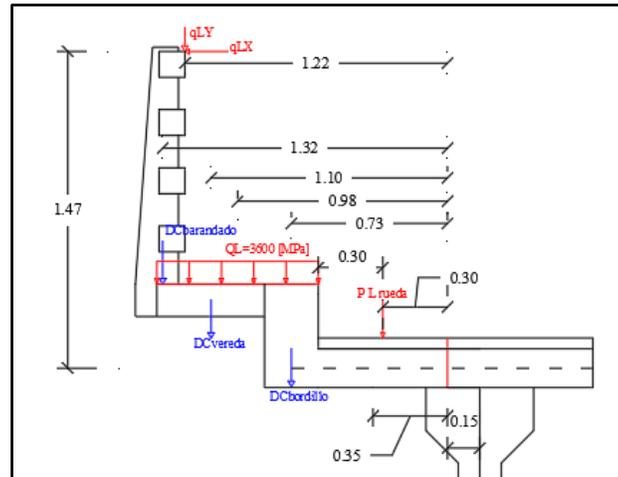
$$h_{\text{losa}} = 0,18 \text{ [m]}$$

$$DC_{\text{losa}} = 2288,25 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}} \right]$$

$$b_{\text{losa}} = 0,508 \text{ [m]}$$

$$\gamma_{\text{losa}} = 25000 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^3} \right]$$

Esquema de cargas de vereda



Cálculo de momentos

Cargas	Brazo			
DC_{baranda}	1819,50	[N/m]	1,32	[m]
DC_{vereda}	1875,00	[N/m]	1,10	[m]
DC_{bordillo}	3000,00	[N/m]	0,73	[m]
DW_{rod}	559,17	[N/m]	0,35	[m]
DC_{losa}	2287,50	[N/m]	0,35	[m]
qLx_{baranda}	1175,00	[N/m]	1,470	[m]
qLy_{baranda}	730,00	[N/m]	1,122	[m]
qLL_{vereda}	2250,00	[N/m]	0,98	[m]
P_{Lrueda}	42901,95	[N/m]	0,30	[m] se afecta por impacto.

RESISTENCIA I

MAYORACIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS

TIPO DE CARGA	SIGLA	Factor de carga γ	(-) $M^* \gamma$ [N*m/m]
Peso propio del elemento	DC	1,25	9318,85
Superficie de rodamiento	DW	1,5	293,56
Sobrecarga (carga viva)	LL+IM	1,75	38271,08

$$Mu = 47883,50 \text{ [N*m/m]}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$r = 0,03$ [m] Recubrimiento mecánico de cálculo.

$\Phi = 10$ [mm] Diámetro de barra

$d = 0,145$ [m]

Modulo de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$Sc = \frac{b \cdot h^2}{6} = 5400000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = Sc \cdot fr = 17010 \text{ [N}^*\text{m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 \cdot M_{cr} = 20412 \text{ [N}^*\text{m]}$$

$$1,33 \cdot M_u = 63685,04 \text{ [N}^*\text{m]} \quad M_r = 20412,00 \text{ [N}^*\text{m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 20412,00 \text{ [N}^*\text{m]}$$

$$M_u = 47883,49 \text{ [N}^*\text{m]} \quad M_u = 47883,49 \text{ [N}^*\text{m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = 53203,9 \text{ [N}^*\text{m]}$$

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_n}{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0,0184 \text{ [m]} = 1,84 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} = 7,84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2, en dirección principal

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$A_g = 0,18 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$A_s \geq 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} = 272,16 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot 0,42 \cdot d) = 22,00 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

As por cálculo de flexión: $7,84 \text{ [cm}^2\text{]}$

As contracción: $2,72 \text{ [cm}^2\text{]}$ **As = $7,84 \text{ [cm}^2\text{/m]}$**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	27,72	3,61
8	0,50	15,59	6,41
10	0,79	9,98	10,02
12	1,13	6,93	14,43

Se adopta: ϕ 10c/10

As (cm²/m) = $7,85 < A_s \text{ máx. ok!}$

Armadura Secundaria

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2.

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$A_g = 0,18 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 272,16 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	9,63	10,39
8	0,50	5,41	18,47
10	0,79	3,47	28,86
12	1,13	2,41	41,56

Se adopta: ϕ 10 c/20

$$A_s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 3,393$$

DISEÑO DE LOSA INTERIOR

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25000 \left[\frac{N}{m^3} \right]$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$h_{\text{losa tablero}} = 0,18 \text{ m}$$

$$h_{\text{acera}} = 0,15 \text{ m}$$

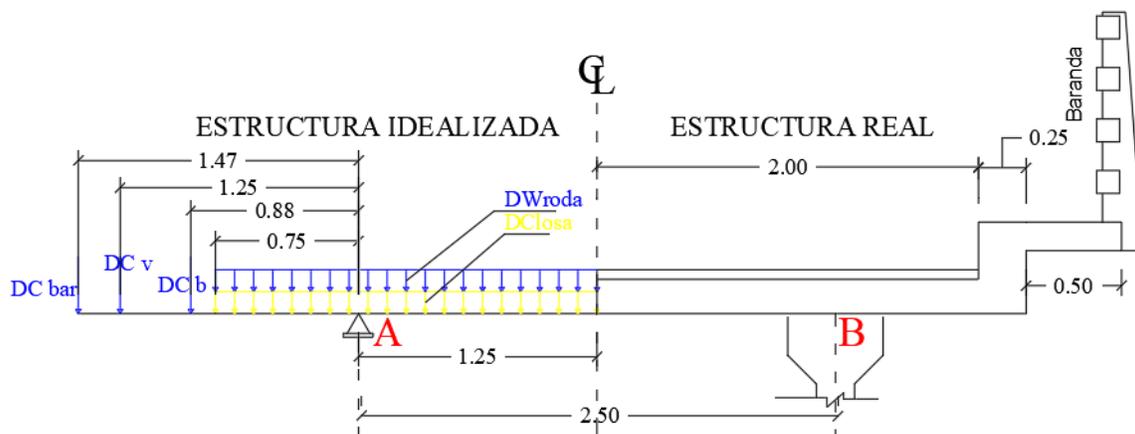
$$S_{\text{viga}} = 2,5 \text{ m}$$

$$a_{\text{calzada}} = 4 \text{ m Ancho de calzada}$$

DETERMINACIÓN DE CARGAS ACTUANTES

CARGAS MUERTAS

Esquema de carga muertas



$$DC_{baranda} = 1819,5 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$DC_{bordillo} = 3000 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$DC_{vereda} = 1875,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Carga de Capa de rodadura

$$h_{rodadura} = 0,05 \left[m \right]$$

$$h_{losa} = 0,18 \left[m \right]$$

$$b_{rodadura} = 1,00 \left[m \right]$$

$$b_{losa} = 1,00 \left[m \right]$$

$$\gamma_{rod} = 22000 \left[\frac{N}{m^3} \right]$$

$$\gamma_{rod} = 25000 \left[\frac{N}{m^3} \right]$$

$$DW_{rod} = 1100,00 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$DC_{losa} = 4500 \left[\frac{N}{m} \right]$$

Carga de peso propio de losa

Resolución de estructura para cargas muertas. Estructura simplemente apoyada

APOYO A			APOYO B		
$R_{DCbar+ver+bordillo}$	6694,50	[N/m]	$R_{DCbar+ver+bordillo}$	6694,50	[N/m]
R_{DClosa}	9000,00	[N/m]	R_{DClosa}	9000,00	[N/m]
R_{DW}	2200,00	[N/m]	R_{DW}	2200,00	[N/m]
R_{ATOTAL}	17894,50	[N/m]	R_{ATOTAL}	17894,50	[N/m]

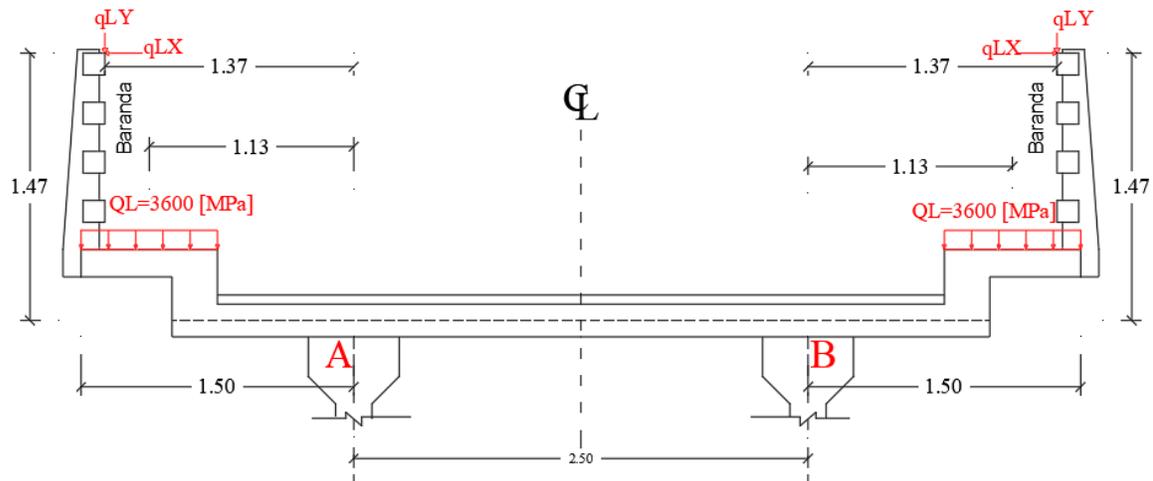
Los momentos máximos se presentan en centro luz:

Momento	Momento máximo	Unidad	Observaciones
$M_{DCbar+ver+bordillo}$	-7658,41	[N/m]	Se advierte presencia de (-) M
M_{DClosa}	2250,00	[N/m]	
M_{DW}	550,00	[N/m]	

CARGAS VIVAS

Cargas de barandado y peatonal

Esquema de carga vivas de barandado y peatonales



Sobrecarga en barandado				Brazo [m]
$q_{LX \text{ baranda}}$	1175,00	[N/m]	Vertical	1,37
$q_{LY \text{ baranda}}$	730,00	[N/m]	Horizontal	1,47
Sobrecarga peatonal distribuida en vereda				
$q_{L \text{ vereda}}$	2250,00	[N/m]		1,125

Resolución de estructura para cargas muertas. Estructura simplemente apoyada.

Reacciones

APOYO A			APOYO B		
R_{qLY}	730,00	[N/m]	R_{qLY}	730,00	[N/m]
R_{QL}	2250,00	[N/m]	R_{QL}	2250,00	[N/m]
R_{ATOTAL}	2980,00	[N/m]	R_{ATOTAL}	2980,00	[N/m]

Momento máximo en centro luz:

$$M_{L \text{ baranda y vereda}} = -1499,43 \left[N \cdot \frac{m}{m} \right] \text{ se advierte presencia de (-) M}$$

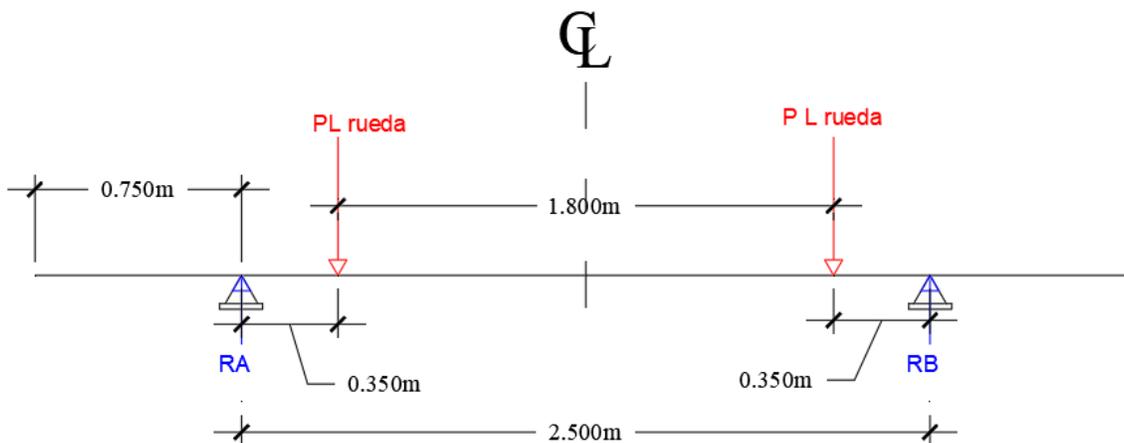
Carga de Camión

$P_{L \text{ rueda}} = 72500,00 \text{ [N]}$ Carga y separación de eje de acuerdo a Art. 3.6.1.2.2

$S = 2,50 \text{ [m]}$ Separación viga

Caso I

Esquema de cargas vivas.

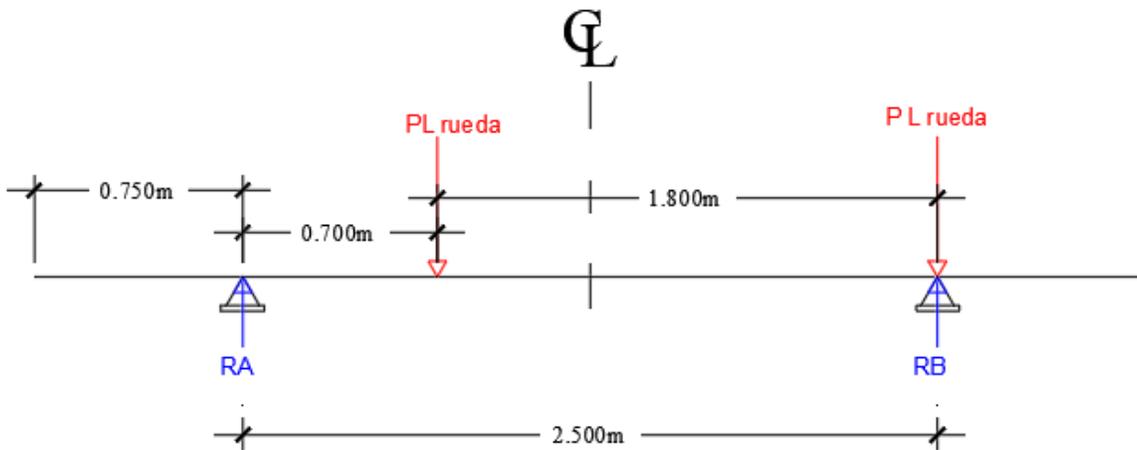


Fuente: Elaboración propia

$M_{LL \text{ máx.}} = 25375 \text{ [N} \cdot \text{m/m]}$ Momento Positivo

Caso II

Esquema de cargas vivas

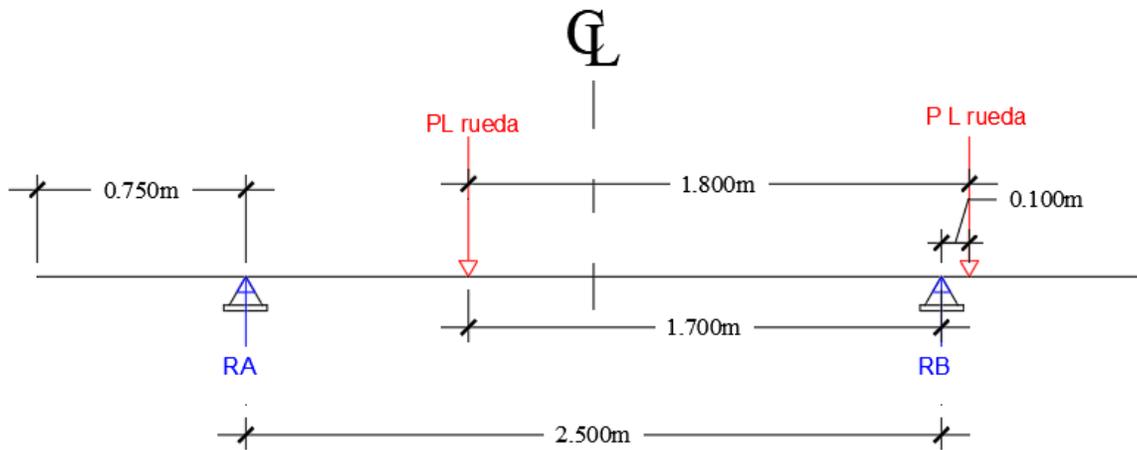


$M_{LL \text{ máx.}} = 25375 \text{ [N*m/m]}$ Momento Positivo

Caso III – Aplicación del Teorema de Barre

$M_{\text{máx.}}$ bajo la rueda mas cercana a centro luz.

Esquema de cargas vivas por el Teorema de Barre



$R_A = 46400,00 \text{ [N]}$

$R_B = 98600,00 \text{ [N]}$ $M_{LL \text{ máx.}} = R_A * \text{Brazo} = 37120,00 \text{ [N*m]}$

Resumen de Momentos Positivos Máximos

	(+) $M_{\text{máx.}}$ [N*m]	Observaciones
CASO I	25375	
CASO II	36540	
CASO III	37120	$M_{\text{máx.}}$

Faja equivalente. Art. 4.6.2.1.3-1. Momento Positivos.

$$S = 2,5 \text{ [m]}$$

$$E = 660 + 0,55 \cdot S = 2035,00 \text{ [mm]}$$

Momento Máximo Positivo distribuido en faja equivalente.

$$M_{LL\ max} = \frac{M_{max}}{E} = 18240,79 \text{ [N} \cdot \frac{m}{m}\text{]}$$

RESUMEN DE MOMENTOS MÁXIMOS

Momento por carga muertas:			
$M_{DC\ bar+ver+bordillo}$	-7658,41	[N/m]	Se advierte presencia de (-) M
$M_{DC\ losa}$	2250	[N/m]	
M_{DW}	550	[N/m]	
Momentos por cargas vivas:			
$M_{LL\ baranda\ y\ vereda}$	-1499,43	[N/m]	Se advierte presencia de (-) M
$M_{LL\ max}$	18240,79	[N/m]	

Resistencia I

Mayoración diseño para momentos positivos

TIPO DE CARGA	SIGLA	Factor de carga γ	(-) $M^* \gamma$ [N*m/m]
Peso propio barandas y veredas	DC min	0,9	-6892,57
Peso propio de losa	DC máx.	1,25	2812,5
Superficie de rodamiento	DW máx.	1,5	825,0
Sobrecargas camión diseño	LL+IM	1,75	42455,4

$$Mu = 39200,33 \text{ [N}^*m/m\text{]}$$

Mayoración diseño para momentos negativos

TIPO DE CARGA	SIGLA	Factor de carga γ	(-) $M^* \gamma$ [N*m/m]
Peso propio barandas y veredas	DC min	1,25	-9573,01
Peso propio de losa	DC máx.	0,9	2025,0
Superficie de rodamiento	DW máx.	0,65	357,5
Sobrecargas camión diseño	LL+IM	1,75	-2624,0

$$Mu = -9814,51 \text{ [N}^*m/m\text{]}$$

DISEÑO A FLEXIÓN

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$\Phi = 10 \text{ [mm]} \text{ Diámetro de barra}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$d = 0,145 \text{ [m]}$$

$r = 0,03 \text{ [m]}$ Recubrimiento mecánico de cálculo.

Modula de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 5400000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = S_c * f_r = 17010 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 20412 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 52136,44 \text{ [N*m]} \quad M_r = 20412,00 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 20412,00 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 39200,33 \text{ [N*m]} \quad M_u = 39200,33 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = 43555,90 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,0149 \text{ [m]} = 1,49 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = 6,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2, en dirección principal

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$A_g = 0,18 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 272,16 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Acero con cuantía máxima:

$$f'c = 25 \text{ [MPa]} \quad \epsilon_u = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \text{ Art. 5.4.3.2}$$

$$f_y = 35 \text{ [MPa]} \quad \epsilon_y = 0,0025$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Art. 5.7.2.2}$$

Límite de armadura contemplando cuantía balanceada (Nilson, Pg. 77)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = 0,02$$

$$A_{s \max} = 0,75 * \rho_b * b * d = 21,43 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Límite de armadura según normativa (Art. 5.7.3.3.1)

$$A_s * f_y = 0,85 * f'c * b * (\beta_1 * c) \quad ; \quad \text{si: } \frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$A_{s \max} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * b * (\beta_1 * 0,42 * d) = 22,00 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

$$\text{As por cálculo de flexión: } 6,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

As contracción: 2,72 [cm²] **As = 6,33 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	22,40	4,46
8	0,50	12,60	7,94
10	0,79	8,06	12,40
12	1,13	5,60	17,86

Se adopta: φ 10c/10

As (cm²/m) = 7,90 < As máx. ok!

Armadura de distribución superior Paralelo al trafico

Armadura de distribución, es un porcentaje de la armadura principal. Art. 9.7.3.2

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2.

As = 6,33 [cm²] Área necesaria en la dirección principal.

b = 1 [m] Toda la acera incluyendo el bordillo

h = 0,18 [m]

Ag = 0,18 [m] Área bruta de la sección

S = 2,5 [m] Largo de faja desde la sección crítica.

$$\%A_s \leq \frac{3840}{\sqrt{S}} = 76,8 [\%]$$

$$\%A_s \leq 67 \% \quad \%A_s = 67 \%$$

$$A_s = \%A_s * A_s = 4,24 [\text{cm}^2]$$

Armadura Superior por Contracción y Temperatura en dirección perpendicular a la principal.

$$b = 1,00 [\text{m}]$$

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 272,16 [\text{mm}^2/\text{m}] = 2,72 [\text{cm}^2/\text{m}]$$

$$h = 0,18 [\text{m}]$$

$$A_g = 0,18 [\text{m}^2]$$

Resumen

As Distribución: 4,24 [cm²]

As contracción: 2,72 [cm²] **As = 4,24 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	15,00	6,67
8	0,50	8,44	11,86
10	0,79	5,40	18,52
12	1,13	3,75	26,67

Se adopta: ϕ 10 c/18

As (cm²/m) = 4,74

Armadura Principal Superior, perpendicular al tráfico As Negativo.

DISEÑO A FLEXIÓN

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$\Phi = 12 \text{ [mm]} \text{ Diámetro de barra}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$d = 0,135 \text{ [m]}$$

$r = 0,03$ [m] Recubrimiento mecánico de cálculo.

Modulo de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento Art. 5.7.3.3.2

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c} = 3,15 \text{ [MPa]} \quad S_c = \frac{b*h^2}{6} = 5400000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$M_{cr} = S_c * f_r = 17010 \text{ [N*m]}$$

Momento para armadura mínima

$$1,2 * M_{cr} = 20412 \text{ [N*m]}$$

$$1,33 * M_u = 13053,30 \text{ [N*m]} \quad M_r = 13053,30 \text{ [N*m]}$$

Momento de diseño:

$$M_r = 13053,30 \text{ [N*m]}$$

$$M_u = 9814,51 \text{ [N*m]} \quad M_u = 13053,30 \text{ [N*m]}$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = 14503,70 \text{ [N*m]}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'_c * b * d^2}} \right) = 0,0052 \text{ [m]} = 0,52 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = 2,19 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2, en dirección principal

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$A_g = 0,18 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 272,16 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Acero con cuantía máxima:

$$f'c = 25 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_u = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \text{ Art. 5.4.3.2}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_y = 0,0025$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Art. 5.7.2.2}$$

Límite de armadura contemplando cuantía balanceada (Nilson, Pg. 77)

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} = 0,020$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,75 * \rho_b * b * d = 19,95 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Límite de armadura según normativa (Art. 5.7.3.3.1)

$$A_s * f_y = 0,85 * f'c * b * (\beta_1 * c) \quad ; \quad \text{si: } \frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * b * (\beta_1 * 0,42 * d) = 20,48 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen

As por cálculo de flexión: 2,19 [cm²]

As contracción: 2,72 [cm²] **As = 2,72 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	9,63	10,39
8	0,50	5,41	18,47
10	0,79	3,47	28,86
12	1,13	2,41	41,56

Se adopta: ϕ 10c/20

As (cm²/m) = 3,95 < As máx. ok!

Armadura de distribución superior Paralelo al trafico

Armadura de distribución, es un porcentaje de la armadura principal. Art. 9.7.3.2

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2.

As = 2,72 [cm²] Área necesaria en la dirección principal.

b = 1 [m] Toda la acera incluyendo el bordillo

h = 0,18 [m]

Ag = 0,18 [m²] Área bruta de la sección

$S = 2,5$ [m] Largo de faja desde la sección crítica.

$$\%A_s \leq \frac{3840}{\sqrt{S}} = 76,8 \text{ [\%]}$$

$$\%A_s \leq 67 \text{ \%} \quad \%A_s = 67 \text{ \%}$$

$$A_s = \%A_s * A_s = 1,82 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura Superior por Contracción y Temperatura en dirección perpendicular a la principal.

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]} \quad A_s \geq 0,756 * \frac{A_g}{f_y} = 272,16 \text{ [mm}^2\text{/m]} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_g = 0,18 \text{ [m}^2\text{]}$$

Resumen

As Distribución: 1,82 [cm²]

As contracción: 2,72 [cm²] **As = 2,72 [cm²/m]**

Φ [mm]	Área 1 barra [cm ²]	# barras nec. [cm ²]	Espaciamiento máximo [cm]
6	0,28	9,63	10,39
8	0,50	5,41	18,47
10	0,79	3,47	28,86
12	1,13	2,41	41,56

Se adopta: ϕ 10 c/20

As (cm²/m) = 3,93

DISEÑO DE VIGA LONGITUDINALES EN SERVICIO

El diseño de una viga de hormigón postesado implica combinar la resistencia a la compresión del hormigón con la capacidad de los cables o tendones de acero de alta resistencia para soportar tracción. Esto permite que la viga soporte cargas mayores y tenga mayores luces (distancias entre apoyos) sin necesidad de aumentar su sección.

Pasos principales en el diseño de una viga de hormigón postesado:

Datos iniciales

Selección de la sección transversal

Determinación de la fuerza de pretensado

Perdidas de postesado

Calculo en estado limite ultimo

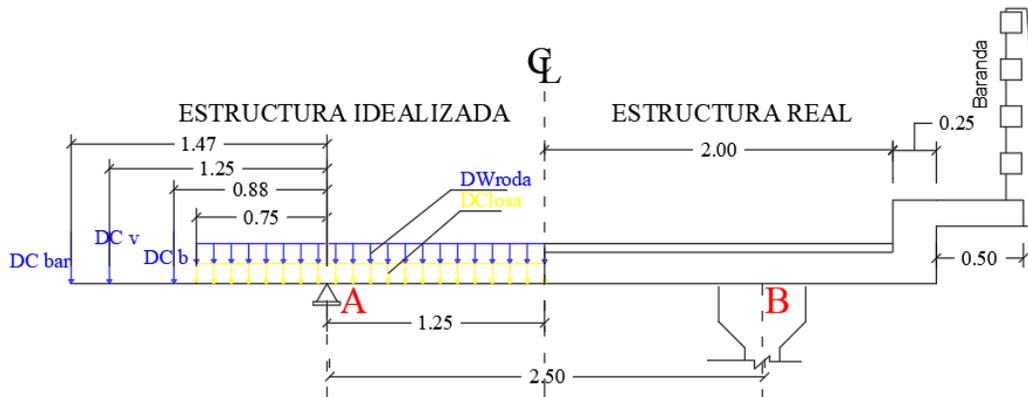
Diseño de anclaje

CARGAS

Cargas Muertas

Las reacciones en A y B se constituyen las cargas longitudinales para el diseño de la viga.

Esquema de cargas muertas



APOYO A			APOYO B		
$R_{DCbar+ver+bordillo}$	6694,50	[N/m]	$R_{DCbar+ver+bordillo}$	6694,50	[N/m]
R_{DClosa}	9000,00	[N/m]	R_{DClosa}	9000,00	[N/m]
R_{DW}	2200,00	[N/m]	R_{DW}	2200,00	[N/m]
R_{ATOTAL}	17894,50	[N/m]	R_{ATOTAL}	17894,50	[N/m]

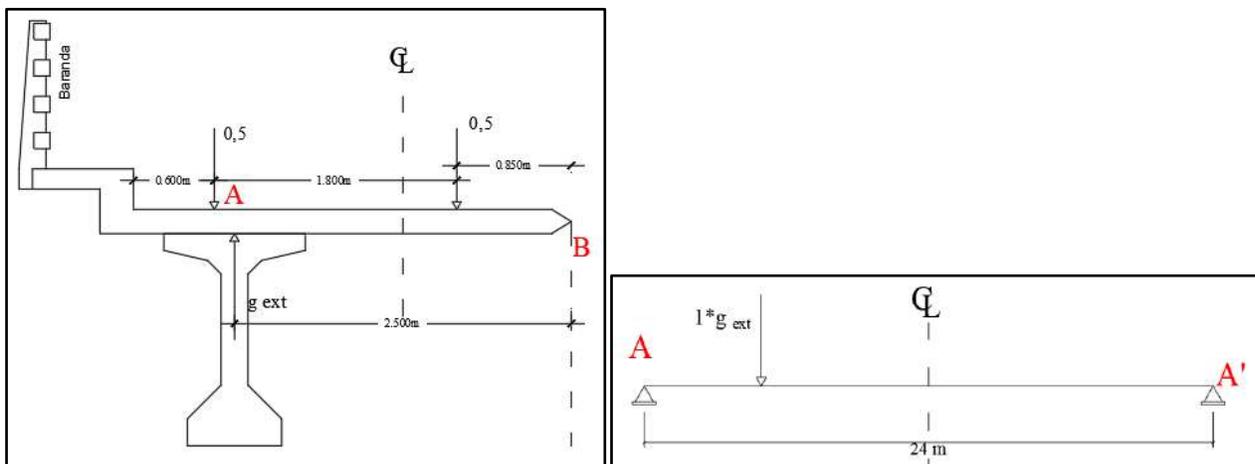
Ley de Momentos

Se cuenta con 2 vigas, ambas consideradas como externas. Se aplica la Ley de Momentos (Art. 4.6.2.2.1).

Por lo tanto, se descarta la aplicación de factores de Distribución de tablas.

A continuación, se esquematiza la situación desfavorable a 600 mm de bordillo, según Art. 3.6.1.3.1.

Esquema de ley de Momentos, Carga en Viga Externa A.

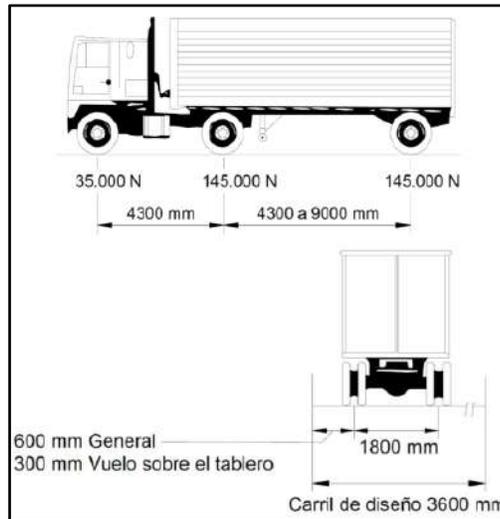


$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 0,5 * 0,85 + 0,5 * (0,85 + 1,80) - g_{ext} * 2,5 = 0 \Rightarrow g_{ext} = 0,75$$

Este factor de Distribución será válido para Momentos y Cortantes.

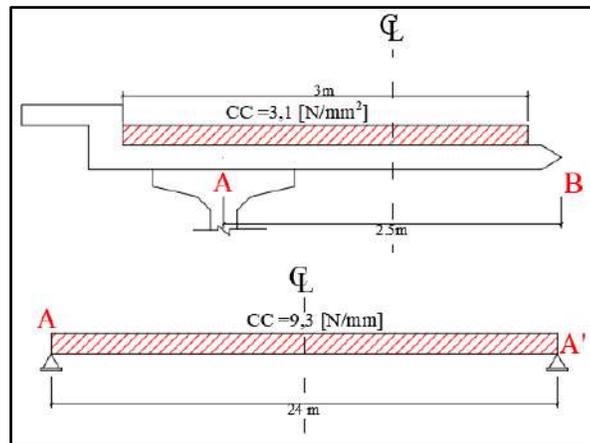
Sobrecarga de Diseño HL-93

Camión de Diseño, Art. 3.6.1.2.2



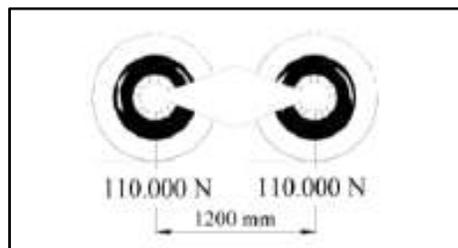
Carga de Carril de Diseño, Art. 3.6.1.2.4

Esquema de caga de carril



Tandem de diseño, Art. 3.6.1.2.3

Esquema de cargado de tandem



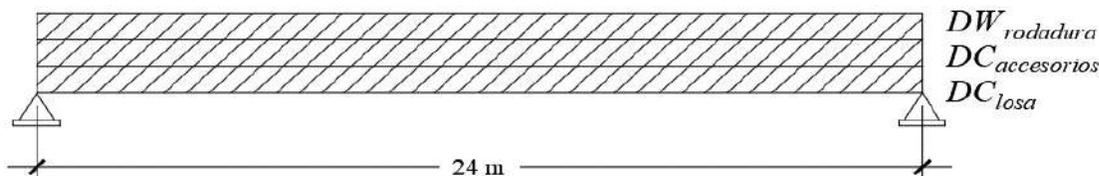
ANALISIS ESTRUCTURAL

Momentos Cortantes Máximos por cargas muertas

Son Momentos máximos en CL y Cortante máximos a una distancia H/2 del apoyo

$$L_c = 24 \quad [\text{m}] \text{ Luz de calculo}$$

$$H = 1,60 \quad [\text{m}] \text{ Altura de Viga de H}^\circ\text{P}^\circ$$



	Cargas	Momentos máximo	Cortante máximo	R max [N]
$DC_{\text{accesorios}}$	6694,50 [N/m]	482004,00 [N*m]	74978,40 [N]	80334,00
DC_{losa}	9000,00 [N/m]	648000,00 [N*m]	100800,00 [N]	108000,00
DW_{rodadura}	2200,00 [N/m]	158400,00 [N*m]	24640,00 [N]	26400,00

Momentos en diferentes secciones:

x =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	MmaxL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$DC_{\text{accesorios}}$	62124,96	173521,44	308482,56	404883,36	462723,84	480231,47	482004,00
DC_{losa}	83520,00	233280,00	414720,00	544320,00	622080,00	645617,04	648000,00
DW_{rodadura}	20416,00	57024,00	101376,00	133056,00	152064,00	157817,50	158400,00

Cortante en diferentes secciones:

x =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	MmaxL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$DC_{\text{accesorios}}$	74978,40	64267,20	48200,40	32133,60	16066,80	4871,59	0,00
DC_{losa}	100800,00	86400,00	64800,00	43200,00	21600,00	6549,30	0,00
DW_{rodadura}	24640,00	21120,00	15840,00	10560,00	5280,00	1600,94	0,00

Momento y Cortante Máximo por Peso Propio de Viga

$$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 25,00 \quad [\text{kN/m}^3]$$

$$A_{\text{viga } H^\circ A^\circ} = 0,54 \quad [\text{m}^2]$$

$$A_z \text{ anclaje} = 0,50 \quad [\text{m}^2]$$

$$H_{\text{viga}} = B_{\text{anclaje}} = 1,60 \quad [\text{m}]$$

$$q_z \text{ anclaje} = 1666,67 \quad [\text{N/m}] \text{ distribuido en L.}$$

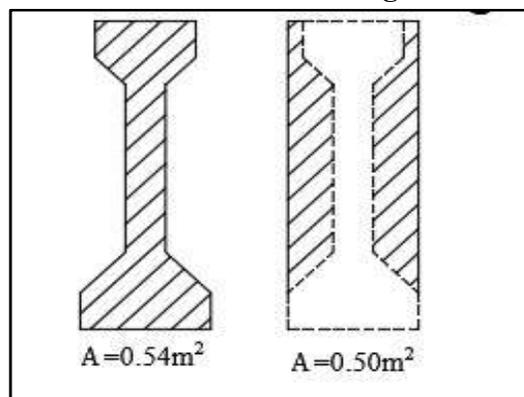
$$DC_{\text{viga}} = 15244,79 \quad [\text{N/m}]$$

$$M_{\text{max}} = 1097625,00 \quad [\text{N*m}]$$

$$V_{\text{max}} = 170741,67 \quad [\text{N}]$$

$$R_{\text{max}} = 182937,50 \quad [\text{N}]$$

Area de sección de viga



Momento y cortante máximos por sobrecargas de diseño

Momentos y cortantes por carga de carril

Considerando carga fija se tienen los siguientes valores:

$$CC_{carril} = 9300,00 \text{ [N/m]} \quad L = 24 \text{ [m]}$$

$$M_{max} = 669600,00 \text{ [N*m]}$$

$$V_{max} = 104160,00 \text{ [N]}$$

$$R_{max} = 111600,00 \text{ [N]}$$

Momento en diferentes secciones [N*m]:

x =	H/2	0,1*L	0,2L	0,3L	0,4L	MmaxL	0,5L
		0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27
"M" DC _{diafragma}	86304,00	241056,00	428544,00	562464,00	642816,00	667137,61	669600,00

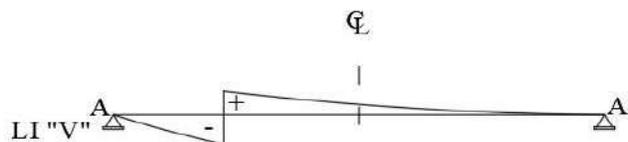
Cortante en diferentes secciones [N]:

x =	H/2	0,1*L	0,2L	0,3L	0,4L	MmaxL	0,5L
		0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27
"V" DC _{diafragma}	104160,00	89280,00	66960,00	44640,00	22320,00	6767,61	0,00

CASO II, Carga de carril Distribuida desde el punto de análisis.

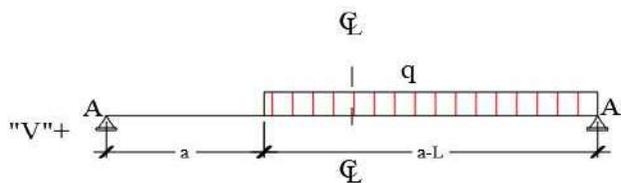
Cortante Máximo aplicando el concepto de línea de Influencia cualitativa. Las ecuaciones arrojan valores máximos hasta L/2

Cortante para carga distribuida en cualquier sección.



$$V_a += \frac{(L - a)^2}{2 * L} * q$$

$$V_a -= -\frac{(a)^2}{2 * L} * q$$



Donde:

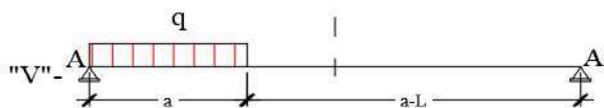
$V_a + =$ Cortante positivo en a.

$V_a - =$ Cortante negativo en a.

$a =$ Sección de análisis.

$L =$ Longitud total del tramo.

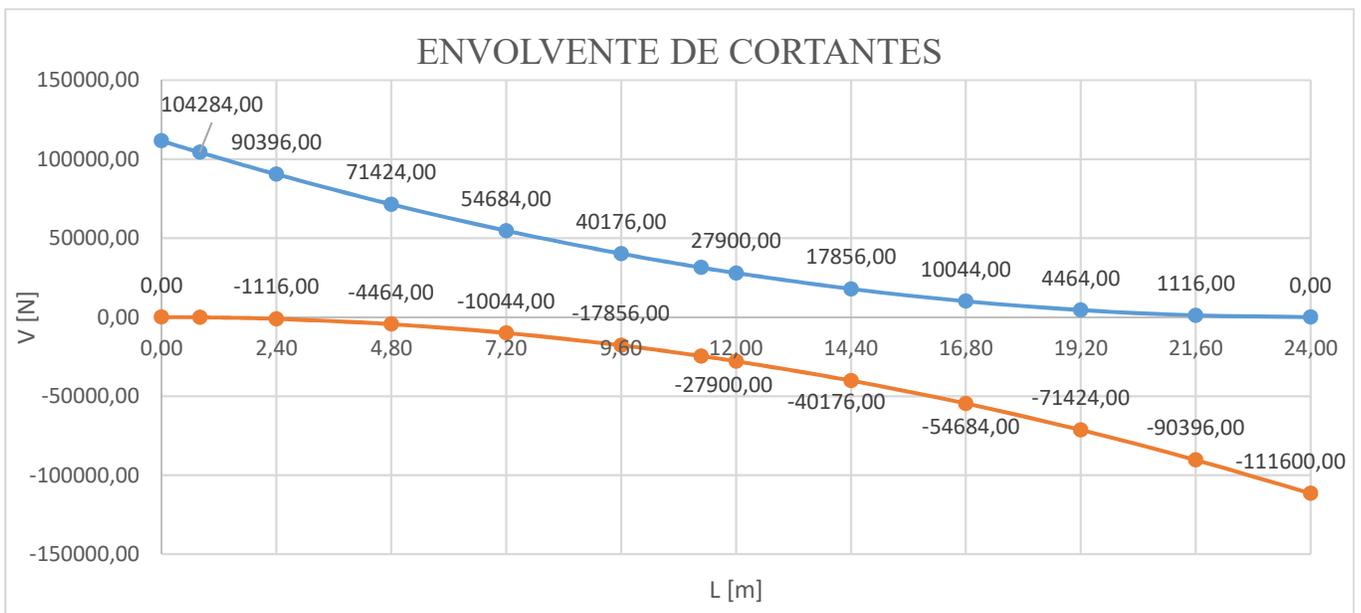
$q =$ Carga Distribuida.



Tabulando para armar envolventes de cortante:

a		V+
0	0,00	111600,00
H/2	0,80	104284,00
0,1*L	2,40	90396,00
0,2*L	4,80	71424,00
0,3*L	7,20	54684,00
0,4*L	9,60	40176,00
Mmax	11,27	31387,88
0,5*L	12,00	27900,00
0,6*L	14,40	17856,00
0,7*L	16,80	10044,00
0,8*L	19,20	4464,00
0,9*L	21,60	1116,00
L	24,00	0,00

a		V-
0	0,00	0,00
H/2	0,80	-124,00
0,1*L	2,40	-1116,00
0,2*L	4,80	-4464,00
0,3*L	7,20	-10044,00
0,4*L	9,60	-17856,00
Mmax	11,27	-24617,48
0,5*L	12,00	-27900,00
0,6*L	14,40	-40176,00
0,7*L	16,80	-54684,00
0,8*L	19,20	-71424,00
0,9*L	21,60	-90396,00
L	24,00	-111600,00



Análisis Estructural de Sobrecargas de Diseño

Para el análisis se utilizarán las ecuaciones de Línea de Influencia.

$$R_{(A)} = \left(\frac{L-x}{L}\right) * P$$

$$R_{(A')} = \left(\frac{x}{L}\right) * P$$

$$V_{(a)} = -\left(\frac{x}{L}\right) * P \text{ si: } x < a$$

$$V_{(a)} = \left(1 - \frac{x}{L}\right) * P \text{ si: } x \geq a$$

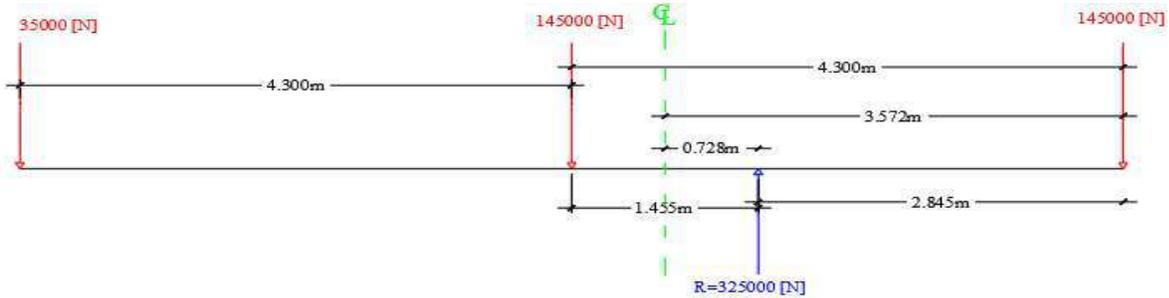
$$M_{(a)} = x \left(1 - \frac{a}{L}\right) * P \text{ si: } x < a$$

$$M_{(a)} = \left(a \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right) * P \text{ si: } x \geq a$$

Donde:

- R = Reacción para una carga P .
- V = Cortante para una carga P .
- M = Momento para una carga P .
- a = Sección de análisis.
- x = Punto de aplicación de cada Carga eje.
- L = Longitud Total.
- P = Carga Eje.

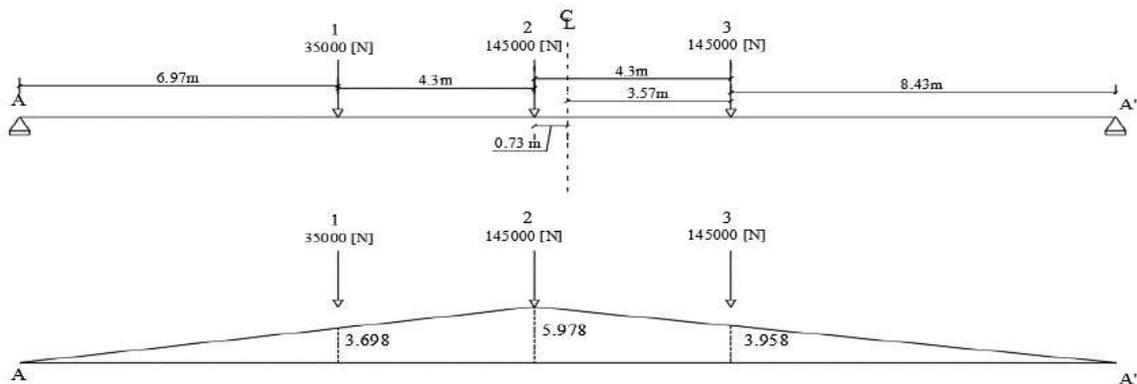
Teorema de barra con separación mínima entre ejes. Efecto máximo para momentos .



$$\begin{aligned}
 P_{delantera} &= 35000,00 \text{ [N]} \\
 P_{trasera} &= 145000,00 \text{ [N]} \\
 S_{eje\ delantero} &= 4,30 \text{ [m]} \\
 S_{eje\ trasero} &= 4,30 \text{ [m]} \\
 X &= 2,84 \text{ [m]} \\
 CL &= 3,57 \text{ [m]}
 \end{aligned}$$

Quedando el posicionamiento de ejes de la siguiente manera:

Disposición de ejes de camión de diseño y líneas de influencia LI M+.



Cargas	Cargas de ejes [N]	Desde A' [m]	Desde A [m]	LI	Mi [N*m]
$P1_{delantera} =$	35000,00	17,03	6,97	3,70	129430,00
$P2_{trasera} =$	145000,00	12,73	11,27	5,98	866810,00
$P3_{trasera} =$	145000,00	8,43	15,57	3,96	573910,00
$M_{max} \sum M_i =$					1570150,00

$$R_A = 152677,08 \text{ [N]}$$

$$R_{A'} = 172322,97 \text{ [N]}$$

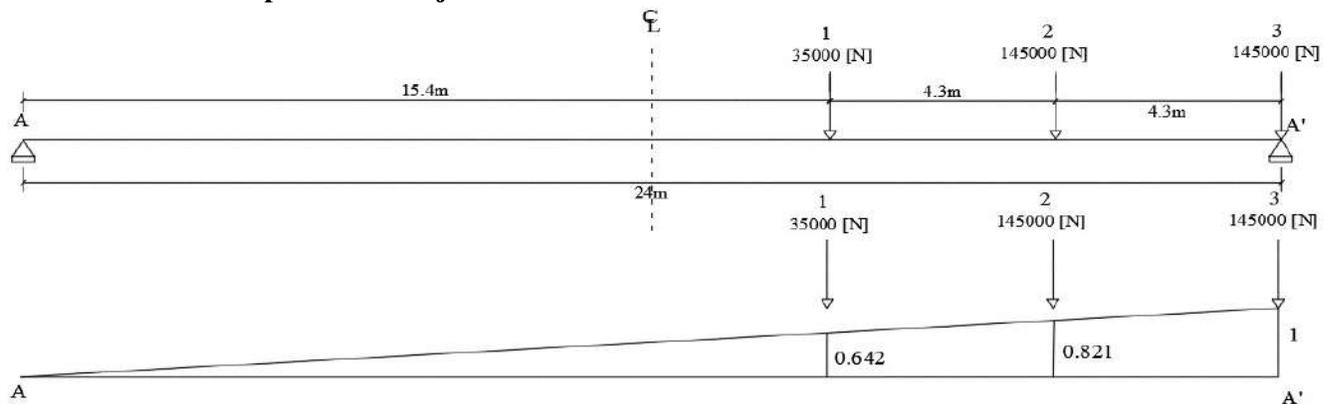
$$M_{max} = 1570150 \text{ [N*m]}$$

$$V_{max} = 172322,97 \text{ [N]}$$

$$R_{max} = 172322,97 \text{ [N]}$$

Separación mínima del eje trasero en apoyo. Efecto de reacción máxima en apoyo.

Disposición de ejes de camión de diseño.



Cargas	Cargas de ejes [N]	Desde A' [m]	Desde A [m]	LI	Ri [N]
$P1_{delantera} =$	35000,00	8,60	15,40	0,64	22470,00
$P2_{trasera} =$	145000,00	4,30	19,70	0,82	119045,00
$P3_{trasera} =$	145000,00	0,00	24,00	1,00	145000,00
$R_{max} \sum R_i =$					286515,00

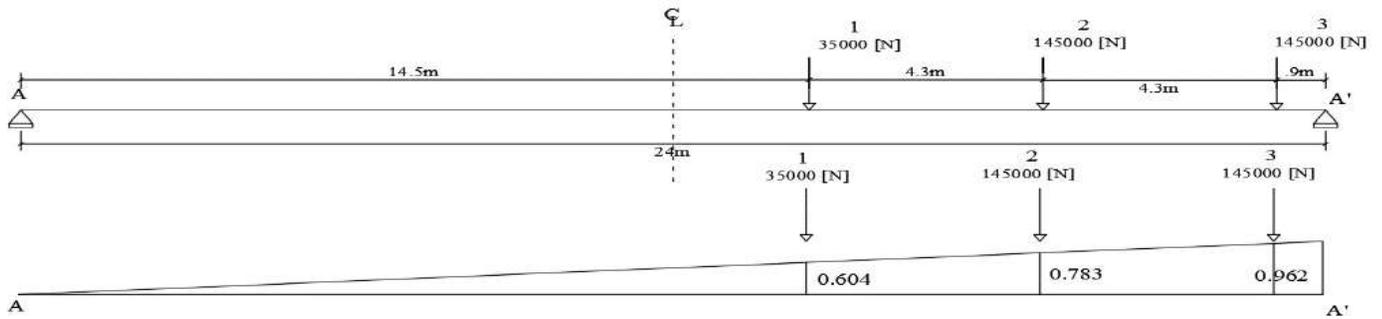
$$R_A = 155930,56 \text{ [N]}$$

$$R_{A'} = 286515 \text{ [N]}$$

$$V_{max} = 169069,44 \text{ [N]}$$

Separación mínima de ejes. Eje trasero en H/2. Efecto de cortante máximo

Disposición de ejes de camión de diseño.



Cargas	Cargas de ejes [N]	Desde A' [m]	Desde A [m]	LI	Vi [N*m]
$P1_{delantera} =$	35000,00	9,50	14,50	0,60	21140,00
$P2_{trasera} =$	145000,00	5,20	18,80	0,78	113535,00
$P3_{trasera} =$	145000,00	0,90	23,10	0,96	139490,00
$V_{max} \sum V_i =$					274165,00

$$R_A = 50835,00 \text{ [N]}$$

$$M_{max} = 802816,67 \text{ [N*m]}$$

$$R_{A'} = 274165,00 \text{ [N]}$$

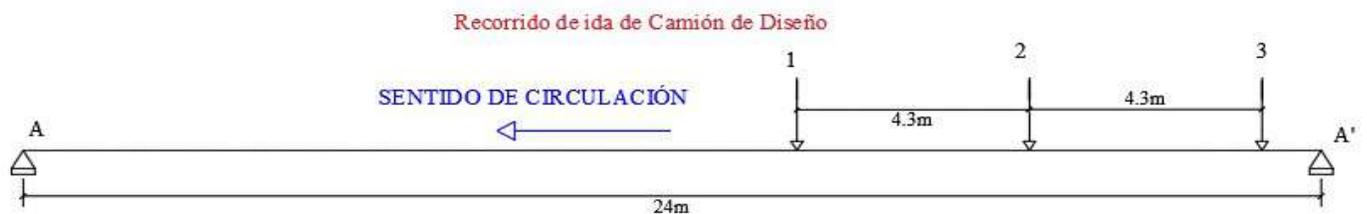
$$V_{max} = 274165,00 \text{ [N]}$$

$$R_{max} = 274165,00 \text{ [N]}$$

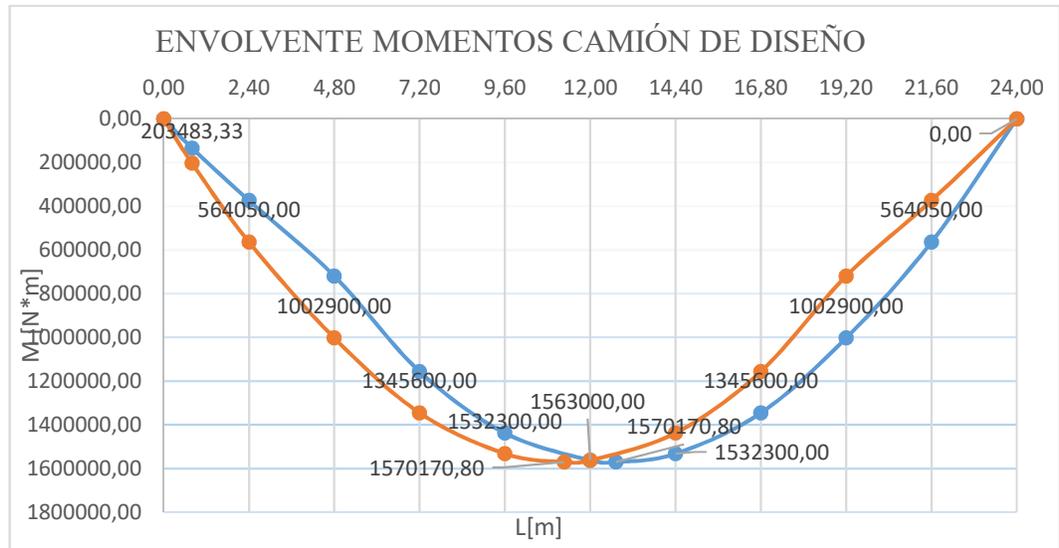
ENVOLVENTES DE MOMENTOS POR CAMION DE DISEÑO



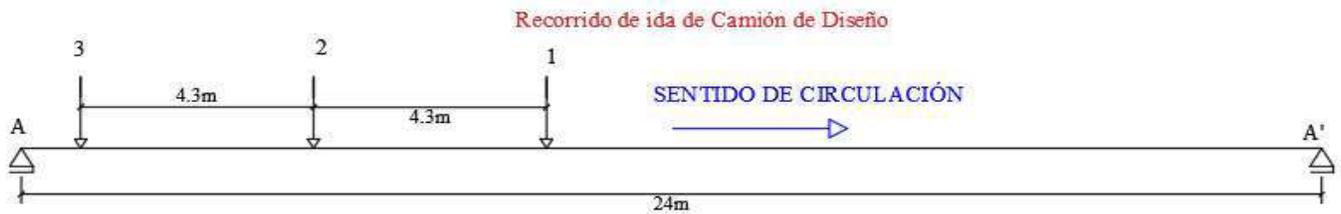
P3	P2	P1	MLL por P3	MLL por P2	MLL por P1	Mmax bajo P2	Ods.
145000,00	145000,00	35000,00					
0,00	0,00	4,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0*L
0,00	0,80	5,10	0,00	112133,33	22050,00	134183,33	H/2
0,00	2,40	6,70	0,00	313200,00	60550,00	373750,00	0,1*L
0,50	4,80	9,10	58000,00	556800,00	104300,00	719100,00	0,2*L
2,90	7,20	11,50	294350,00	730800,00	131250,00	1156400,00	0,3*L
5,30	9,60	13,90	461100,00	835200,00	141400,00	1437700,00	0,4*L
7,70	12,00	16,30	558250,00	870000,00	134750,00	1563000,00	0,5*L
8,43	12,73	17,03	573955,69	866800,65	129414,46	1570170,80	Mmax
10,10	14,40	18,70	585800,00	835200,00	111300,00	1532300,00	0,6*L
12,50	16,80	21,10	543750,00	730800,00	71050,00	1345600,00	0,7*L
14,90	19,20	23,50	432100,00	556800,00	14000,00	1002900,00	0,8*L
17,30	21,60	0,00	250850,00	313200,00	0,00	564050,00	0,9*L
19,70	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	L



P3	P2	P1	MLL por P3	MLL por P2	MLL por P1	Mmax bajo P2	Ods.
35000,00	145000,00	145000,00					
0,00	0,00	4,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0*L
0,00	0,80	5,10	0,00	112133,33	91350,00	203483,33	H/2
0,00	2,40	6,70	0,00	313200,00	250850,00	564050,00	0,1*L
0,50	4,80	9,10	14000,00	556800,00	432100,00	1002900,00	0,2*L
2,90	7,20	11,50	71050,00	730800,00	543750,00	1345600,00	0,3*L
5,30	9,60	13,90	111300,00	835200,00	585800,00	1532300,00	0,4*L
6,97	11,27	15,57	129414,46	866800,65	573955,69	1570170,80	Mmax
7,70	12,00	16,30	134750,00	870000,00	558250,00	1563000,00	0,5*L
10,10	14,40	18,70	141400,00	835200,00	461100,00	1437700,00	0,6*L
12,50	16,80	21,10	131250,00	730800,00	294350,00	1156400,00	0,7*L
14,90	19,20	23,50	104300,00	556800,00	58000,00	719100,00	0,8*L
17,30	21,60	0,00	60550,00	313200,00	0,00	373750,00	0,9*L
19,70	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	L

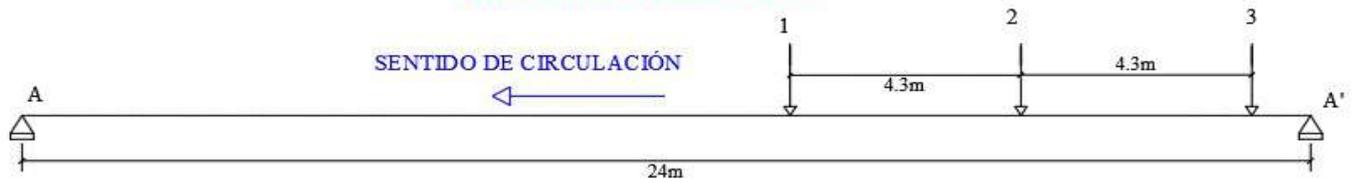


ENVOLVENTES DE CORTANTES POR CAMION DE DISEÑO

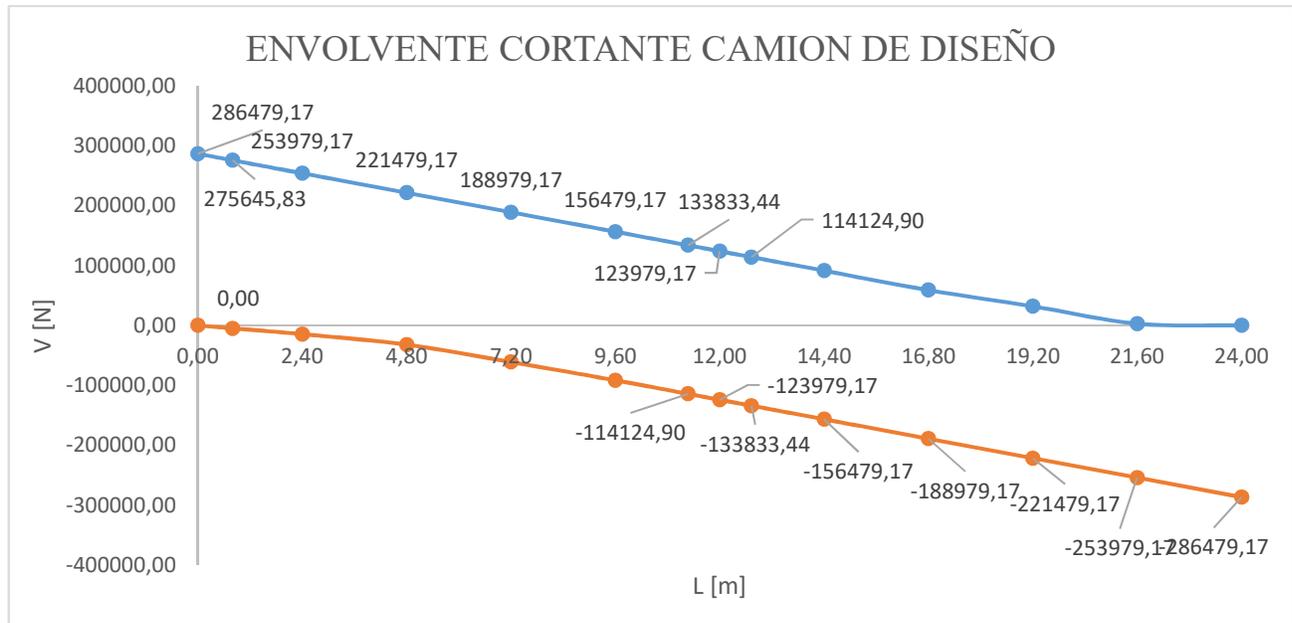


P3	P2	P1	MLL por P3	MLL por P2	MLL por P1	Mmax bajo P2	Ods.
145000,00	145000,00	35000,00					
0,00	4,30	8,60	145000,00	119020,83	22458,33	286479,17	0*L
0,80	5,10	9,40	140166,67	114187,50	21291,67	275645,83	0,1*L
2,40	6,70	11,00	130500,00	104520,83	18958,33	253979,17	H/2
4,80	9,10	13,40	116000,00	90020,83	15458,33	221479,17	0,2*L
7,20	11,50	15,80	101500,00	75520,83	11958,33	188979,17	0,3*L
9,60	13,90	18,20	87000,00	61020,83	8458,33	156479,17	0,4*L
11,27	15,57	19,87	76896,52	50917,35	6019,56	133833,44	Mmax
12,00	16,30	20,60	72500,00	46520,83	4958,33	123979,17	0,5*L
12,73	17,03	21,33	68103,48	42124,31	3897,10	114124,90	Mmax
14,40	18,70	23,00	58000,00	32020,83	1458,33	91479,17	0,6*L
16,80	21,10	25,40	43500,00	17520,83	-2041,67	58979,17	0,7*L
19,20	23,50		29000,00	3020,83		32020,83	0,8*L
21,60	25,90		14500,00	-11479,17		3020,83	0,9*L
24,00			0,00			0,00	L

Recorrido de ida de Camión de Diseño



P3	P2	P1	MLL por P3	MLL por P2	MLL por P1	Mmax bajo P2	Ods.
35000,00	145000,00	145000,00	-	-	0,00	0,00	0*L
-	-	0,80	-	-	-4833,33	-4833,33	0,1*L
-	-	2,40	-	-	-14500,00	-14500,00	H/2
-	0,50	4,80	-	-3020,83	-29000,00	-32020,83	0,2*L
-	2,90	7,20	-	-17520,83	-43500,00	-61020,83	0,3*L
1,00	5,30	9,60	-1458,33	-32020,83	-58000,00	-91479,17	0,4*L
2,67	6,97	11,27	-3897,10	-42124,31	-68103,48	-114124,90	Mmax
3,40	7,70	12,00	-4958,33	-46520,83	-72500,00	-123979,17	0,5*L
4,13	8,43	12,73	-6019,56	-50917,35	-76896,52	-133833,44	Mmax
5,80	10,10	14,40	-8458,33	-61020,83	-87000,00	-156479,17	0,6*L
8,20	12,50	16,80	-11958,33	-75520,83	-101500,00	-188979,17	0,7*L
10,60	14,90	19,20	-15458,33	-90020,83	-116000,00	-221479,17	0,8*L
13,00	17,30	21,60	-18958,33	-104520,83	-130500,00	-253979,17	0,9*L
15,40	19,70	24,00	-22458,33	-119020,83	-145000,00	-286479,17	L



Efectos Máximos por Tandem de Diseño

Teorema de bare efecto máximo para momentos

$$P_{delantera} = 110000,00 \text{ [N]}$$

$$P_{trasera} = 110000,00 \text{ [N]}$$

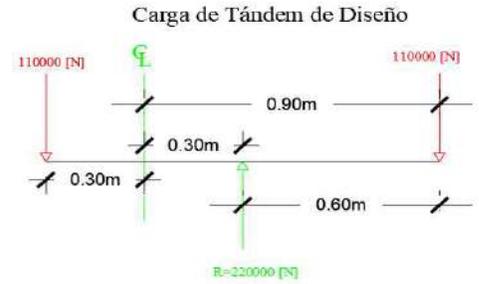
$$S_{eje} = 1,20 \text{ [m]}$$

$$X = 0,60 \text{ [m]}$$

$$CL = 0,90 \text{ [m]}$$

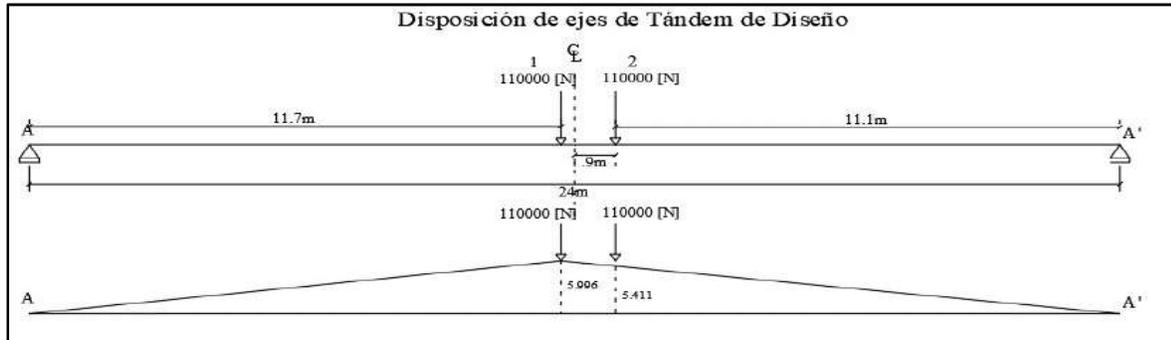
Posición Resultante.

Posición Centro Luz.



Quedando el posicionamiento de ejes de la siguiente manera:

Disposición de ejes de tandem de diseño.



Cargas	Cargas de ejes [N]	Desde A' [m]	Desde A [m]	LI	Mi [N*m]
$P1_{delantera} =$	110000,00	12,30	11,70	6,00	659560,00
$P2_{trasera} =$	110000,00	11,10	12,90	5,41	595210,00
$M_{max} \sum M_i =$					1254770,00

$M_{max} =$ En dirección de la rueda cercana a la resultante.

$$R_A = 107250,00 \text{ [N]}$$

$$M_{max} = 1254770,00 \text{ [N*m]}$$

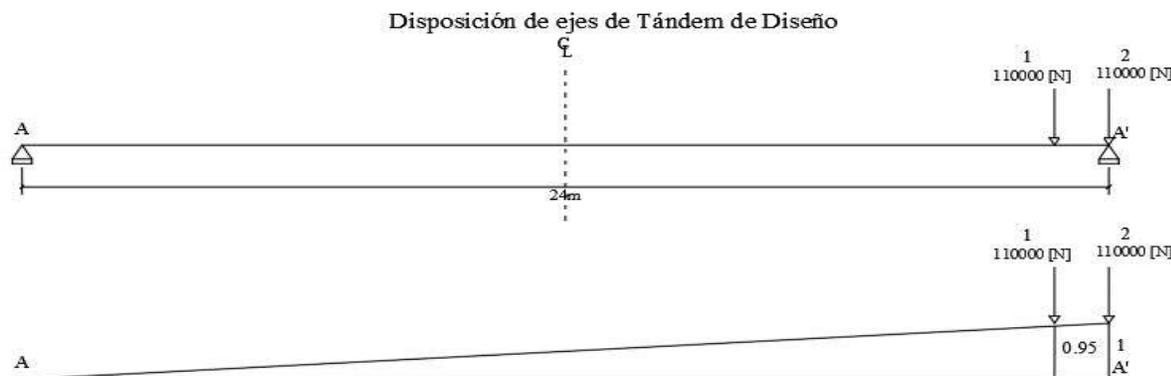
$$R_{A'} = 112750,00 \text{ [N]}$$

$$V_{max} = 112750,00 \text{ [N]}$$

$$R_{max} = 112750,00 \text{ [N]}$$

Ejes trasero en apoyo. Efecto de reacción máxima en apoyo.

Disposición de ejes de tandem de diseño.



Cargas	Cargas de ejes [N]	Desde A' [m]	Desde A [m]	LI	Ri [N*m]
$P1_{delantera} =$	110000,00	1,20	22,80	0,95	104500,00
$P2_{trasera} =$	110000,00	0,00	24,00	1,00	110000,00
$R_{max} \sum R_i =$					214500,00

$$R_A = 5500,00 \text{ [N]}$$

$$R_{A'} = 214500,00 \text{ [N]}$$

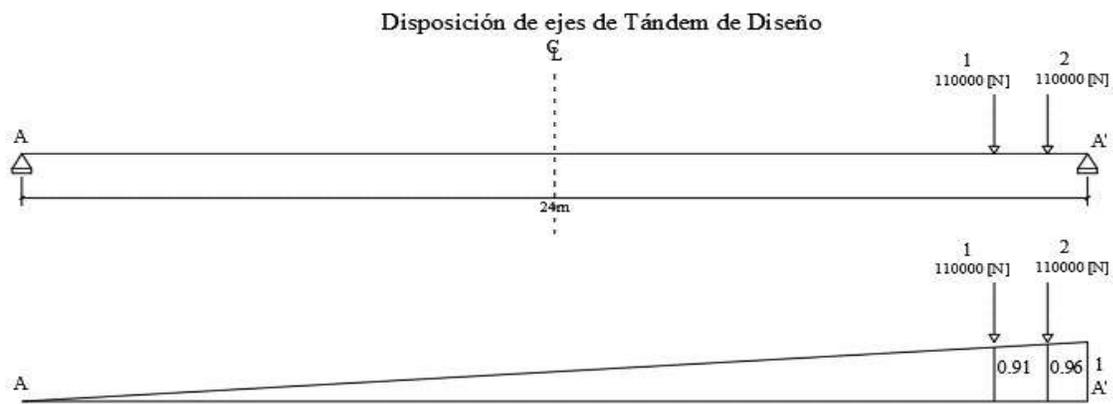
$$M_{max} = 125400,00 \text{ [N*m]}$$

$$V_{max} = 104500,00 \text{ [N]}$$

$$R_{max} = 214500,00 \text{ [N]}$$

Ejes trasero en H/2. Efecto de cortante máximo.

Disposición de ejes de tandem de diseño.



Cargas	Cargas de ejes [N]	Desde A' [m]	Desde A [m]	LI	Vi [N*m]
$P1_{delantera} =$	110000,00	2,10	21,90	0,91	100100,00
$P2_{trasera} =$	110000,00	0,90	23,10	0,96	105600,00
$V_{max} \sum V_i =$					205700,00

$$R_A = 14300,00 \text{ [N]}$$

$$R_{A'} = 205700,00 \text{ [N]}$$

$$M_{max} = 301125,00 \text{ [N*m]}$$

$$V_{max} = 205700,00 \text{ [N]}$$

$$R_{max} = 205700,00 \text{ [N]}$$

En los resultados se observa que para esta longitud de diseño predomina el uso de camión de diseño y no el tandem de diseño.

RESUMEN DE EFECTOS

Por la ley de momentos se determinó un $g_{ext} = 0,75$. Este factor se afectará a los efectos de carga de carril (CC) y la sobrecarga de camión (LL). Para sobrecarga de camión el impacto es $IM = 33$ [%]

Para 1 viga se tiene los siguientes efectos:

Descripción	M max [N*m]	V max [N]	R max [N]	Observaciones
$DC_{accesorio} =$	482004,00	74978,40	80334,00	<i>Para $t = \infty$</i>
$DC_{losa} =$	648000,00	100800,00	108000,00	<i>Para $t = \infty$</i>
$DW_{rodadura} =$	158400,00	24640,00	26400,00	<i>Para $t = \infty$</i>
$DC_{diafragma} =$	39300,00	3275,00	9825,00	<i>Para $t = \infty$</i>
$DC_{losa} =$	1097625,00	170741,67	182937,50	<i>Para $t = 0$ y ∞</i>
$CC_{carga de carril} =$	502200,00	78120,00	83700,00	<i>Para $t = \infty$</i>
$(LL + IM)_{sobrecarga} =$	1566224,63	285798,71	273479,59	<i>Para $t = \infty$</i>

CARACTERISTICAS MECANICAS DEL HORMIGON

$f_{cllosa} = 25$ [Mpa] Resistencia del H° para la losa, cemento IP-30 tamaño maximo agregado 2,5 [cm]

$f_{cviga} = 35$ [Mpa] Resistencia de H° viga postensado, cemento IP-40 tamaño maximo agregado 2,5 [cm]

$k_i = 0,7$ Coeficiente de reducción en tiempo cero

$f_{ci} = 24,50$ [Mpa] Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$\eta = 0,80$ Indice de eficiencia

CARACTERISTICAS ELEMENTALES DE LA SECCION

$h = 1,60$ [m] Canto total de la pieza

$L_c = 24,00$ [m] Longitud de calculo

$R = 10,00$ [cm] Recubrimiento mecanico de las vainas

CARACTERISTICAS DEL ACERO POSTENSADO PROTENDE

$\emptyset = 0,50$ ["] Diametro del toron

$G = 270,00$ [ksi] grado de los torones

$f_{pu} = 1860,00$ [Mpa] Resistencia a tracción del cable

$A_p = 97,70$ [mm²] Area de un toron

$n = 27,00$ [torones] N° de torenos

$nv = 3,00$ [vainas] N° de vainas

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION

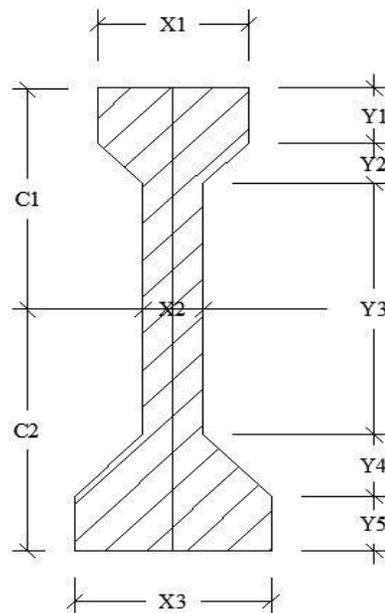
CARACTERISTICAS DE LA SECCION EN T = 0

X1 =	0,50	[m]
X2 =	0,20	[m]
X3 =	0,65	[m]
Y1 =	0,20	[m]
Y2 =	0,15	[m]
Y3 =	0,83	[m]
Y4 =	0,23	[m]
Y5 =	0,20	[m]

Propiedades

Ixo =	0,16	[m ⁴]
Ao =	0,54	[m ²]
C20 =	0,74	[m]
C10 =	0,86	[m]
ho =	1,60	[m]
Rvaina =	0,10	[m]
eo =	0,64	[m]

Figura de la sección en tiempo cero



CARACTERISTICAS DE LA SECCION EN T = ∞

Ancho de Ala Efectivo, Art. 4.6.2.6.1

En caso de viga exterior

Luz de cálculo

$L_c = 24,00$ [m]

Altura de losa de H°A°: $h_f = 0,18$ [m]
 Ancho de vuelo $a_{vuelo} = 0,75$ [m]
 $B_e = s/2 = 1,25$ [m] El menor de los siguientes valores:

$$\left. \begin{aligned}
 B_e = L_c/8 &\leq 3,00 & [m] \\
 B_e = 6 * h_{losa} &\leq 1,08 & [m] \\
 a_{vuelo} &= 0,75 & [m]
 \end{aligned} \right\} \leq 0,75 [m] \rightarrow bf = 2,00 [m]$$

Se elige el ancho de losa mínimo de los 3 casos: $bf = 2,00$ [m]

Sección homogeneizada

Módulo de elasticidad del H° NB 1225001: $E_{H^\circ} = 3830 * \sqrt{f_c'}$

Módulo de elasticidad de la losa de H°A°: $E_{H^\circ A^\circ} = 19150,00$ [Mpa]

Módulo de elasticidad de la viga de H°P°: $E_{H^\circ P^\circ} = 22658,59$ [Mpa]

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} \rightarrow \frac{[H^\circ A^\circ]}{[H^\circ P^\circ]}$$

Relación modular: $n = 0,85$ [Adim]

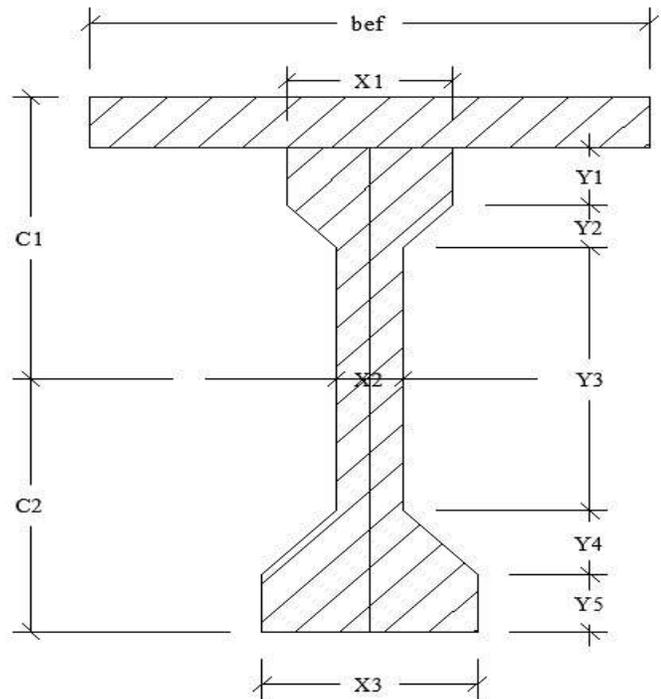
Base de la sección homogeneizada: $b_{ef} = 1,69$ [m]

$X1 = 0,50$ [m]
 $X2 = 0,20$ [m]
 $X3 = 0,65$ [m]
 $Y1 = 0,20$ [m]
 $Y2 = 0,15$ [m]
 $Y3 = 0,83$ [m]
 $Y4 = 0,23$ [m]
 $Y5 = 0,20$ [m]
 $b_{ef} = 1,69$ [m]

Propiedades

$I_{x0} = 0,34$ [m⁴]
 $A_{00} = 0,85$ [m²]
 $C2_{00} = 1,08$ [m]
 $C1_{00} = 0,70$ [m]
 $h_{00} = 1,78$ [m]
 $R_{vaina} = 0,10$ [m]
 $e_{00} = 0,98$ [m]

Figura de la sección en tiempo infinito



ESFUERZOS ADMISIBLES DEL HORMIGON Art, 5.9.4.

T=0 : Antes de las pérdidas (Inmediatas después de aplicar la fuerza de pretensado)

Esfuerzo de Tracción, Art. 5.9.4.1.2.

$$f'_{ti} = 0,25 * \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38 \quad f'_{ti} = 1,24 \quad [\text{Mpa}]$$

Esfuerzos de Compresión Art. 5.9.4.1.1.

$$f'_{ci} = (0,60 * f'_{ci}) \quad f'_{ci} = -14,70 \quad [\text{Mpa}]$$

T=∞ : Después de las pérdidas.

Esfuerzo de Tracción, Art. 5.9.4.2.2.

$$f'_{ts} = 0,5 * \sqrt{f'_c} \quad f'_{ts} = 2,96 \quad [\text{Mpa}]$$

Esfuerzos de Compresión Art. 5.9.4.2.1.

$$f'_{cs} = (0,45 * f'_{cs}) \quad f'_{cs} = -15,75 \quad [\text{Mpa}]$$

CALCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO

Momento en centro luz:

$$M_0 = 1097625,00 \quad [\text{Nm}] \quad M_0 = MDC_{viga}$$

$$M_T = MDC_{viga} + MDC_{accesorios} + MDC_{losa} + MDC_{diafr.} + MDC_{rod.} + MCC + MLL$$

$$M_T = 4493753,63 \quad [\text{Nm}]$$

Inecuaciones de condición

$$P_0 \leq \frac{\left(f'_{ti} + \frac{M_0 * c_{10}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)} \quad P_0 \leq \frac{\left(-f'_{ci} + \frac{M_0 * c_{20}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 * c_{20}}{I_0} + \frac{1}{A_0}\right)}$$

$$P_0 \leq 4538265,23 \quad [\text{N}] \quad P_0 \leq 4156428,61 \quad [\text{N}]$$

$$P_0 \leq 462,90 \quad [\text{Tn}] \quad P_0 \leq 423,96 \quad [\text{Tn}]$$

$$P_0 \geq \frac{\left(f'_{cs} + \frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta * \left(\frac{e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)} \quad P_0 \geq \frac{\left(-f'_{ts} + \frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta * \left(\frac{e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty}\right)}$$

$$P_0 \geq -9562179,81 \quad [\text{N}] \quad P_0 \geq 3290858,20 \quad [\text{N}]$$

$$P_0 \geq -975,34 \quad [\text{Tn}] \quad P_0 \geq 335,67 \quad [\text{Tn}]$$



Para torones de pretensado de diámetro nominal 12,7 [mm] (0,5") se tiene los siguientes valores:

$A_p =$	98,70	[mm ² /torón]	Límite de tensión (Tabla 5.9.3-1)
GRADO =	270,00	[Ksi]	
$f_{pu} =$	1860,00	[Mpa]	$f_{po} \leq 0,74 * f_{pu} =$ 1376,40 [Mpa]
$f_{ps} =$	1674,00	[Mpa]	

Para:	$P_0 =$	3290858,20	[N]	Para:	$P_0 =$	4156428,61	[N]
	$P_0 =$	335,67	[Tn]		$P_0 =$	423,96	[Tn]

Si tesamos a su máxima tensión tendríamos:

$\#Torones = \frac{P_0}{A_p * f_{po}}$		$\#Torones = \frac{P_0}{A_p * f_{po}}$
#Torones =	24,00	[torones]
#Torones =	31,00	[torones]

Se define usar:

#Torones =	27,00	[torones]			
$P_0 =$	3667968,36	[N]	$f_{po} =$	1376,40	[MPa]
$P_0 =$	374,13	[Tn]	$f_{po} =$	74,00	

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL HORMIGON EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO I

Los factores de mayoración de efectos para cargas muertas y sobrecargas se toma igual a 1. Para compresión después de las pérdidas (T=∞) factor de reducción igual a 1. (Art. 5.4.7.1).

T=0 : Antes de las pérdidas (Inmediatamente después de aplicar la fuerza de pretensado).

Fibra superior

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -0,13 \quad [\text{Mpa}] < f_{ti}' \quad 1,24 \quad [\text{Mpa}]$$

Fibra inferior:

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -12,38 \quad [\text{Mpa}] > f_{ci}' \quad -14,70 \quad [\text{Mpa}]$$

T=∞ : Después de las Pérdidas.

Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_\infty * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} = -6,82 \quad [\text{Mpa}] > f_{cs}' \quad -15,75 \quad [\text{Mpa}]$$

Fibra inferior:

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0 * e_\infty * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} = 1,66 \quad [\text{Mpa}] < f_{ts}' \quad 2,96 \quad [\text{Mpa}]$$

DEFINICION DE TRAYECTORIA DEL CABLE

Excentricidades para t = 0 (Estadio 2)

$$e(x) \leq \frac{f'_{ti} * I_0}{P_0 * c_{10}} + \frac{I_0}{c_{10} * A_0} + \frac{M_{0(x)}}{P_0} \qquad e(x) \leq -\frac{f'_{ci} * I_0}{P_0 * c_{20}} - \frac{I_0}{c_{20} * A_0} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

Excentricidades para t = ∞ (Estadio 4)

$$e(x) \geq \frac{f'_{cs} * I_\infty}{\eta * P_0 * c_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{c_{1\infty} * A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{\eta * P_0} \qquad e(x) \leq -\frac{f'_{ts} * I_\infty}{\eta * P_0 * c_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{c_{2\infty} * A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{\eta * P_0}$$

Variación de las excentricidades para un x

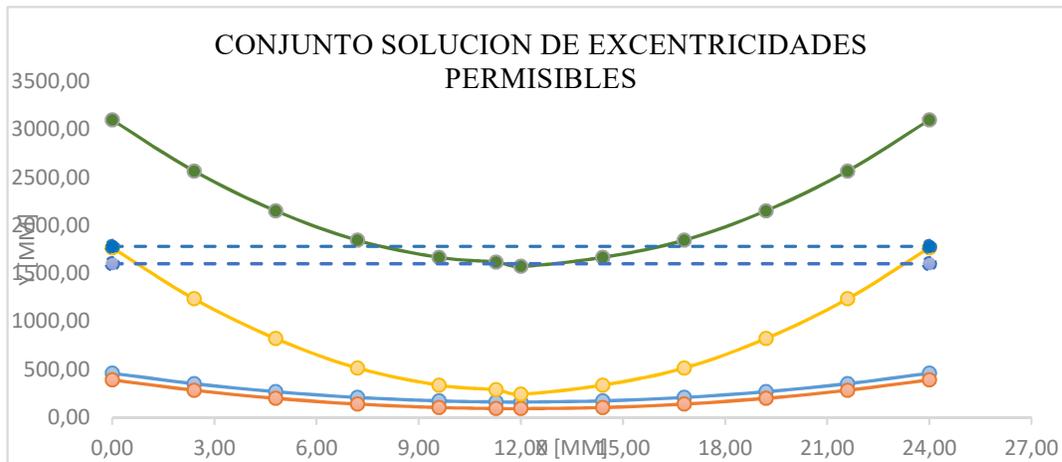
x	x [m]	M _{0(x)} [N*m]	M _{T(x)} [N*m]	T = 0		T = ∞	
				e _x ≤ [mm]	e _x ≤ [mm]	e _x ≥ [mm]	e _x ≥ [mm]
0,00 * L	0,00	0,00	0,00	405,36	474,19	-2018,49	-688,39
0,10 * L	2,40	395145,00	1563657,72	513,09	581,92	-1486,94	-156,84
0,20 * L	4,80	702480,00	2781726,33	596,88	665,71	-1072,87	257,23
0,30 * L	7,20	922005,00	3683110,77	656,73	725,56	-766,46	563,64
0,40 * L	9,60	1053720,00	4208259,92	692,64	761,47	-587,94	742,16
Mmax	11,27	1093588,58	4351766,04	703,51	772,34	-539,16	790,95
0,50 * L	12,00	1097625,00	4482723,77	704,61	773,44	-494,64	835,46
0,60 * L	14,40	1053720,00	4208259,92	692,64	761,47	-587,94	742,16
0,70 * L	16,80	922005,00	3683110,77	656,73	725,56	-766,46	563,64
0,80 * L	19,20	702480,00	2781726,33	596,88	665,71	-1072,87	257,23
0,90 * L	21,60	395145,00	1563657,72	513,09	581,92	-1486,94	-156,84
1,00 *L	24,00	0,00	0,00	405,36	474,19	-2018,49	-688,39

Referenciando origen en la fibra inferior de la viga

x	x [m]	T = 0		T = ∞	
		e _x ≤ [cm]	e _x ≤ [cm]	e _x ≥ [cm]	e _x ≥ [cm]
0,00 * L	0,00	459,45	390,62	3096,46	1766,36
0,10 * L	2,40	351,73	282,90	2564,92	1234,81
0,20 * L	4,80	267,94	199,11	2150,85	820,75
0,30 * L	7,20	208,09	139,26	1844,43	514,33
0,40 * L	9,60	172,18	103,35	1665,91	335,81
Mmax	11,27	161,31	92,48	1617,13	287,03
0,50 * L	12,00	160,21	91,38	1572,61	242,51
0,60 * L	14,40	172,18	103,35	1665,91	335,81
0,70 * L	16,80	208,09	139,26	1844,43	514,33
0,80 * L	19,20	267,94	199,11	2150,85	820,75
0,90 * L	21,60	351,73	282,90	2564,92	1234,81
1,00 *L	24,00	459,45	390,62	3096,46	1766,36

ho = 1600,00 [mm]

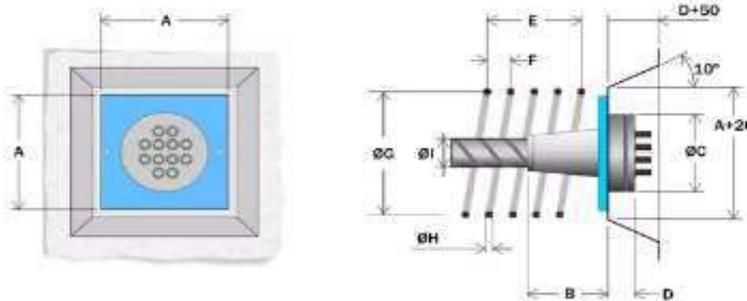
hco = 1780,00 [mm]



Selección de trayectoria:

Se procura que el centro de presiones de los tendones esté lo más cerca posible de la fibra superior para proveer contracortante en las zonas de anclaje. Para un bloque de anclaje de 12 torones :

Geometría del bloque de anclaje.



Fuente: Catálogo PROTENDE.

Libre superior =	50,00	[mm]	
A =	240,00	[mm]	
A+20 =	260,00	[mm]	
D =	55,00	[mm]	
D+50 =	105,00	[mm]	
$2*(D+50)*\text{Tan}10^\circ =$	37,03	[mm]	
Separación de ejes =	347,03	[mm]	= 350,00 [mm]
Fibra superior al eje =	250,000	[mm]	
h viga =	1600,00	[mm]	

TENDON 1

Puntos definidos	x [m]	y [m]
1,00	0,00	1,35
2,00	12,00	0,10
3,00	24,00	1,35

$$P_{o2} = P_o/3 = 1222656,12 \text{ [N]}$$

$$\#_{torones} = 9,00 \text{ [torones]}$$

$$f_{ps2} = 1376,40 \text{ [MPa]}$$

Ecuación de variación de la vaina

$$y = a * x^2 + b * x + c$$

a	0,009
b	-0,208
c	1,350



Ecuación:
$y = "(0,01)*x^2 + (-0,242)*x + (1,55)"$

TENDON 2

Puntos definidos	x [m]	y [m]
1,00	0,00	1,00
2,00	12,00	0,10
3,00	24,00	1,00

$$P_{o2} = P_o/3 = 1222656,12 \text{ [N]}$$

$$\#_{torones} = 9,00 \text{ [torones]}$$

$$f_{ps2} = 1376,40 \text{ [MPa]}$$

Ecuación de variación de la vaina

$$y = a * x^2 + b * x + c$$

a	0,006
b	-0,150
c	1,000



Ecuación:
$y = "(0,008)*x^2 + (-0,183)*x + (1,2)"$

TENDON 3

Puntos definidos	x [m]	y [m]
1,00	0,00	0,65
2,00	12,00	0,10
3,00	24,00	0,65

$$P_{o2} = P_o/3 = 1222656,12 \text{ [N]}$$

$$\#_{torones} = 9,00 \text{ [torones]}$$

$$f_{ps2} = 1376,40 \text{ [MPa]}$$

Ecuación de variación de la vaina

$$y = a * x^2 + b * x + c$$

a	0,004
b	-0,092
c	0,650



Ecuación:
$y = "(0,0052)*x^2 + (-0,125)*x + (0,85)"$

TRAYECTORIA DE TENDONES:

Distancia de Eje de Apoyo. El cálculo de la estructura se basa en estas trayectorias

Distancia [m]	0,00	3,00	6,00	9,00	12,00
Tendón N° 1	1,35	0,80	0,41	0,18	0,10
Tendón N° 2	1,00	0,61	0,33	0,16	0,10
Tendón N° 3	0,65	0,41	0,24	0,13	0,10

Distancia desde inicio de la viga (a 0,3 [m] del eje de la viga). Para la etapa constructiva:

Distancia [m]	0,00	3,000	6,00	9,00	12,00	12,30
Tendon N° 1	1,35	0,85	0,45	0,20	0,10	0,10
Tendon N° 2	1,00	0,64	0,35	0,17	0,10	0,10
Tendon N° 3	0,65	0,43	0,25	0,14	0,10	0,10

ESTIMACION DE PERDIDAS DE PRETENSADO

PERDIDAS INSTANTANEAS

Perdidas por fricción (Art. 5.9.5.2.2b)

$$K = 6,60E-07$$

$$\mu = 0,20 \quad \text{Tabla 5.9.5.2.2b-1}$$

TENDON 1	y'	=	0,02	x	+	-0,21
TENDON 2	y'	=	0,01	x	+	-0,15
TENDON 3	y'	=	0,01	x	+	-0,09

$$\theta_x = \tan^{-1} \left(\frac{dy}{dx} \right) * \frac{\pi}{180} \quad \alpha = |\theta_x - \theta_0|$$

X [m]	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	Θ [rad]	$\alpha 1$	Θ [rad]	$\alpha 2$	Θ [rad]	$\alpha 3$
0,00	-0,20540	0,00	-0,14889	0,00	-0,09141	0,00
2,40	-0,16508	0,04	-0,11943	0,03	-0,07320	0,02
4,80	-0,12421	0,08	-0,08976	0,06	-0,05494	0,04
7,20	-0,08293	0,12	-0,05993	0,09	-0,03665	0,05
9,60	-0,04135	0,16	-0,02999	0,12	-0,01833	0,07
11,27	-0,01229	0,19	-0,00910	0,14	-0,00556	0,09
12,00	0,00036	0,21	0,00000	0,15	0,00000	0,09
14,40	0,04208	0,25	0,02999	0,18	0,01833	0,11
16,80	0,08364	0,29	0,05993	0,21	0,03665	0,13
19,20	0,12493	0,33	0,08976	0,24	0,05494	0,15
21,60	0,16578	0,37	0,11943	0,27	0,07320	0,16
24,00	0,20609	0,41	0,14889	0,30	0,09141	0,18

Pérdida por fricción

$$\Delta f_{PF} = f_{pj} * (1 - e^{-(K*x + \mu*\alpha)})$$

X [m]	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	f_{pj}	Δf_{PF}	f_{pj}	Δf_{PF}	f_{pj}	Δf_{PF}
0,00	1376,40	0,00	1376,40	0,00	1376,40	0,00
2,40	1376,40	11,06	1376,40	8,09	1376,40	5,01
4,80	1376,40	22,17	1376,40	16,19	1376,40	10,01
7,20	1376,40	33,31	1376,40	24,28	1376,40	15,00
9,60	1376,40	44,43	1376,40	32,35	1376,40	19,98
11,27	1376,40	52,15	1376,40	37,96	1376,40	23,44
12,00	1376,40	55,50	1376,40	40,39	1376,40	24,95
14,40	1376,40	66,48	1376,40	48,38	1376,40	29,89
16,80	1376,40	77,33	1376,40	56,31	1376,40	34,82
19,20	1376,40	88,01	1376,40	64,17	1376,40	39,72
21,60	1376,40	98,50	1376,40	71,93	1376,40	44,60
24,00	1376,40	108,76	1376,40	79,60	1376,40	49,44

Pérdidas por acuanamiento

$$\Delta L = 6,00 \text{ [mm]}$$

$$L = 24000,00 \text{ [mm]}$$

$$E_p = 197000,00 \text{ [Mpa]}$$

$$\text{Si: } \Delta f_{pA} = \frac{\Delta L}{X} E_p \quad \frac{X}{\Delta f_{pA}} = \frac{L}{\Delta f_{pF}} \quad X = \sqrt{\frac{\Delta L * E_p * L}{\Delta f_{pF}}}$$

Longitud de influencia acuanamiento

TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
Δf_{pF}	X	Δf_{pF}	X	Δf_{pF}	X
[Mpa]	[mm]	[Mpa]	[mm]	[Mpa]	[mm]
108,76	16150,42	79,60	18878,06	49,44	23953,99
$\Delta f_{pA} =$	73,19	$\Delta f_{pA} =$	62,61	$\Delta f_{pA} =$	49,34

X [m]	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
		Δf_{pA}		Δf_{pA}		Δf_{pA}
0,00		146,37		125,22		98,69
2400,00		124,62		109,30		88,80
4800,00		102,87		93,38		78,91
7200,00		81,12		77,46		69,03
9600,00		59,37		61,54		59,14
11272,30		44,21		50,45		52,25
12000,00		37,62		45,62		49,25
14400,00		15,86		29,70		39,36
16800,00		0,00		13,78		29,47
19200,00		0,00		0,00		19,59
21600,00		0,00		0,00		9,70
24000,00		0,00		0,00		0,00

Pérdida por Acortamiento Elástico del Hormigón Δf_{pES} (Art. 5.9.5.2.3b)

$N = 3,00$ [tendones]

$E_p = 197000,00$ [Mpa] Modulo de Elasticidad NB 1225001

$f_{ci} = 25,00$ [Mpa] $E_{ci} = 3830 * \sqrt{f_c'} = 19150,00$ [Mpa]

$$f_{cgp} = -\frac{M_0 * e_{20}}{I_0} + \frac{P_0 * e_{20}^2}{I_0} + \frac{P_0}{A_0} = 11,62 \text{ [Mpa]}$$

Se asume que este valor afecta a todos los tendones en la misma proporción.

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2 * N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp} = 39,84 \text{ [Mpa]}$$

Verificación del Límite de Tensión para los tendones de pretensado. (Tabla 5.9.3-1)

Verificación de esfuerzos en tiempo $T=0$ (Tras las pérdidas instantáneas):

$f_{pu} = 1860,00$ [Mpa]

$0,70f_{pu} = 1302,00$ [Mpa] En Anclaje.

$0,74f_{pu} = 1376,40$ [Mpa] En extremo de longitud de influencia cuña.

X [m]	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	$\frac{\Delta f_{PJ} - \Delta f_{pE}}{\Delta f_{PA} - \Delta f_{pES}}$	$f_p < f_{p adm}$	$\frac{\Delta f_{PJ} - \Delta f_{pE}}{\Delta f_{PA} - \Delta f_{pES}}$	$f_p < f_{p adm}$	$\frac{\Delta f_{PJ} - \Delta f_{pE}}{\Delta f_{PA} - \Delta f_{pES}}$	$f_p < f_{p adm}$
0,00	1190,19	Verifica "	1211,34	Verifica "	1237,87	Verifica "
2400,00	1200,88	Verifica "	1219,17	Verifica "	1242,76	Verifica "
4800,00	1211,52	Verifica "	1226,99	Verifica "	1247,64	Verifica "
7200,00	1222,13	Verifica "	1234,82	Verifica "	1252,54	Verifica "
9600,00	1232,76	Verifica "	1242,67	Verifica "	1257,45	Verifica "
11272,30	1240,20	Verifica "	1248,15	Verifica "	1260,87	Verifica "
12000,00	1243,45	Verifica "	1250,55	Verifica "	1262,37	Verifica "
14400,00	1254,22	Verifica "	1258,47	Verifica "	1267,31	Verifica "
16800,00	1259,24	Verifica "	1266,46	Verifica "	1272,27	Verifica "
19200,00	1248,55	Verifica "	1272,39	Verifica "	1277,26	Verifica "
21600,00	1238,07	Verifica "	1264,63	Verifica "	1282,27	Verifica "
24000,00	1227,81	Verifica "	1256,96	Verifica "	1287,12	Verifica "

PERDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO (Art. 5.9.5.4)

Fluencia lenta (Art. 5.9.5.4.3)

Se considera que solo actúan las cargas muertas sobrepuestas y no así un [%] de cargas vivas por el bajo tráfico en el lugar. Se calcula para los momentos en centroluz.

A efectos de cálculo, se considerará constante en todo el tramo:

$$f_{cgp} = -\frac{M_0 * e_{20}}{I_0} + \frac{P_0 * e_{20}^2}{I_0} + \frac{P_0}{A_0} = 11,62 \quad [\text{Mpa}]$$

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{(M_d) * e_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_{2\infty}^2}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0}{A_\infty} = -1,19 \quad [\text{Mpa}]$$

$$\Delta f_{CCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} = 147,71 \quad [\text{Mpa}]$$

Contracción del Hormigón (Art. 5.9.5.4.2)

Para los elementos postensados

$$H = 59,04 \quad [\%] \quad \text{Humedad Relativa media anual Estación Torre de Camargo.}$$

$$\Delta f_{CSR} = 93 - 0,85 * H = 42,82 \quad [\text{Mpa}]$$

Relajación (Art. 5.9.5.4.4c)

Para aceros de baja relajación es el 30 [%] de las pérdidas para cables alivianados de tensiones:

Todas las pérdidas se toman en centro luz .

$$\Delta f_{pR2} = 0,3 * (138 - 0,3 \Delta f_{pF} - 0,4 * \Delta f_{pES} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}))$$

TIPO DE PERDIDA	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	Pérdida [Mpa]	Δf=[%]	Pérdida [Mpa]	Δf=[%]	Pérdida [Mpa]	Δf=[%]
Δf_{pF}	52,15	3,79	37,96	2,76	23,44	1,70
Δf_{ES}	39,84	2,89	39,84	2,89	39,84	2,89
Δf_{SR}	42,82	3,11	42,82	3,11	42,82	3,11
Δf_{CR}	147,71	10,73	147,71	10,73	147,71	10,73
Δf_{pR2}	20,49	1,49	21,77	1,58	23,08	1,68

EFICIENCIA DE LA FUERZA DE PRETENSADO
PERDIDA TOTAL EN TODAS LAS SECCIONES

X [m]	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	f_{pj}	Δf_p	f_{pj}	Δf_p	f_{pj}	Δf_p
0,00	1376,40	-397,23	1376,40	-377,36	1376,40	-352,13
2400,00	1376,40	-386,53	1376,40	-369,53	1376,40	-347,25
4800,00	1376,40	-375,90	1376,40	-361,70	1376,40	-342,36
7200,00	1376,40	-365,29	1376,40	-353,88	1376,40	-337,46
9600,00	1376,40	-354,66	1376,40	-346,03	1376,40	-332,56
11272,30	1376,40	-347,22	1376,40	-340,54	1376,40	-329,13
12000,00	1376,40	-343,97	1376,40	-338,15	1376,40	-327,64
14400,00	1376,40	-333,20	1376,40	-330,22	1376,40	-322,70
16800,00	1376,40	-328,18	1376,40	-322,23	1376,40	-317,73
19200,00	1376,40	-338,86	1376,40	-316,30	1376,40	-312,75
21600,00	1376,40	-349,35	1376,40	-324,07	1376,40	-307,73
24000,00	1376,40	-359,61	1376,40	-331,73	1376,40	-302,88

PERDIDA TOTAL EN TODAS LAS SECCIONES

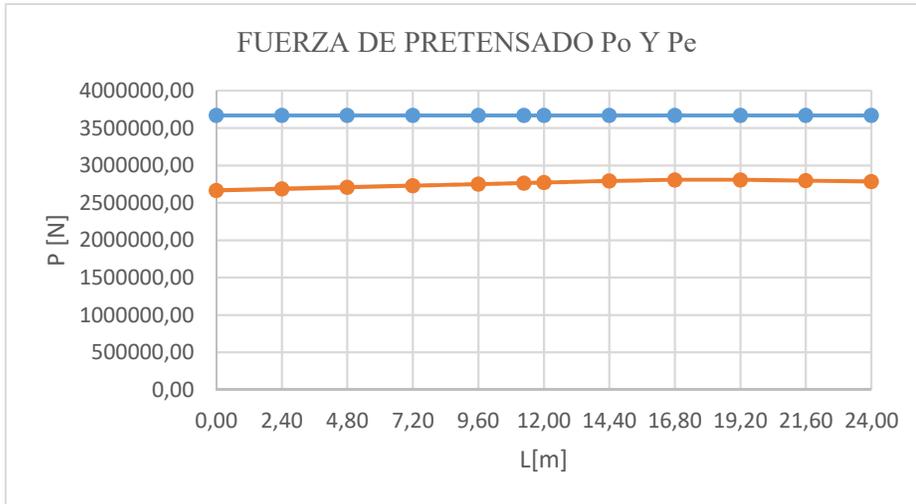
$$P_{o1} = \frac{P_o}{3} = 1222656,12 \text{ [N]}$$

$$P_{ei} = P_{oi} - A_{pi} * \Delta f_{pi}$$

$$P_e = P_{e1} + P_{e2} + P_{e3}$$

$$\eta = \frac{P_e}{P_o}$$

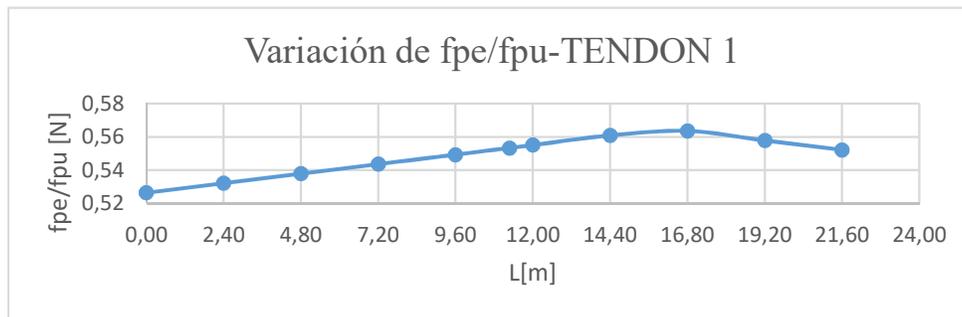
X [m]	T 1	T 2	T 3	TOTAL		EFIC.
	P_{e1}	P_{e2}	P_{e3}	P_o	P_e	η
0,00	869797,12	887449,14	909859,99	3667968,36	2667106,26	0,73
2,40	879297,96	894406,02	914196,92	3667968,36	2687900,90	0,73
4,80	888745,68	901354,44	918538,18	3667968,36	2708638,30	0,74
7,20	898173,31	908307,17	922886,75	3667968,36	2729367,23	0,74
9,60	907614,84	915277,09	927245,60	3667968,36	2750137,54	0,75
11,27	914220,05	920150,67	930290,47	3667968,36	2764661,19	0,75
12,00	917104,53	922277,06	931617,69	3667968,36	2770999,28	0,76
14,40	926676,22	929319,74	936005,93	3667968,36	2792001,89	0,76
16,80	931132,98	936417,52	940413,19	3667968,36	2807963,69	0,77
19,20	921643,05	941685,35	944842,30	3667968,36	2808170,70	0,77
21,60	912327,27	934786,83	949296,01	3667968,36	2796410,11	0,76
24,00	903211,36	927977,45	953608,61	3667968,36	2784797,42	0,76

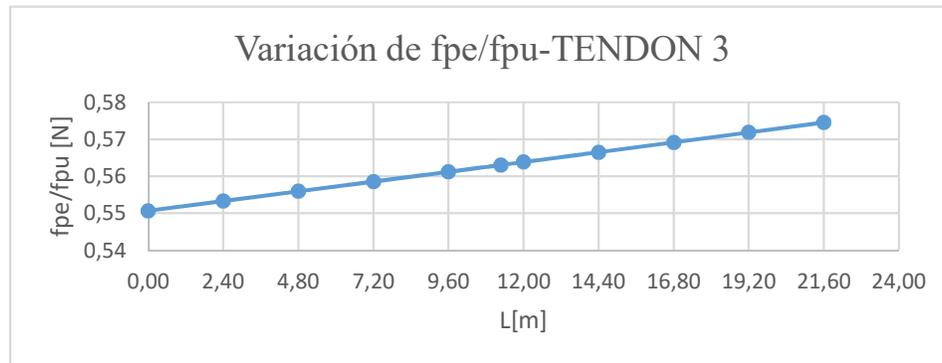
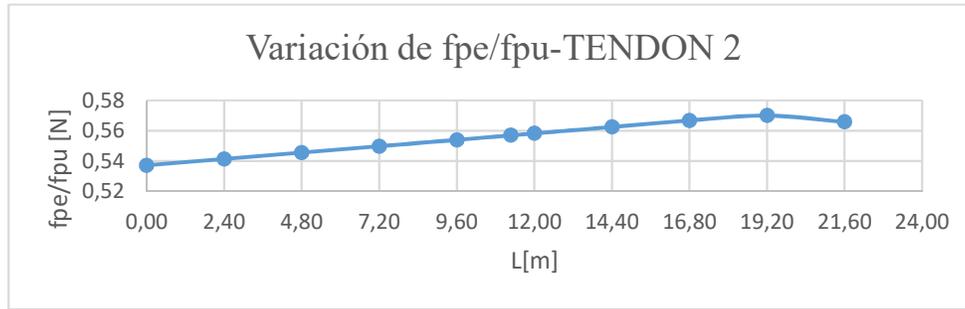


EFICIENCIA DE LA FUERZA DE PRETENSADO
 PERDIDA TOTAL EN TODAS LAS SECCIONES

$f_{pu} = 1860,00$ [Mpa]

X [m]	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	f_{pe}	f_{pe}/f_{pu}	f_{pe}	f_{pe}/f_{pu}	f_{pe}	f_{pe}/f_{pu}
0,00	979,17	0,53	999,04	0,54	1024,27	0,55
2,40	989,87	0,53	1006,87	0,54	1029,15	0,55
4,80	1000,50	0,54	1014,70	0,55	1034,04	0,56
7,20	1011,11	0,54	1022,52	0,55	1038,94	0,56
9,60	1021,74	0,55	1030,37	0,55	1043,84	0,56
11,27	1029,18	0,55	1035,86	0,56	1047,27	0,56
12,00	1032,43	0,56	1038,25	0,56	1048,76	0,56
14,40	1043,20	0,56	1046,18	0,56	1053,70	0,57
16,80	1048,22	0,56	1054,17	0,57	1058,67	0,57
19,20	1037,54	0,56	1060,10	0,57	1063,65	0,57
21,60	1027,05	0,55	1052,33	0,57	1068,67	0,57
24,00	1016,79	0,55	1044,67	0,56	1073,52	0,58





Verificación del Límite de Tensión para los tendones de pretensado $T=\infty$ (Tabla 5.9.3-1)

Verificación de esfuerzos en tiempo $T=\infty$ (Después de las pérdidas dependientes del tiempo):

$E_c =$	22658,59 [Mpa]	$f_{pu} =$	1860,00 [Mpa]	[Mpa] Límite en todas las secciones.
$E_p =$	197000,00 [Mpa]	$0,80 * f_{pu} =$	1488,00	
$A_p =$	2664,90 [mm ²]			
$P_e =$	2770999,28 [N] en centro luz.			
$M_{T=} =$	4493753,63 [N*m] Momento total bajo cargas de servicio en centro luz.			

Se realizará una verificación en centro luz para la totalidad de la carga en servicio:

$$n_c = \frac{E_p}{E_c} = 8,69$$

$$f_{pMT} = \left(\frac{M_T * e_{\infty}}{I_{\infty}} \right) n = 112,55 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{pe} = + \frac{P_e}{A_p} = 1039,81 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{pT} = f_{pMT} + f_{pe} = 1152,36 < 0,80 f_{pu} \text{ ok"}$$

COMPROBACION A FLEXION POR RESISTENCIA I

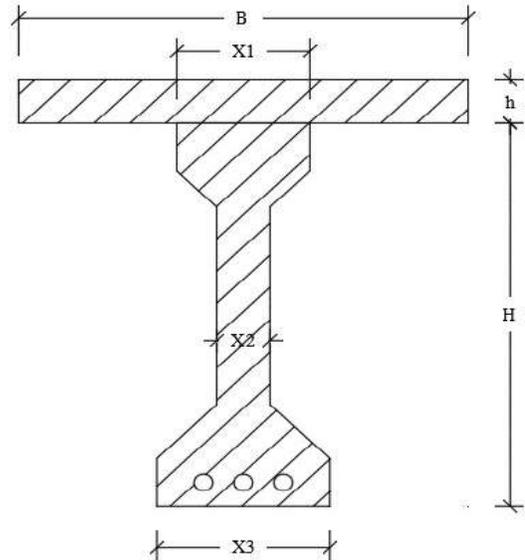
Del análisis estructural se tiene los siguientes efectos en centro luz :

Descripcion	M max [N*m]
$DC_{accesorio} =$	482004,00
$DC_{losa} =$	648000,00
$DW_{rodadura} =$	158400,00
$DC_{diafragma} =$	39300,00
$DC_{viga} =$	1097625,00
$CCC_{arga de carril} =$	502200,00
$(LL + IM)_{sobrecarga} =$	1566224,63

$$U = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + IM) = 6691004,34 \text{ [N*m]}$$

El M_{\max} se encuentra en centro luz de ahora en adelante la sección de análisis:

$\varphi =$	1	Factor de Resistencia Flexión en elementos pretensado.
$B =$	2000	[mm]
$X_1 =$	500	[mm]
$X_2 =$	400	[mm]
$X_3 =$	200	[mm]
$h =$	180	[mm]
$H =$	1600	[mm]
$Rvaina =$	100	[mm]
$dp =$	1680	[mm]
$Ap =$	2664,9	[mm ²]
$f_{py} =$	1674	[Mpa]
$f_{pu} =$	1860	[Mpa]
$f_{po} =$	1376,40	[Mpa] Bajo P_0
$\eta =$	0,76	Eficiencia



Verificación de condiciones de diseño (Art. 5.7.3.1.1):

$$f_{pe} = \eta * f_{po} = 1039,81 \text{ [Mpa]}$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = 0,56 > 0,5 \text{ podría utilizarse el método empírico de Art. 5.7.3.1}$$

El artículo High Performance Precast, Pretensioned Concrete Girder Bridges in Washington State presentado en el PCI Journal en 2003 demuestra que la resistencia estimada por la ecuación AASHTO en vigas compuestas de diferente calidad de materiales es extremadamente conservadora.

Es por esto que se define realizar el análisis basado en el equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

Coefficiente β_1 (Art. 5.7.2.2)

$f_c \text{ viga} =$	35	[Mpa]	$\beta_1 =$	0,80	Viga
$f_c \text{ losa} =$	25	[Mpa]	$\beta_1 =$	0,85	Losa

Análisis por compatibilidad de deformaciones:

Deformación del acero causada por la aplicación de la fuerza de preesfuerzo:

$$\begin{aligned} f_{pe} = \eta * f_{po} &= 1039,81 \quad [\text{Mpa}] \\ E_p &= 197000,00 \quad [\text{Mpa}] \end{aligned} \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p} = 0,01$$

Deformación del acero hasta la descompresión del hormigón a nivel del centroide del acero:

$$\begin{aligned} e_{\omega} &= 0,98 \quad [\text{m}] \\ A_{\omega} &= 0,85 \quad [\text{m}^2] \\ I_{\omega} &= 0,34 \quad [\text{m}^4] \\ P_e &= 2770999,28 \quad [\text{N}] \\ E_c &= 22658,59 \quad [\text{MPa}] \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_{cp} &= \frac{P_e * e_{\omega}^2}{I_{\omega}} + \frac{P_e}{A_{\omega}} = 11,08 \quad [\text{Mpa}] \\ \varepsilon_2 &= \frac{f_{cp}}{E_c} = 0,0005 \end{aligned}$$

Deformación del acero desde la descompresión del hormigón hasta la falla (incógnita). Por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

Deformación total del acero en la falla (incógnita): $\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

Esfuerzo del acero en la falla (incógnita): $f_{ps} = \varepsilon_{ps} E_p$

COMPROBACION COMO VIGA RECTANGULAR

Para la iteración se seguirá el siguiente procedimiento:

De la curva Esfuerzo-Deformación del acero de preesfuerzo, se asume el esfuerzo al momento de la falla f_{ps} y su correspondiente deformación ε_{ps} .

Luego, del equilibrio de fuerzas horizontales:

$$0,85 f'_c \text{ losa } ab = f_{ps} A_{ps}$$

Se encuentra la profundidad del bloque de compresiones a y la profundidad del eje neutro c despejando de la anterior ecuación:

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0,85 f'_c \text{ losa } b} = \beta_1 \text{ losa } c = 114,48 \quad [\text{mm}]$$

Conocido c , se calcula ε_3 por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

Conocidas las deformaciones se halla la deformación total al momento de la falla ε_{ps} :

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Se sigue el procedimiento hasta que las deformaciones ϵ_{ps} se igualen.
 Comprobación como viga rectangular.

Inicio de proceso iterativo:

ϵ_{cu} =	0,003	[mm]
d_p =	1680	[mm]
b =	2000	[mm]
h_f =	180	[mm]
f_c =	25	[Mpa]
β_1 =	0,85	losa
A_p =	2664,9	[mm ²]

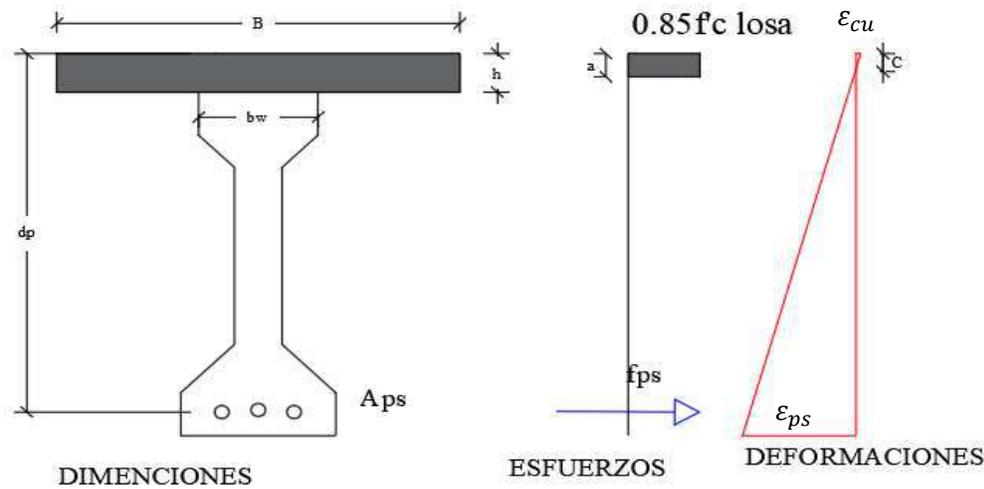
Iterando f_{ps} hasta que ϵ_{ps} asumido se iguale con el ϵ_{ps} calculado:

Esf. Vs Def.	
f_{ps}	ϵ_{ps}
1825,69	0,04

c	ϵ_3	ϵ_{ps}
134,68	0,03	0,04

Luego puede verse que $c < h_f$ y cae dentro de la losa.

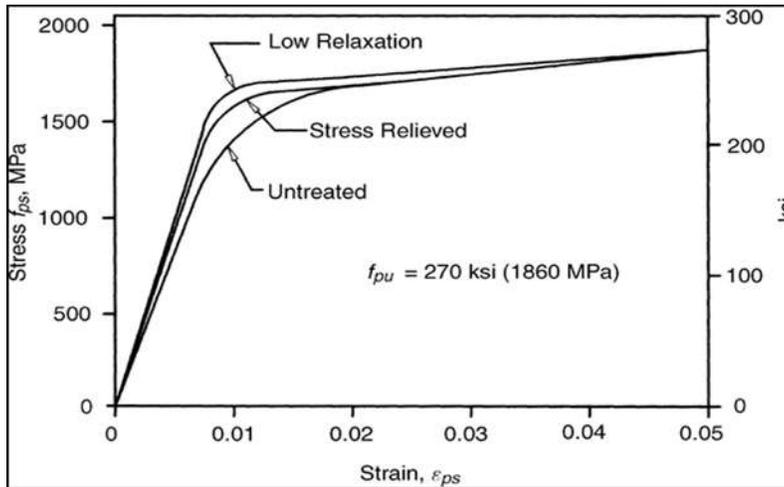
COMPROBACION COMO VIGA T COMPUESTAS.



Se utiliza la siguiente correlación de la curva esfuerzo deformación de los aceros de pretensado para tendones de baja relajación:

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi (1860 MPa)}$$

$$f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps} \left\{ 0,025 + \frac{0,975}{[1 + (118\varepsilon_{ps})^{10}]^{0,10}} \right\} \leq f_{pu} \quad 1825,69 \text{ [MPa]} \quad \text{Cumple!!}$$



Fuente: collins and Muchell (1991).

Esf. Vs Def.	
f_{ps}	ε_{ps}
1825,69	0,04

a [mm]	c [mm]	ε_3	ε_{ps}	c/d _p
114,48	134,68	0,03	0,04	0,08

Además se asegura la falla dúctil por que $c/d_e < 0,42$

Del equilibrio de Momentos en la sección desde el centroide de acero:

$$M_n = 0,85 f'_{c \text{ losa}} * b * a \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 7895176900,01 \text{ [N*mm]} = 7895176,90 \text{ [N*m]}$$

Entonces el momento resistente será:

$$\phi = 1 \quad \text{Art. 5.5.4.2.1}$$

$$\phi M_n = 7895176,90 \text{ [N*m]} > M_u = 6691004,34 \text{ [N*m]} \text{ ok"}$$

No se requiere acero de refuerzo en tracción adicional.

ARMADURA POR CONTRACCION Y TEMPERATURA:

Para la viga de H°P°

$$\begin{array}{rclcl}
 A_g = & 543125,00 & [\text{mm}^2] & 0,54 & [\text{m}^2] \\
 P_{\text{perimetro}} = & 4860,00 & [\text{mm}] & 4,86 & [\text{m}] \\
 f_y = & 500 & [\text{Mpa}] & &
 \end{array}$$

La AASHTO 2007 en su Art. 5.10.8, define el área de armadura a distribuir en todo el perímetro:

$$A_g = 0,75 \frac{A_g}{f_y} = 814,69 [\text{mm}^2]$$

Φ [mm]	Area 1 barra [mm ²]	# barras necesarias	$\frac{A_{g, \text{max}}}{\text{Perímetro}/\# \text{ barras}}$	Espaciamiento máximo [m]
6	28,27	28,81	168,67	0,17
8	50,27	16,21	299,86	0,30
10	78,54	10,37	468,53	0,47
12	113,10	7,20	674,68	0,67

Se adopta:	Φ 8c/30
-------------------	--------------------------------

DISEÑO A CORTE POR AASHTO

$$U = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + IM)$$

$$L = 24 \quad [m]$$

$$h = 1,60 \quad [m]$$

Del Análisis Estructural se tienen los siguientes fuerzas cortantes

X [m] =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	M max LL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$DC_{accesorio} =$	74978,40	64267,20	48200,40	32133,60	16066,80	4871,59	0,00
$DC_{losa} =$	100800,00	86400,00	64800,00	43200,00	21600,00	6549,30	0,00
$DW_{rodadura} =$	24640,00	21120,00	15840,00	10560,00	5280,00	1600,94	0,00
$DC_{diafragma} =$	3275,00	3275,00	3275,00	3275,00	3275,00	3275,00	3275,00
$DC_{viga} =$	170741,67	146350,00	109762,50	73175,00	36587,50	11093,63	0,00
$CCC_{carril} =$	104284,00	90396,00	71424,00	54684,00	40176,00	31387,88	27900,00
$(LL + IM) =$	275645,83	253979,17	221479,17	188979,17	156479,17	133833,44	123979,17
$V_u =$	1298266,51	1156374,76	946792,14	741115,51	539344,89	401064,44	341480,26

En las mismas secciones, se tienen los siguientes momentos:

X [m] =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	M max LL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$DC_{accesorio} =$	62124,96	173521,44	308482,56	404883,36	462723,84	480231,47	482004,00
$DC_{losa} =$	83520,00	233280,00	414720,00	544320,00	622080,00	645617,04	648000,00
$DW_{rodadura} =$	20416,00	57024,00	101376,00	133056,00	152064,00	157817,50	158400,00
$DC_{diafragma} =$	2620,00	7860,00	15720,00	23580,00	31440,00	36916,78	39300,00
$DC_{viga} =$	141471,67	395145,00	702480,00	922005,00	1053720,00	1093588,58	1097625,00
$CCC_{carril} =$	64728,00	180792,00	321408,00	421848,00	482112,00	500353,20	669600,00
$(LL + IM) =$	202974,63	562639,88	1000392,75	1342236,00	1528469,25	1566245,37	1559092,50
$M_u =$	861274,38	2398799,83	4266968,51	5655216,45	6459067,99	6673716,10	6971473,13

Resistencia nominal al Corte (Art. 5.8.3.3). El menor de los valores:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 * f'_c * b_v * d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

Componente de la fuerza de pretensado V_p

$$P_e = 2770999,28 \quad [N] \quad \text{En centro luz.}$$

X [m] =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	M max LL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$P_e [N] =$	2450836,26	2687900,90	2708638,30	2729367,23	2750137,54	2764661,19	2770999,28

$$V_p = P_e \text{sen} \theta$$

Puntos definidos	x [m]	y [m]
1,00	0,00	1,00
2,00	12,00	0,10
3,00	24,00	1,00

Ecuación de variación de la vaina.

$$y = a * x^2 + b * x + c$$

a	0,006
b	-0,150
c	1,000

Ecuación:
$y = "(0,0062)*x^2 + (-0,15)*x + (1)"$

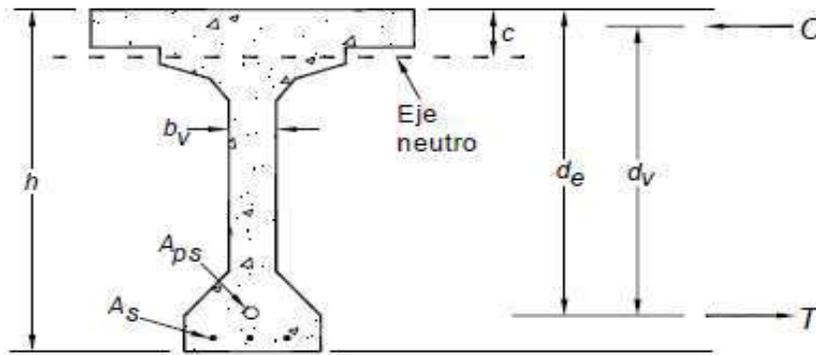
$y' = \tan \theta$
$0,013 * x + -0,150$

X [m] =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	Mmax LL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
θ [rad] =	-0,14	-0,12	-0,09	-0,06	-0,03	-0,01	0,00
θ [°] =	-7,97	-6,84	-5,14	-3,43	-1,72	-0,52	0,00
V_p [N] =	339803,17	320250,55	242796,11	163468,06	82467,02	25147,01	0,00

Componente de resistencia proporcionada por el hormigón.

Ancho de alma efectivo y Altura de corte efectiva (Art. 5.8.2.9)

Ilustración de términos b_v y d_v .



Fuente: AASHTO LRFD 2004.

En centro luz, el momento nominal es:

$$\begin{aligned}
 A_p &= 2665 \text{ [mm}^2\text{]} & f_{po} &= 1376,40 \text{ [MPa]} \\
 f_{ps} &= 1826 \text{ [MPa]} & E_p &= 197000 \text{ [MPa]} \\
 h_{viga} &= 1600 \text{ [mm]} & A_s &= 0 \text{ [N]} \\
 d_e &= 1680 \text{ [mm]} & E_s &= 200000 \text{ [MPa]} \\
 d_{vaina} &= 65 \text{ [mm]} & A_c &= 350500 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ Lado traccionado por flexión.} \\
 b_v &= 200 \text{ [mm]} & E_c &= 22658,59 \text{ [MPa]} \\
 \varphi_v &= 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2.1} & f_y &= 500 \text{ [MPa]} \\
 f'_{c \text{ viga}} &= 35 \text{ [MPa]}
 \end{aligned}$$

El siguiente procedimiento se realiza conforme al diagrama de flujo del comentario C5.8.3.4.2-5

X [m] =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	Mmax LL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$d_e =$	896,00	1104,00	1356,00	1536,00	1644,00	1676,69	1680,00
$a =$	114,48	114,48	114,48	114,48	114,48	114,48	114,48
$0,9 * d_e =$	806,40	993,60	1220,40	1382,40	1479,60	1509,02	1512,00
$0,72 * h =$	1152,00	1152,00	1152,00	1152,00	1152,00	1152,00	1152,00
$d_v[mm] =$	1152,00	1152,00	1298,76	1478,76	1586,76	1619,45	1622,76
$b_v[mm] =$	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00
$vu[MPa] =$	4,79	4,19	3,12	2,23	1,63	1,30	1,17
$V_u/f'_c =$	0,137	0,120	0,089	0,064	0,047	0,037	0,033
$\theta [^\circ] =$	23,30	21,90	22,50	21,80	21,80	21,80	21,80
$\varepsilon_x = (1)$	-0,00286	-0,00166	-0,00070	-0,00030	-0,00021	-0,00026	-0,00014
$\varepsilon_x = (2)$	-0,00018	-0,00010	-0,00004	-0,00002	-0,00001	-0,00002	-0,00001
$\varepsilon_x \times 1000 =$	-0,17745	-0,10293	-0,04311	-0,01883	-0,01320	-0,01620	-0,00841
$\beta =$	2,79	2,99	3,14	3,75	3,75	3,75	3,75
$V_c [N] =$	315644,91	338271,79	400498,75	544592,32	584366,13	596405,19	597624,06
$V_s [N] =$	787070,27	626338,51	408696,41	115401,30	-67561,05	-175925,04	-218201,55
$S_{MAX} [mm] =$	600,00	600,00	600,00	600,00	600,00	600,00	600,00
$S_{MAX} [mm] =$	200,00	200,00	250,00	300,00	300,00	350,00	350,00
$A_v \text{ calc} [mm^2] =$	117,70	87,43	65,17	18,73	-10,22	-30,41	-37,65
$A_v \text{ min} [mm^2] =$	39,28	39,28	49,10	58,92	58,92	68,74	68,74
# piern [mm ²] =	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
$D_{min} [mm] =$	8,66	7,46	6,44	6,12	6,12	6,62	6,62
Asumo D =	10	8	8	8	8	8	8
Asumo =	Φ10c/20	Φ8c/20	Φ8c/25	Φ8c/30	Φ8c/30	Φ8c/35	Φ8c/35

La normativa exige verificar si la armadura longitudinal puede resistir la tracción T.

COMPROBACION DE ARMADURA LONGITUDINAL (Art. 5.8.3.5)

$$A_p = 2665 \text{ [mm}^2\text{]} \quad A_s f_s + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \varphi_f} + 0,5 \frac{N_u}{\varphi_c} + \left(\frac{V_u}{\varphi_v} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot \theta$$

$$f_{ps} = 1826 \text{ [MPa]}$$

$$\varphi_f = 1 \text{ Art. 5.5.4.2.1}$$

$$\varphi_c = 0,7 \text{ Art. 5.5.4.2.1}$$

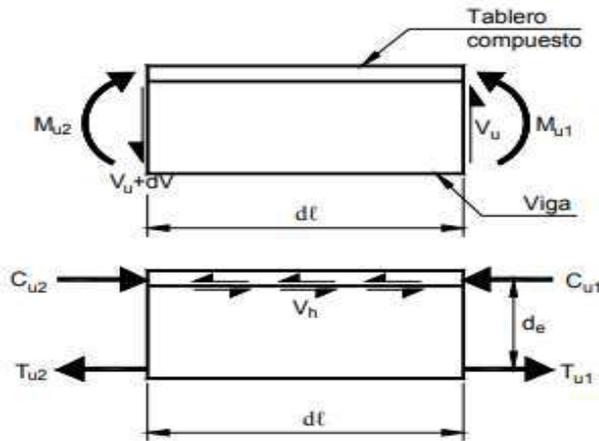
$$\varphi_v = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2.1}$$

X [m] =	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	Mmax LL	0,5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
$d_v [mm] =$	1152,00	1152,00	1298,76	1478,76	1586,76	1619,45	1622,76
$M_u [N * mm] =$	8,61E+08	2,40E+09	4,27E+09	5,66E+09	6,46E+09	6,67E+09	6,97E+09
$V_u [N] =$	1298266,51	1156374,76	946792,14	741115,51	539344,89	401064,44	341480,26
$A_v [mm^2] =$	157,079633	100,530965	100,530965	100,530965	100,530965	100,530965	100,530965
$V_s [N] =$	1050436,30	720226,46	630427,19	619466,36	664708,52	581488,11	582676,49
$V_p [N] =$	339803,17	320250,55	242796,11	163468,06	82467,02	25147,01	0,00
$T [N] =$	2088567,11	3586025,22	4477990,44	4700006,03	4531757,80	4445335,64	4516281,66
$A_{ps} f_{ps} [N] =$	4865272,50	4865272,50	4865272,50	4865272,50	4865272,50	4865272,50	4865272,50
Verifica?	SI						

DISEÑO POR CORTE HORIZONTAL EN LA INTERFACE VIGA-LOSA (Art. 5.8.4.2)

Se debe diseñar en la interface entre los hormigones vaciados en diferentes tiempos

Analizando en la zona de cortante maximo



Fuente: AAHTO LRFD.

$A_{vf} =$	157,08 [mm ²]	Acero de cortante que cruza el plano de corte
$b =$	650 [mm]	
$h =$	1 [mm]	
$A_{cv} =$	650 [mm ² /m]	Area de hormigon en el plano de corte.
$f'_c =$	25 [MPa]	Resistencia del hormigon mas debil, en este caso, la losa.
$f_y =$	500 [MPa]	
$\phi =$	0,9	Art. 5.5.4.2
$c =$	0,7 [MPa]	Sup. De hormigon limpia, con rugosidad intencional de 6 mm.
$\lambda =$	1	(Para hormigon con densidad normal=.
$\mu =$	1 [MPa]	Para hormigon masa-hormigon endurecido, rugoso $\mu=1*\lambda$

Fuerza de comprecion permanente normal al palno

Se tiene las siguientes cargas que actuaran permanentemente:

$R_{DC \text{ bar+vereda+bordillo}} =$	6694,5 [N/m]	6,6945 [N/mm]
$R_{DC \text{ losa}} =$	9000 [N/m]	9 [N/mm]

Entonses se tiene en total:

$P_c =$	15,6945 [N/mm]	Fuerza de comprecion permanente neta nominal al plano.
---------	----------------	--

Armadura cortante minima requerida (Art. 5.8.4.1-4):

$b_v =$	650 [mm]
$f_y =$	500 [MPa]

$$A_{vf} \geq \frac{0,35b_v}{f_y} = 0,455 \text{ [mm}^2\text{/mm]}$$

Resistencia Nominal al corte por friccion:

Analizamos a H/2 del Apoyo como seccion critica, y para la separacion de estrivos definida:

$s =$	150 [mm]	$A_{vf} =$	1,0472 [mm ² /m]	$> A_{vfmim} \text{ ok!!}$
-------	----------	------------	-----------------------------	----------------------------

$$\begin{array}{rcl}
 V_n = cA_{cv} + \mu[A_{vf}f_y + P_c] = & 994,2945 \text{ [N/mm]} & \\
 V_n \leq 0,2f'_cA_{cv} = & 3250 \text{ [N/mm]} & \\
 V_n \leq 5,5A_{cv} = & 3575 \text{ [N/mm]} &
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{rcl}} \right\} V_n = 994,2945 \text{ N/mm}$$

Distancia entre barisentros de acero de traccion y bloque de compresion.

de= 896 [mm] Distancia desde la fibra comprimida hasta el centroide de acero.

a= 114,45 [mm] Altura del bloque de compresion.

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 838,775 \text{ [mm]}$$

Se tienen las los siguientes cortantes en H/2 para las cargas sobrepuestas:

$$\begin{array}{rcl}
 DC_{bar+vereda+bordillo} = & 74978,4 \text{ [N]} & \\
 DC_{losa} = & 100800 \text{ [N]} & \\
 DW_{rodadura} = & 24640 \text{ [N]} & \\
 CC = & 104284 \text{ [N]} & \\
 LL = & 275645,83 \text{ [N]} & \\
 Vu = & 1080745,67 \text{ [N]} &
 \end{array}$$

Corte horizontal por unidad de longitud (C5.8.4.1-1):

$$V_{uh} = \frac{V_u}{d_v} = 1288,48102 \text{ [N/mm]}$$

Cortante nominal requerido:

$$\begin{array}{rcl}
 \phi = & 0,9 & \\
 V_{uh}/\phi = & 1431,64558 \text{ N/mm} & > V_n \quad 994,2945 \text{ [N/mm]} \text{ No Verifica !!}
 \end{array}$$

Resistencia nominal al corte por friccion

incremento el area en la interfase:

(+ 2 barras de d= 10 mm)

$$s = 150 \text{ [mm]} \quad A_{vf} = 2,0944 \text{ [mm}^2\text{/m]} \quad A_{vf\text{mim}} \text{ok!!}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_n = cA_{cv} + \mu[A_{vf} + P_c] = & 1517,8945 \text{ [N/mm]} & \\
 V_n \leq 0,2f'_cA_{cv} = & 3250 \text{ [N/mm]} & \\
 V_n \leq 5,5A_{cv} = & 3575 \text{ [N/mm]} &
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{rcl}} \right\} V_n = 1517,8945 \text{ N/mm}$$

$$V_{uh}/\phi = 1431,64558 \text{ N/mm} < V_n \quad 1517,8945 \text{ [N/mm]} \text{ Verifica !!}$$

Se incrementa refuerzo ϕ 10c/15 en la interfase Viga-Losa

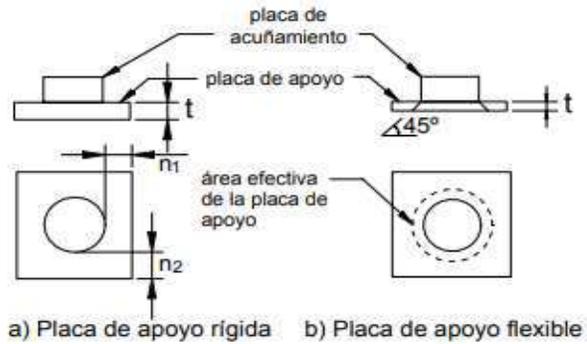
ZONA DE ANCLAJE (Art. 5.10.9)

DISEÑO DE ZONA LOCAL (Art. 5.10.9.7)

Resistencia al aplastamiento .-

$n =$	37,5 [mm]
$t =$	35 [mm]
$\phi_c =$	165 [mm] PL de cuñam.
$A =$	240 [mm] Lado PL de anclaje
$f_{ci} =$	24,5 [MPa]
$\phi =$	0,8 Comp. En anclajes.
$P_o =$	1222656,12 [N]
$E_b =$	200000 [MPa]
$\gamma_p =$	1,2 Facator de mayoracion de postesado. Art. 3.4.3.2

Diseño de zona local



Fuente: AASHTO LRFD 2004

Diametro efectivo: $D_b = \phi_c + 2 * t = 235 [mm]$

Area efectiva: $A_b = \frac{\pi}{4} D_b^2 = 43373,6136 [mm^2]$

Carga ultima: $P_u = \gamma_p * P_o = 1467187,34 [N]$

$f_b = \frac{P_u}{A_b} = 33,826726 [MPa]$ $\frac{n}{t} = 1,07$ $0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} = 1,41$

$n/t \leq 0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} = \text{ok}$ Se puede usar el area bruta como efectiva

Adoptamos como fn al nemor de:

$f_n = 0,7 f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} = 32,9390685 [MPa]$

$f_n = 2,25 f'_{ci} = 55,125 [MPa]$

$P_r = \phi f_n A_b = 1517832,27 [N]$

$P_u \leq \phi P_r =$ Cumple se confinar la zona local con armadura minima

Confinamiento de la zona local con espiral:

El proveedor de anclajes recomienda:

E=	350 [mm] Prof. De zona local.
F=	50 [mm] Paso de espiral.
G=	220 [mm] Diam. Confinado.
H=	12 [mm] Diam. Refuerzo espiral.
f_y =	500 [MPa]

$$f_{lat} = \frac{2A_s f_y}{D_s} = 10,281576 \text{ [MPa]}$$

$$A_{core} = \frac{\pi D^2}{4} = 38013,2711$$

Utilizando la ecuación propuesta por Roberts (1990):

$$F_{ult} = 0,80 f'_c \sqrt{A/A_b} (A_b) + 4,1 f_{lat} A_{core} (1 - s/D)^2$$

$$F_{ult} = 2436515,2 \text{ [N]}$$

$$\phi P_r = 1949212,16 \text{ [N]}$$

$$P_u \leq \phi P_r = \text{Cumple!}$$

Se adopta $\Phi = 10 \text{ mm}$ como armadura de confinamiento en espiral para zona local.

DISEÑO DE ZONA GENERAL (Art. 5.10.9.6)

Análisis de Tensiones y Diseño Aproximado

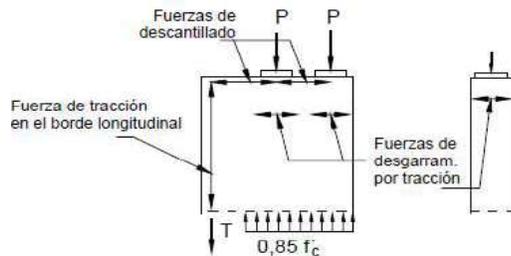
$$P_o = 3667968,36 \text{ [N]} = P_o ; \text{ Fuerza de pretensado al momento de la transferencia.}$$

$$\varphi = 1 \text{ Factor de reducción de resistencia para tracciones en zona de anclaje.}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa] Tensión de fluencia del acero.}$$

$$\gamma_p = 1,2 \text{ Factor de mayoración de postesado. Art. 3.4.3.2}$$

Ilustración de Fuerzas de desgarramiento y descantillado



Fuente: AASHTO LRFD 2004

Fuerzas de Desgarramiento por Traccion $d_{burst 1}$

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right|$$

$a = 240$
 $h = 1600$
 $Yp = 1,2 \text{ Art. 3.4.3.2}$

$$d_{burs} = 0,5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

	$P_o[N]$	e	α	$P_u[N]$	$T_{burs 1}[N]$	$d_{burs}[N]$
Tendon 1	1222656,12	610	11,77	1467187,34	461418,308	812,149645
Tendon 2	1222656,12	260	8,53	1467187,34	420589,234	732,82541
Tendon 3	1222656,12	90	-5,24	1467187,34	378774,819	668,902483

$$T_{burs 1} = 1260782,36 \text{ [N]} \longrightarrow As \geq 2521,56472 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2,5 * d_{burst} = 1844,89795 \text{ [mm]}$$

$$1,5 * h_{viga} = 2400 \text{ [mm]}$$

ϕ	Area l	# barras	Separacion
[mm]	barra	nec./2pierna	max (cm)
12	113,097336	11,1477636	14,3526545
16	201,06193	6,27061703	25,5158303

Se adopta: **12 ϕ 12c/14**

La armadura se debe estendes en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemnto como lo permita el recubimiento.

Fuerzas de Desgarramiento por Traccion $d_{burst 1}$

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right|$$

$a = 240 \text{ mm}$
 $h = 650 \text{ mm}$
 $Yp = 1,2 \text{ Art. 3.4.3.2}$

$$d_{burs} = 0,5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

	$P_o[N]$	e	α	$P_u[N]$	$T_{burs 1}[N]$	$d_{burs}[N]$
Tendon 1	1222656,12	e	0	0	1467187,34	231364,158
Tendon 2	1222656,12	e	0	0	1467187,34	231364,158
Tendon 3	1222656,12	e	0	0	1467187,34	231364,158

$$T_{burs 1} = 694092,474 \text{ [N]} \longrightarrow As \geq 1388,18495 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2,5 * d_{burst} = 812,5 \text{ [mm]}$$

$$1,5 * h_{viga} = 975 \text{ [mm]}$$

Utilizando la misma armadura que la otra direccion hasta una profundidad de 812,5 mm se tiene que 6φ12 caen dentro de la distancia de influencia. Se calcula para la diferencia de armadura necesaria:

$$6\phi 12 \quad A_s = \quad 1357,16803 \text{ [mm}^2\text{]} > \quad A_{s_{nec}} = \quad 31,0169222$$

φ	Area l	# barras
[mm]	barra	nec./2pierna
8	50,2654825	0,61706206
10	78,5398163	0,39491972

Se adopta: **4φ8**

Fuerza de traccion en los bordes (Descantillado) Art.10.9.3.2 y C5.10.9.3.2-3

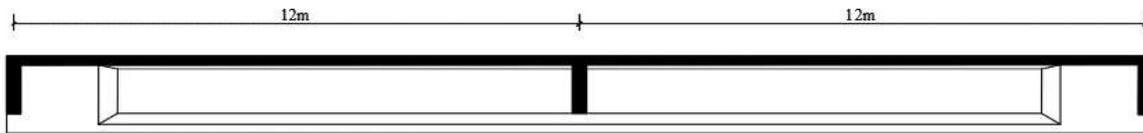
$$P_r = A_s * f_y \geq 0,02 * P_u = \quad 88031,2406 \text{ [N]} \quad A_s \geq \quad 176,062481 \text{ [mm}^2\text{]}$$

φ	Area l	# barras
[mm]	barra	nec./2pierna
8	50,2654825	3,50265177
10	78,5398163	2,24169714
12	113,097336	1,55673412

Se adopta: **6φ8**

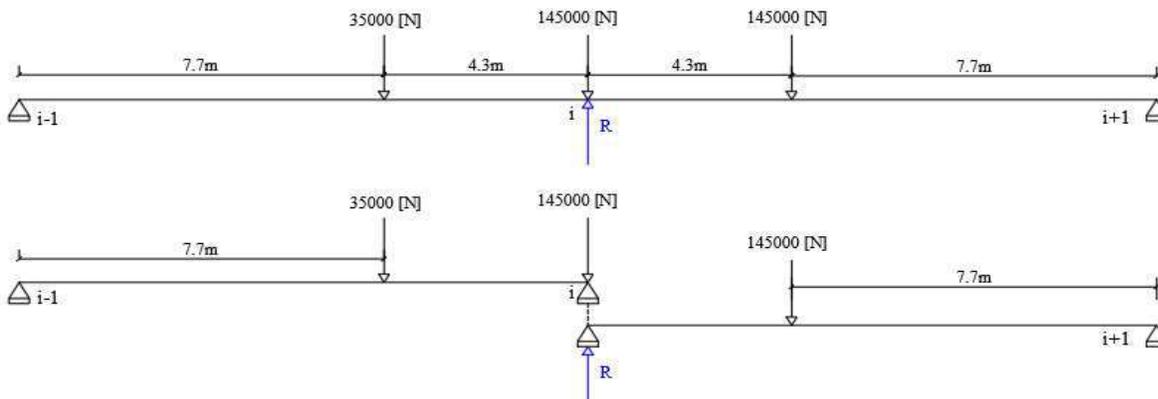
DISEÑO DE DIAFRAGMA-APLICACIÓN DEL M. BIELAS Y TIRANTES
 Transmision de cargas al diafragma.

Esquema de diafragma



Al evaluar las cargas sobre el diafragma i, se consideran rotulas en los diafragmas i-1, i+1. De esta manera, y con la distribucion de cargas mostrada en la figura, se determinar la reaccion R actuante sobre el diafragma en cuestion.

Reacción R por eje de rueda sobre el diafragma i.



Entonces:

$$R = \frac{35000 * 7,7}{12,00} + 145000 + \frac{145000 * 7,7}{12,00} = 260500 \text{ [N]}$$

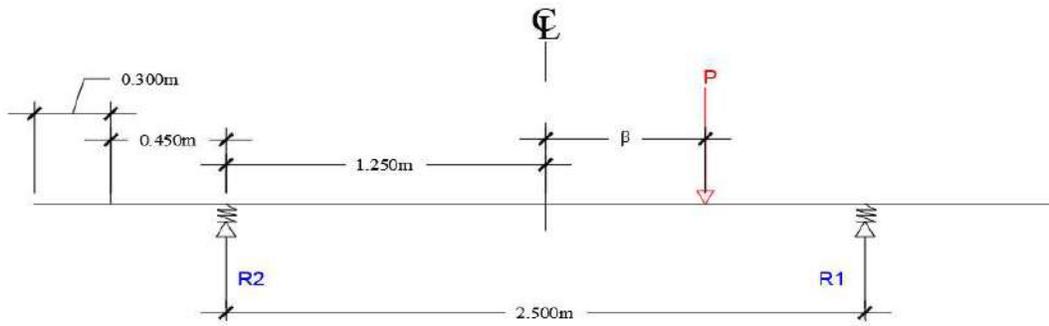
UBICACIÓN TRANSVERSAL DE CARGAS - TEOREMA DE COURBON.

La carga de rueda P llegara hasta 30 cm antes del cordon barrera.

Del Teorema de Courbon, y para los siguientes datos:

- n = 2 Número de apoyos.
- s = 2,5 [m] Separacion de ejes.

Esquema de análisis



Lineas de Influencia Reacciones:

$$R_2 = \frac{P}{2}(1 - 0,8\beta)$$

$$R_1 = \frac{P}{2}(1 + 0,8\beta)$$

β	R_2
2	-0,3
1,7	-0,18
1,25	0
0	0,5
-1,25	1
-1,7	1,18
-2	1,3

β	R_1
2	1,3
1,7	1,18
1,25	1
0	0,5
-1,25	0
-1,7	-0,18
-2	-0,3

Lineas de influencia Cortantes:

x : punto de analisis

$$Si x > \beta \Rightarrow V = R_1$$

$$Si x < \beta \Rightarrow V = R_1 - P$$

Lineas de Influencia Momentos:

x : punto de analisis

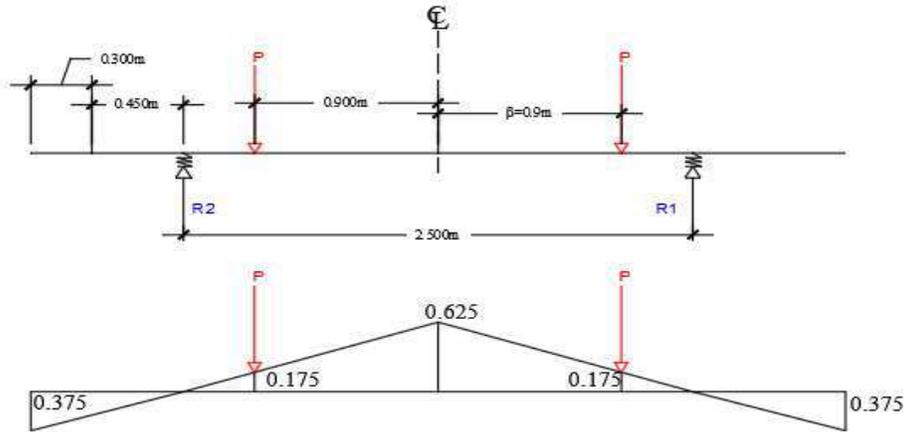
$$Si x > \beta \Rightarrow M = R_1 \left(\frac{s}{2} - x \right)$$

$$Si x < \beta \Rightarrow M = R_1 \left(\frac{s}{2} - x \right) - P(\beta - x)$$

$x=0$

β	M
2	-0,375
1,7	-0,225
1,25	0
0	0,625
-1,25	0
-1,7	-0,225
-2	-0,375

LI Momento $x = 0$



$$R/2 = 130250 \text{ [N]} = P$$

$$MLL = 41825 \text{ [N*m]}: (P_1 * LI_1 + P_2 * LI_2)$$

$$Mu = 97347,69 \text{ [N*m]}$$

Momento Maximo por Courbon

Se encuentra en la posicion x determinada por la siguientes expresiones:

Donde:

d: Distancia de una rueda al centro del conjunto.

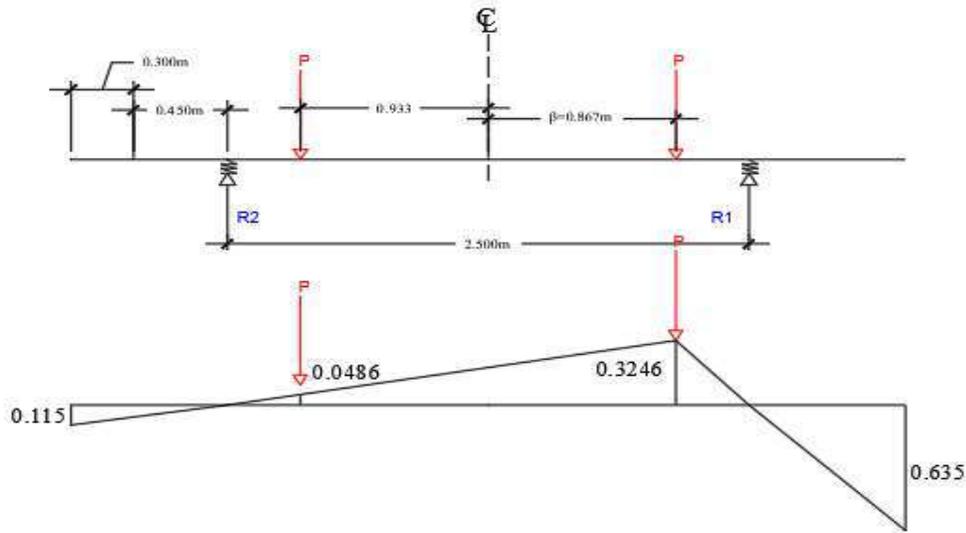
$$x = e + d ; e = \frac{s}{6} - \frac{d}{2}$$

$$e = \frac{s}{6} - \frac{d}{2} = \frac{2,5}{6} - \frac{0,9}{2} = -0,033 \quad x = e + d = -0,0333 + 0,9 = 0,87$$

$$x=0,8666667$$

β	M
2	-0,635
1,7	-0,381
1,25	0
0	0,19166667
-1,25	0
-1,7	-0,069
-2	-0,115

LI Momento $x = 0,867$



$$R/2 = 130250 \text{ [N]} = P$$

$$MLL = 44597,4 \text{ [N*m]}: (P_1 * LI_1 + P_2 * LI_2)$$

$$Mu = 103800,45 \text{ [N*m]}$$

El valor predominante se da en la combinación $x=e+d$ por el teorema de Courbon.

$$Mu = 103800,45 \text{ [N*m]}$$

METODO DE BIELAS Y TIRANTES

De las cargas:

$$R/2 = 130250 \text{ [N]} = P$$

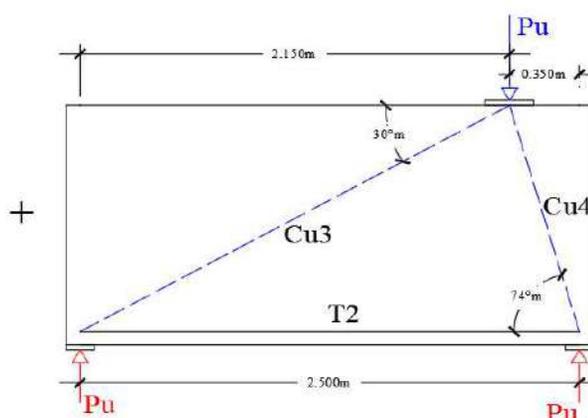
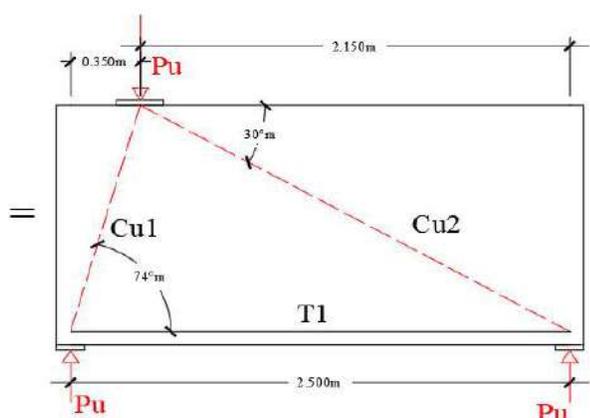
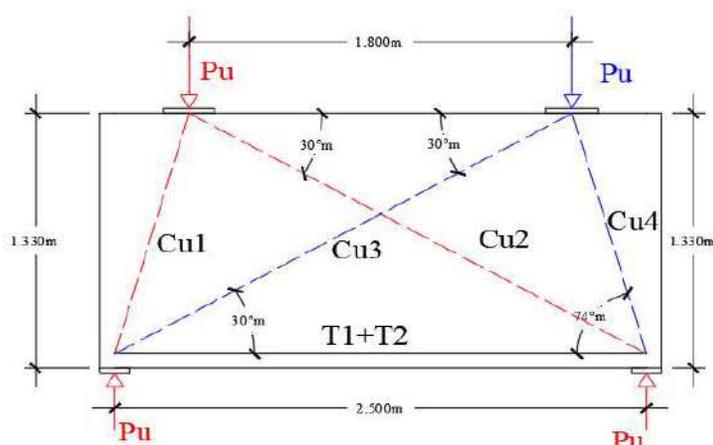
$$Pu = 303156,875 \text{ [N]}$$

Del Modelo:

Una viga gran altura, se considera que esta completamente en zona de discontinuidad (Zona D). en la que no se cumple las hipotesis de Navier-Bernoulli.

Antes de generar el modelo es muy importante observar como se distribuyen las tensiones en elementos similares. A continuacion se presenta el trabajo de Leonhart.

Figura: Bielas y Tirantes



$\alpha = 74 \quad \beta =$

$30 \quad Pu = 303156,875 \text{ [N]}$

Fuerzas internas en el modelo:

$R1=R4=Pu*2,15/2,5= 260714,913 \text{ [N]}$

$R2=R3=Pu*2,15/2,5= 260714,913 \text{ [N]}$

$Cu1=Cu4=R1*\text{sen}\alpha= 250408,672 \text{ [N]}$

$Cu2=Cu3=Cu1*\text{cos}\alpha/\text{cos}\beta= 79699,7223 \text{ [N]}$

$T1=T2=Cu1*\text{cos}\alpha= 69021,9842 \text{ [N]}$

$T1+T2=2*C u1*\text{cos}\alpha= 138043,968 \text{ [N]}$

Diseño de Armadura (Tirante, Art. 5.6.3.4.1):

$Nu = 138043,968 \text{ [N]}$ Tension en el tirante.

$\phi = 0,9$ Art. 5.5.4.2 Para traccion.

$f_y = 500 \text{ [MPa]}$

Para T1+T2:

$As \geq Nu/(\phi*f_y) = 306,764374 \text{ [mm}^2\text{]} = 3,067643741 \text{ [cm}^2\text{]}$

se adopta: 4 Φ 10

ARMADURA PARA LIMITACION DE FISURACION EN DIAFRAGMA (Art. 5.6.3.6)

Esta armadura se distribuye en cada direccion (horizontal y vertical).

$$\begin{aligned} h_{\text{diafragma}} &= 1255 \text{ [mm] Altura de diafragma.} \\ bw &= 200 \text{ [mm] Ancho del alma del diafragma.} \\ N^{\circ} \text{ caras} &= 2 \text{ La armadura se distribuye en las 2 caras del diafragma.} \\ A_f = 0,003A_g &= 753 \text{ [mm}^2\text{]} = 7,53 \text{ [cm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Se adopta: 10 Φ c/20

APARATOS DE APOYO

Los aparatos de apoyo que se diseñaran son los mas utilizados en la actualidad, que son los de Neopreno compuesto, su principal ventaja es que las deformaciones transversales son reducidas porque esta adherido al Acero.

Cálculo de la Carga maxima actuante en el apoyo.

Se debe de calcular la maxima reaccion que actua en un apoyo por efecto del peso propio, la capa de rodadura, accasorios, y a las sobrecargas.

Para determinar la carga maxima vertical de diseño se deben de sumar todas las reacciones, determinadas con las cargas.

Análisis de solicitaciones

Descripcion	$R_{\text{máx}}$ [kN]
$DC_{\text{accesorios}}$:	80,33
DC_{losa} :	108,00
DW_{rodadura} :	26,40
$DC_{\text{diafracma}}$:	9,83
DC_{viga} :	182,94
CC_{carril} :	83,70
$(LL + IM)HL93$:	273,48

$$N = 764,68 \text{ [kN]}$$

Fatiga maxima admisible de Contacto con el H°: $\beta_{nm} = 12,50 \text{ [Mpa]}$

Nota: Considerando que la fatiga de diseño a la compresion para el neopreno es variable se adopta un limite de Fatiga admisible igual a:

Fatiga maxima admisible de Contacto con el H°: $\beta_{nm} = 10,00 \text{ [Mpa]}$

Modulo de elasticidad transversal del neopreno: $G = 0,90 \text{ [Mpa]}$

$$\beta_{nm} \leq \frac{N}{A} \leq 10 \text{ MPa} \quad A = \frac{N}{\beta_{nm}} \quad A = 76467,61 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Por lo que:

Dimension en sentido transversal al trafico: $b = 350 \text{ [mm]}$

Es decir que la otra dimension de la placa, se asumira en funcion a:

$$a = \frac{A}{b}$$

Donde:

Area de Tanteo de la placa: $A = 76467,6 \text{ [mm}^2\text{]}$

Reemplazando en la ecuacion: $a = 218,479 \text{ [mm]}$

Se adopta: $a = 250 \text{ [mm]}$

En funcion de la dimension "a" se tantea el valor de el espesor de las placas "e" cumpliendo la siguient ecuacion: $12 < \frac{a}{e} < 22$

Donde:

Dimencion en sentido paralelo al trafico: $a = 250 \text{ [mm]}$

Espesor de una placa de neupreno: $e = 12$ [mm]
 $12 < 20,83 < 22$ Cumple!!

Verificacion de la Fatiga admisible $\beta n \leq 13,2$ [Mpa]

$$\beta n1 = 0.6 * \frac{a}{e}$$

Donde:

Dimension en sentido paralelo al tráfico: $a = 250$ [mm]
 Espesor de una placa de neupreno: $e = 12$ [mm]
 $\beta n = 12,5$ [Mpa] Cumple !!

Calculo de la fatiga Media.

$$\beta m = \frac{N}{a * b}$$

Donde:

Maxima carga vertical en estado de servicio: $N = 764,68$ [kN]
 Dimension en sentido paralelo al tráfico: $a = 250$ [mm]
 Dimension en sentido transversal al trafico: $b = 350$ [mm]
 $\beta m = 8,739155$ [Mpa] < $12,5$ [Mpa] Cumple!!

Calculo de la Distorsion

Se calcula al distorsion que se produce debido a retraccion, deformacion lenta, frenado, viento, etc.

De esta manera se verifican los valores calculados de "a" y "b", en caso contrario, deberan ser recalculados.

$$\mu = \frac{H}{a * b * G} \leq 1.2$$

Donde:

Dimension en sentido paralelo al tráfico: $a = 250$ [mm]
 Dimension en sentido transversal al trafico: $b = 350$ [mm]
 Modulo de elasticidad transversal del neopreno: $G = 0,90$ [Mpa]

Fuerza horizontal debida al frenado (H).

Art. 3.6.4 AASHTO-LRFD 2004

Longitud del puente $L = 24$ [m]
 Numero de Carril $n = 1$
 Peso por eje del camion [cm] $cm = 145$ [kN]
 Peso por eje del Tamden de diseño[qT] $qT = 110$ [kN]
 Carril de Diseño [q] $q = 9,3$ [kN/m]
 Factor de Presencia Multiple $1,2$ *Art. 3.6.1.1.2 AASHTO-LRFD 2004*
 $BR = 0.25(qT \text{ o } cm)n = 43,5$ [kN]
 $BR = 0.05(q * L + cm \text{ o } qT)n = 8,7$ [kN]

$BR_{\text{máx}} = 43,5$ [KN]

Para los 4 dados de neopreno las fuerza de frenado es: $H = 10,875$ [KN]

Por lo que la distorsion debido a las fuerzas exteriores, sera igual a:

$$\mu = 0,1381 < 1,2 \text{ Cumple !!}$$

Fuerza Horizontal debida a cargas instantaneas (H).

Se asumira como el 5% de la maxima reaccion total.

$$H_{ci} = 0,05 * N \quad H_{ci} = 38,2338 \text{ [kN]}$$

$$\mu = \frac{H_{ci}}{a * b * G} \leq 0,7$$

Donde:

Dimension en sentido paralelo al tráfico: $a = 250 \text{ [mm]}$

Dimension en sentido transversal al trafico: $b = 350 \text{ [mm]}$

Modulo de elasticidad transversal del neopreno: $G = 0,90 \text{ [Mpa]}$

$$\mu = 0,48551 < 0,7 \quad \text{Cumple !!}$$

Deformacion Horizontal "d"

Se asume deformacion horizontal igual a: $d = 10 \text{ [mm]}$

Altura de las placas de Neopreno. $h = \frac{d}{\mu}$

Donde:

Deformacion horizontal maxima: $d = 10 \text{ [mm]}$

Distorcion debido a frente y carga instataneas $\mu = 0,14$

Reemplazando en la ecuacion: $h = 72,41 \text{ [mm]}$

Condicion: $h = \frac{a}{5}$

Por lo que: $h = 50 \text{ [mm]}$

Por lo que el numero de placas sera: $\#placas = \frac{h}{e}$

Donde:

Altura de placas de Neopreno: $h = 50 \text{ [mm]}$

Espesor de la placa: $e = 12 \text{ [mm]}$

Reemplazando en la ecuacion: $\# placas = 4,17$

$\# placas = 5$

Por lo que las dimensiones finales son:

		Dimensiones		
		a [cm]	b [cm]	e [cm]
5	Placa de Neopreno	25	350	1,20
4	Chapa Metalicas	25	350	0,25

Por lo que la altura final del Aparato de apoyo resulta igual a:

$$h = \#placas * e_p + \#ch * e_{ch}$$

Donde:

Numero de placas:	#pl =	5
Espesor de cada placa:	e _p =	12 [mm]
Numero de chapas:	#ch =	4
Reemplazando en la ecuacion:	e _{ch} =	2,5 [mm]
	h =	70 [mm]

Rotacion para la placa:

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \beta n$$

Donde:

Espesor de cada placa:	e _p =	12 [mm]
Dimension en sentido paralelo al trafico:	a =	250 [mm]
Fatiga Admisible:	βn =	12,5 [Mpa]
	Ω =	0,0046 [rad]

Siendo la rotacion maxima para todo el apoyo:

$$Rot_{m\acute{a}x} = h * \Omega$$

Donde:

Angulo de Rotacion:	Ω =	0,005 [rad]
Altura total de un apoyo:	h =	70 [mm]
	Rot _{máx} =	0,032 [rad]

Coefficiente de friccion:

El coeficiente de friccion entre la cara de la losa y la superficie del neopreno debe ser que:

$$\frac{H}{N} \leq 0.4$$

Donde:

Fuerza total Horizontal:	N =	764,68 [kN]
Fuerza Maxima Vertical:	H =	10,88 [kN]
		0,014 ≤ 0,4 Cumple!!

Dados de Apoyo:

Cálculo de la armadura en sentido paralelo a "a"

$$A_{sa} * f_y = 0,25 * N_u * \left(\frac{a - a_0}{a}\right)$$

Donde:

Fuerza Maxima Vertical mayorada: $N_n = 1529,36$ [kN/m]

Dimension "a" del dado: $a = 500$ [mm]

Dimension "a₀" del neopreno: $a_0 = 250$ [mm]

Resistencia caracteristica del acero: $f_y = 500$ [Mpa]

$$A_{sa} = 382,34 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{sa} = 3,82 \text{ [cm}^2\text{]}$$

ϕ	Area l	# barras	Separacion
[mm]	barra	nec./2pier	max (cm)
8	50,27	3,80	10,05
10	78,54	2,43	15,71

Se adopta: $\phi 8c/10$ 5 barras en lado "b"

Se adopta: $\phi 8c/10$ 4 barras en lado "a"

DISEÑO DE ESTRIBO CON CONTRAFUERTE

El predimensionamiento se procede según los criterios de Braja M. Das Principios de Ingenieria de Cimentaciones.

(Pag 447) y Javier Manterola, Puentes, Apuntes de diseño, calculo y construccion

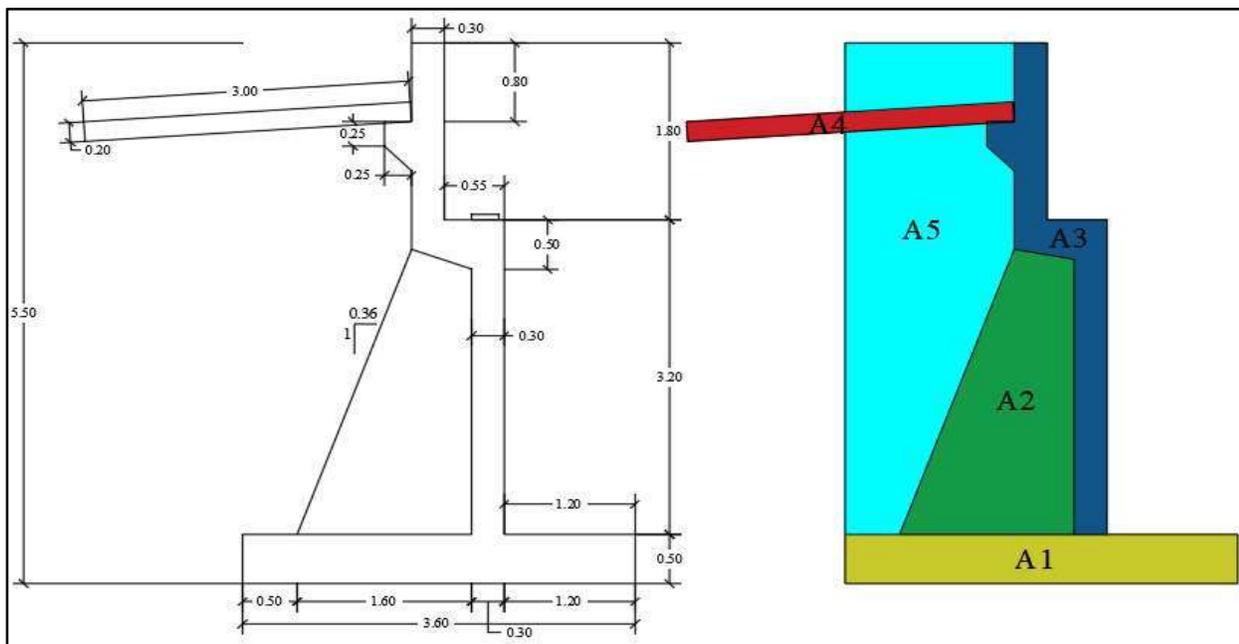
Tomo II (Pag. 680)

$$\gamma_H = 25 \text{ [KN/m}^3\text{]} \quad \sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_{Suelo} = 24,76 \text{ [KN/m}^3\text{]}$$

Descripcion	Predimensionado	Min	Max	Adoptado	Observacion
Altura de Alzado	H'			5,5	
Altura de Superestructura	h1			1,8	
Ancho Zapata	(0,4 a 0,9)H'	2,2	4,95	3,6	
Altura Zapata	(1/12 a 1/8)H'	0,458333	0,6875	0,5	
Espesor Alzado	(1/12 a 1/8)H'	0,458333	0,6875	-	No se adopta el criterio
Espesor Alzado	$\geq 0,3$	0,3		0,3	
Espaldar	máx (0,30 ; h1/8)	0,225	0,3	0,3	
Puntera	0,1*H'	0,55		1,2	
Altura Total	H=H'+h1			5,5	

Dimensiones de Estribo y descripcion de areas.



Geometria del Estribo

Analis de carga

Peso propio estructura de H°A°

Descrip.	Area	S	F _A [KN]	X _A [m]	M _A [KN*m]	Observaciones
A1	1,80	2,50	112,50	1,80	202,50	
A2	3,06	0,30	22,97	2,09	47,94	
A3	1,81	2,50	113,38	1,60	181,85	
A4	0,60	2,50	0,00	3,55	0,00	Por seguridad es nulo.
$\sum F_A =$			248,84	$\sum M_A =$		432,29

Peso del suelo sobre la estructura

Descrip.	Area	S	F _A [KN]	X _A [m]	M _A [KN*]	Observaciones
A5	6,23	2,50	385,48	2,94	1131,78	
A2	3,06	2,50	189,57	2,09	395,63	Relleno en contrafuerte
A2	-3,06	0,40	-30,33	2,09	-63,30	Restando el contrafuerte
$\sum F_A =$			544,72	$\sum M_A =$		1464,11

Momentos Estabilizantes

Superestructura

Descripcion	Rmax [N]	R max [KN]
DC _{accesorios} :	80334,00	80,33
DC _{losa} :	108000,00	108,00
DW _{rodadura} :	26400,00	26,40
DC _{diafragma} :	9825,00	9,83
DC _{viga} :	182937,50	182,94
CC _{carga de carril} :	83700,00	83,70
(LL + IM) _{sobrecarga} :	273479,59	273,48

764,68

Fuerza de frenado

h = 1,8 [m]

M_{BR} = 8700 [N] Ver analisis de aparato de apoyo.

H_{BR} = 8,7 [KN]

Brazo = 7,3 [m]

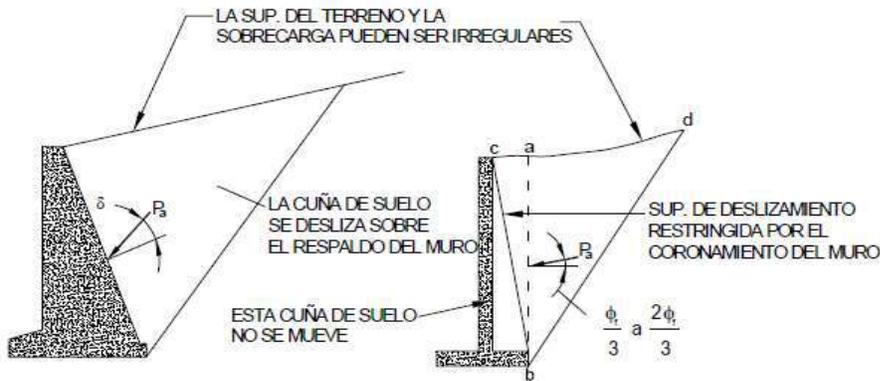
M_{BR} = 63,51 [KN*m]

Coefiente de empuje activo Ka según Coulomb (Art. 3.11.5.3)

$\varphi'_f = 38$ [°] Angulo de fricion interna

$\beta = 0$ [°] Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

Aplicación de la teoría de Coulomb.



Fuente: AASHTO LRFD: 2004

$$\delta = \frac{1}{3}\phi'_f = 12,67 [^\circ] \quad \text{Ang. de fricción para muro poco rugoso.}$$

Ver Jimenez Montoya, 2011. Pag. 397.

$$\tan\delta = 0,22475 \text{ Coeficiente de fricción.}$$

$\theta = 90 [^\circ]$ ángulo entre respaldo de muro y la horizontal. Muro en voladizo se considera el plano del talón, en este caso, se considera el suelo como parte del peso del muro.

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 = 2,708 \quad k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} = 0,256$$

Para ES vertical: $K_{av} = K_a * \text{sen}\delta = 0,056$

Para ES horizontal: $K_{ah} = K_a * \text{cos}\delta = 0,250$

Empuje del suelo

H= 5,5 [m] Altura total de estribo

S= 2,5 [m] Ancho de influencia de contafuerte.

$h_{eq} = 0,65$ [m] Para estribos con altura de 5,5 m, Tabla 3.11.6.4-1.

$\gamma_{suelo} = 24,76$ [KN/m³]

$$q_{LS} = h_{eq} * \gamma_{suelo} = 16,09 \text{ [KN/m}^2\text{] Sobrecarga viva.}$$

Empuje Vertical Activo:

$$V_{ES} = \left(\gamma_s \frac{H^2}{2} + q_{LS}H \right) K_{av} * S = 64,98 \text{ [KN]}$$

Brazo = Bzapata = 3,60 [m] Distancia desde punto A a filo de talón.

$Mv_{ES} = 233,92$ [KN*m]

Empuje Horizontal Activo:

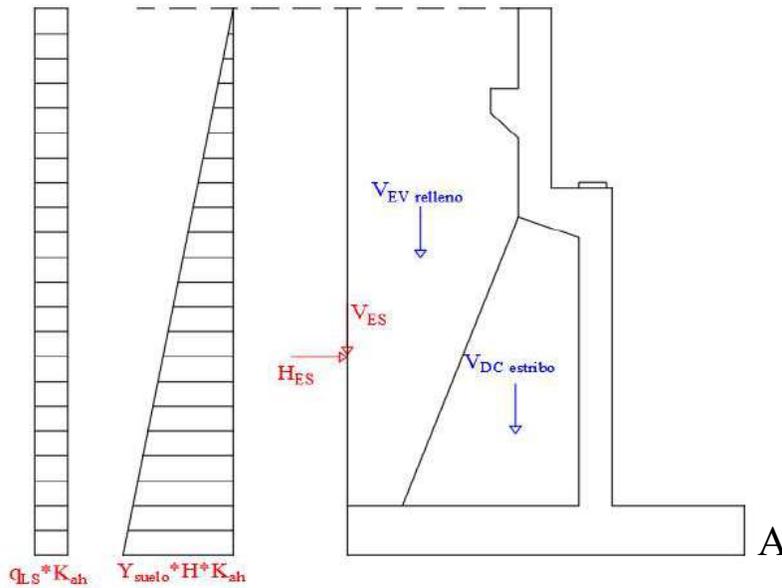
$$H_{ES} = \left(\gamma_s \frac{H^2}{2} + q_{LS}H \right) K_{ah} * S = 289,12 \text{ [KN]}$$

$$y = H \left(\frac{2\gamma_s H + 3q_{LS}}{3\gamma_s H + 6q_{LS}} \right) = 3,49 \text{ Brazo} = H-y = 2,01 \text{ [m]}$$

$$Mv_{ES} = 580,71 \text{ [KN*m]}$$

ESTADO I (Estribo constructivo y sometido al empuje de tierra)

Esquema de cargado ESTADO I



Comprobacion de la estabilidad

Resumen de Momento Resistentes al Volteo

Descripcion	V [KN]	e [m]	M [KN*m]
DC estribo:	248,84	1,74	432,29
EV relleno:	544,72	2,69	1464,11
ES vertical:	64,98	3,60	233,92

Resumen de momento de Volteo

Descripcion	H [KN]	e [m]	M [KN*m]
ES Horizontal:	289,12	2,01	580,71

Seguridad al Volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical}}{M_{EShorizontal}} = 3,67 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan\phi'_f = 0,7812856 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SV} = \frac{(V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical}) * \mu}{V_{EShorizontal}} = 2,32 > 1,5 \quad \text{Cumple !!}$$

Calculo de los refuerzos en el terreno de fundacion

Con esfuerzo abmisible del terreno

$$B = 3,60 \text{ [m]}$$

$$E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe} \quad E = -0,0049 \text{ [m]}$$

Verificacion de excentricidad en tercio central

$$E < B/6 = 0,60 \text{ [m]} \quad \text{ok!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundacion

$$\sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B}\right) \leq q_{adm}$$

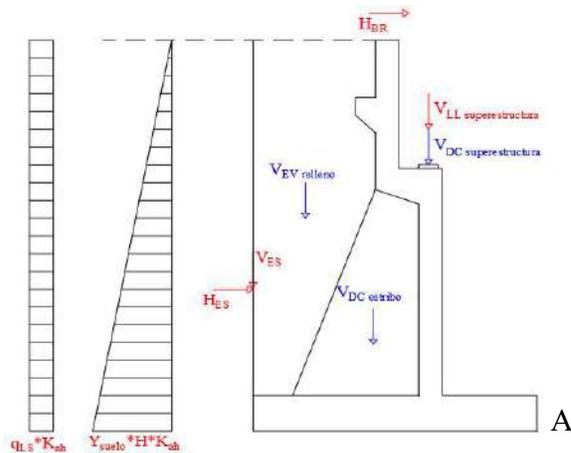
$$q_1 = 236,53 \text{ KN/m/S} = 94,61 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad 0,01 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$q_2 = 240,44 \text{ KN/m/S} = 96,18 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad 0,01 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

ok CUMPLE Talon

Caso II (Estribo con puente sometido al empuje de tierras y cargas vivas)

Esquema de cargado ESTADO II



Comprobacion de la estabilidad

Resumen de Momento Resistentes al Volteo

Descripcion	V [KN]	e [m]	M [KN*m]
DC estribo:	248,84	1,74	432,29
EV relleno:	544,72	2,69	1464,11
ES vertical:	64,98	3,60	233,92
DCsuperestructura:	407,50	1,38	560,31
LLsuperestructura:	357,18	1,38	491,12

Resumen de momento de Volteo

Descripcion	H [KN]	e [m]	M [KN*m]
ES Horizontal:	289,12	2,01	580,71
BR frenado:	8,70	7,30	63,51

Seguridad al Volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical} + M_{DC} + M_{LL}}{M_{EShorizontal} + M_{BR}} = 4,94 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan\phi'_f = 0,7812856 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SV} = \frac{(V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical} + V_{DC} + V_{LL}) * \mu}{H_{ES} + H_{BR}} = 4,26 > 1,5 \quad \text{Cumple !!}$$

Calculo de los refuerzos en el terreno de fundacion

Con esfuerzo abmisible del terreno

$$B = 3,6 \text{ [m]}$$

$$E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe} = 0,24 \text{ [m]}$$

Verificacion de excentricidad en tercio central

$$E < B/6 = 0,60 \text{ [m]} \quad \text{ok!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundacion

$$\sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B} \right) \leq q_{adm}$$

$$q_1 = 628,80 \text{ KN/m}^2 = 251,52 \text{ [KN/m}^2] \quad 0,03 \text{ [KN/m}^2]$$

$$q_2 = 272,99 \text{ KN/m}^2 = 109,20 \text{ [KN/m}^2] \quad 0,01 \text{ [KN/m}^2]$$

ok CUMPLE!!

Armadura en losa del alzado (Pantalla frontal)

Se calcula en base al metodo de Huntington, según se espone en el libro de Jose Calavera

Muro de contencion y Sotano, 1989 (Pag. 146)

$$\begin{aligned}
 H &= 5,50 \text{ [m]} \text{ Altura total de estribo} \\
 h &= 0,50 \text{ [m]} \text{ Altura zapata} \\
 h' &= H-h = 5,00 \text{ [m]} \text{ Altura del alzado (losa)} \\
 q_{LS} &= 16,09 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\
 \gamma_{suelo} &= 24,76 \text{ [KN/m}^3\text{]} \\
 K_{ah} &= 0,25
 \end{aligned}$$

Presiones por Empuje Horizontal Activo:

Para una profundidad "Y" cualquiera:

$$\begin{aligned}
 q &= (\gamma_s * Y + q_{LS})K_{ah} \\
 hf_{losa} &= 0,30 \text{ [m]} \text{ Ancho de pantalla.} \\
 b_{losa} &= 1,00 \text{ [m]} \text{ Ancho unitario (transversal a la horizontal).} \\
 r_{losa} &= 0,05 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento refuerzo flexion para pantalla.} \\
 Lc = S - Bw &= 2,20 \text{ [m]} \\
 \gamma_f &= 1,50 \text{ Factor de mayoracion de carga.} \\
 \phi &= 0,90 \text{ Factor de resistencia a la flexion.} \\
 f'_c &= 25,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del H}^\circ \text{ cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2,5 [cm]} \\
 f_y &= 500,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}
 \end{aligned}$$

$$As_{min} = 0,0015 * Ag = 4,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.}$$

$$S \text{ max} = 30,00 \text{ [cm]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En cada direccion.}$$

Profundidad [m]		d	q [KN/m]		M serv		M serv [KN*m]	
			Apoyo	Vano	Apoyo	Vano	Apoyo	Vano
0	0,00	0,25	0,00	0,00	$-q * L^2 / 12$	$+q * L^2 / 20$	0,00	0,00
h'/4	1,25	0,25	11,75	19,48			4,74	4,71
h'/2	2,50	0,25	19,48	19,48			7,86	4,71
3*h'/4	3,75	0,25	19,48	19,48			7,86	4,71
h'	5,00	0,25	0,00	0,00			0,00	0,00

Mn [KN*m]		AS _{nes} [cm ²]	
Apoyo	Vano	Apoyo	Vano
0,00	0,00	0,00	0,00
7108,85	7071,43	0,64	0,64
11785,72	7071,43	1,02	0,64
11785,72	7071,43	1,02	0,64
0,00	0,00	0,00	0,00

ϕ [mm]	Area 1 barra [cm ²]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento maximo
6	0,28	7,96	12,57
8	0,50	4,48	22,34
10	0,79	2,86	34,91
12	1,13	1,99	50,27

Se adopta $\phi 10c/30$ Horizontal

Se adopta $\phi 10c/30$ Vertical

Armadura en contrafuerte de pantalla central

Se calcula en base al metodo de Huntington, según se expone en el libro de Jose Calavera Muro de Contencion y Sotano, 1989 (Pag. 146)

Presiones por Empuje Horizontal Activo:

Para una profundidad "Y" cualquiera:

Considerando la carga trapezoidal total como una triangular q1 y otra rectangular q2:

$$q = q1 + q2 \quad q1 = (\gamma_s * Y)K_{ah} * S \quad q2 = (q_{LS})K_{ah} * S$$

$$\begin{aligned}
 S &= 2,50 \text{ [m]} \\
 B_{w \text{ contrafuerte}} &= 0,30 \text{ [m]} \\
 r_{\text{contrafuerte}} &= 0,10 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento refuerzo flexion para contrafuerte.} \\
 h_{te} &= 1,35 \text{ [m]} \text{ Altura max. De viga Te.} \\
 \gamma_f &= 1,50 \text{ Factor de mayoracion de carga.} \\
 \phi &= 0,90 \text{ Factor de resistencia a la flexion.} \\
 f'_c &= 25,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del H}^\circ \text{ cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2,5 [cm]} \\
 f_y &= 500,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}
 \end{aligned}$$

Ancho de Ala Efectivo, Art. 4.6.2.6.1

Asimilando a una viga interior:

$$\begin{aligned}
 h' &= 5,00 \text{ [m]} \text{ Altura de alzado.} \\
 hf \text{ losa} &= 0,30 \text{ [m]} \text{ Ancho de pantalla.} \\
 h'/4 &\leq 1,25 \text{ [m]} \\
 12 * h_{losa} &= 3,60 \text{ [m]} \\
 S &\leq 2,50 \text{ [m]}
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} 1,25 \text{ [m]} \quad b_f = 1,25 \text{ [m]}$$

Armadura a flexion

$$M_{serv} = \frac{q1 * Y^2}{6} + \frac{q2 * Y^2}{2}$$

Profundidad [m]	d	q [KN/m]		M serv. [KN*m]	Mu [N*m]	a [cm]	As nes [cm ²]
		q1	q2				
0	0,20	0,00	10,05	0,00	0,00	0,0000	0,00
1	0,20	15,46	10,05	7,60	11402,29	0,2399	1,27
1,25	0,20	19,33	10,05	12,88	19325,92	0,4084	2,17
1,4	0,20	21,65	10,05	16,92	25378,80	0,5380	2,86
2	0,75	30,92	10,05	40,71	61069,90	0,3414	1,81
3	1,08	46,38	10,05	114,80	172193,93	0,6721	3,57
4	1,44	61,84	10,05	245,31	367965,49	1,0744	5,71
5	1,80	77,30	10,05	447,72	671575,67	1,5675	8,33

Profundidad [m]	As nes [cm ²]	Se adopta:	Obs.
0,00	0,00	ϕ10c/20	Espaldar
1,00	1,27	ϕ10c/20	Espaldar
1,25	2,17	ϕ10c/20	Espaldar
1,40	2,86	ϕ10c/20	Espaldar
2,00	1,81	3ϕ16	Contrafuerte
3,00	3,57	3ϕ16	Contrafuerte
4,00	5,71	3ϕ16	Contrafuerte
5,00	8,33	5ϕ16	Contrafuerte

Armadura a corte

$B_w \text{ contrafuerte} = 0,30$ Factor de mayoracion de carga.

$f'_c = 25,00$ [Mpa]

$f_y = 500,00$ [Mpa]

$\phi = 0,75$ Factor de resistencia a la flexion.

$$V_{serv} = \frac{q1 * Y}{2} + q2 * Y \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (ACI318 - 05 \text{ Art: } 11,3)$$

Profundidad [m]	d	q [KN/m]		V serv [KN]	Vu [N]	Vc [N]	Vs [N]
		q1	q2				
0	0,20	0,00	10,05	0,00	0,00	400000,00	-
1	0,20	15,46	10,05	17,78	26,67	400000,00	-
1,25	0,20	19,33	10,05	24,64	36,96	400000,00	-
1,4	0,20	21,65	10,05	29,22	43,83	400000,00	-
2	0,75	30,92	10,05	51,02	76,53	1500000,00	-
3	1,08	46,38	10,05	99,72	149,58	2150000,00	-
4	1,44	61,84	10,05	163,88	245,83	2876000,00	-
5	1,80	77,30	10,05	243,51	365,26	3600000,00	-

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_{yt}d} = \quad A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq 0,33b_w s / f_{yt}$$

Profundidad [m]	s [cm]	As _{nes} [cm ²]	As _{nes} [cm ²]	Se adopta
0	30	-	0,594	ϕ10c/30
1	30	-	0,594	ϕ10c/30
1,25	30	-	0,594	ϕ10c/30
1,4	30	-	0,594	ϕ10c/30
2	30	-	0,594	ϕ10c/30
3	30	-	0,594	ϕ10c/30
4	30	-	0,594	ϕ10c/30
5	30	-	0,594	ϕ10c/30

Armadura en contrafuerte de aleros

Se calcula en base al metodo de Huntington, según se expone en el libro de Jose Calavera, Muros de Contencion y Sotano, 1989 (Pag. 146). Para en contrafuerte mas alto (mas cargado).

Presiones por Empuje Horizontal Activo:

Para una profundidad "Y" cualquiera:

Considerando la carga trapecial total como una triangular q1 y otra rectangular q2:

$$q = q1 + q2 \quad q1 = (\gamma_s * Y)K_{ah} * S \quad q2 = (q_{LS})K_{ah} * S$$

$$\begin{aligned}
 S &= 2,50 \text{ [m]} \\
 B_w \text{ contrafuerte} &= 0,40 \text{ [m]} \\
 r_{\text{contrafuerte}} &= 0,08 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento refuerzo flexion para contrafuerte.} \\
 h_{te} &= 1,90 \text{ [m]} \text{ Altura max. De viga Te.} \\
 \gamma_f &= 1,50 \text{ Factor de mayoracion de carga.} \\
 \phi &= 0,90 \text{ Factor de resistencia a la flexion.} \\
 f'_c &= 25,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del H}^\circ \text{ cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2,5 [cm]} \\
 f_y &= 500,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}
 \end{aligned}$$

Ancho de Ala Efectivo, Art. 4.6.2.6.1

$$\begin{aligned}
 h' &= 5,00 \text{ [m]} \text{ Altura de alzado del contrafuerte mas cargado} \\
 hf \text{ losa} &= 0,30 \text{ [m]} \text{ Ancho de pantalla} \\
 h'/4 &\leq 1,25 \text{ [m]} \\
 12 * h \text{ losa} &= 3,60 \text{ [m]} \\
 S &\leq 2,50 \text{ [m]}
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \leq 1,25 \text{ [m]} \text{ bf} = 1,25 \text{ [m]}$$

$$M_{serv} = \frac{q_1 * Y^2}{6} + \frac{q_2 * Y^2}{2}$$

Profundidad [m]	d	q [Kg/m]		M serv [Kg*m]	Mu [Kg*m]	a [cm]	As nes [cm ²]
		q1	q2				
0	0,23	0,00	10,05	0,00	0,00	0,0000	0,00
1	0,23	15,46	10,05	7,60	11402,29	0,1874	1,00
2	0,53	30,92	10,05	40,71	61069,90	0,4398	2,34
3	0,83	46,38	10,05	114,80	172193,93	0,7895	4,19
4	1,13	61,84	10,05	245,31	367965,49	1,2382	6,58
5	1,43	77,30	10,05	447,72	671575,67	1,7854	9,49

Profundidad [m]	As nes [cm ²]	Se adopta	Obs.
0	0,00	3φ10	
1	1,00	3φ10	
2	2,34	3φ10	
3	4,19	4φ16	
4	6,58	4φ16	
5	9,49	5φ16	

Armadura a corte

$B_w \text{ contrafuerte} = 0,30 \text{ [m]}$
 $f'_c = 25,00 \text{ [Mpa]}$ Resistencia del H° cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2,5 [cm]
 $f_y = 500,00 \text{ [Mpa]}$ Resistencia del acero según ASTM 615
 $\phi = 0,75$ Factor de resistencia a la flexion.

$$V_{serv} = \frac{q_1 * Y}{2} + q_2 * Y \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (ACI318 - 05 \text{ Art: } 11,3)$$

Profundidad [m]	d	q [KN/m]		V serv [KN]	Vu [N]	Vc [N]	Vs [N]
		q1	q2				
0	0,23	0,00	10,05	0,00	0,00	460000,00	-
1	0,23	15,46	10,05	17,78	26,67	460000,00	-
2	0,53	30,92	10,05	51,02	76,53	1050000,00	-
3	0,83	46,38	10,05	99,72	149,58	1650000,00	-
4	1,13	61,84	10,05	163,88	245,83	2250000,00	-
5	1,43	77,30	10,05	243,51	365,26	2850000,00	-

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_{yt} d} = A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq 0,33 b_w s / f_{yt}$$

Profundidad [m]	s [cm]	As _{nes} [cm ²]	As _{nes} [cm ²]	Se adopta
0	30	-	0,59	ϕ10c/30
1	30	-	0,59	ϕ10c/30
2	30	-	0,59	ϕ10c/30
3	30	-	0,59	ϕ10c/30
4	30	-	0,59	ϕ10c/30
5	30	-	0,59	ϕ10c/30

Armadura Zapata

Se calcula en base al esfuerzo del suelo en servicio. Rige el calculo de puntera

q = 251,52 [KN/m/m]

L = 1,25 [m]

B = 1,00 [m] Ancho unitario.

r zapata = 0,10 [m] Recubrimiento refuerzo flexion para zapata.

h zapata = 0,50 [m]

d = 0,40 [m] canto util.

f'_c = 25,00 [Mpa] Resistencia del H° cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2,5 [cm]

f_y = 500,00 [Mpa] Resistencia del acero según ASTM 615

γ_f = 1,50 Factor de mayoracion de carga.

ϕ = 0,90 Factor de resistencia a la flexion.

Asumiendo distribucion rectangular de presiones

$$M_{serv} = q * \frac{L^2}{8} = 49,12 \text{ [KN*m/m]}$$

M_u = 73,69 [KN*m/m] A_{s nec} = 6,71 [cm²/m]

A_{s min} = 0,0015 * A_g = 7,50 [cm²] Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.

S max = 30,00 [cm] Art. 5.10.8.2-2. En cada direccion.

ϕ [mm]	Area 1 barra [cm ²]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento maximo
12	1,13	3,32	30,16
16	2,01	1,87	53,62
20	3,14	1,19	83,78

Se adopta: ϕ 12c/20

Se suma esta armadura en todas las direcciones

Losa de Transicion

$L = 5,00$ [m]

$B = 4,00$ [m]

$h \text{ losa} = 0,30$ [m]

$A_{s_{min}} = 0,0015 * A_g = 22,50$ [cm²] Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.

$S \text{ max} = 30,00$ [cm] Art. 5.10.8.2-2. En cada direccion.

ϕ [mm]	Area 1 barra [cm ²]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento maximo
6	0,28	39,79	12,57
8	0,50	22,38	22,34
10	0,79	14,32	34,91
12	1,13	9,95	50,27

Se adopta: ϕ 10c/30 Inferior

Se adopta: ϕ 10c/30 Superior

ANEXO 5
PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA

PRESUPUESTO POR ITEM'S Y GENERAL DE LA OBRA (EN BOLIVIA)

Proyecto: "Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca "

N° ITEM	DESCRIPCION ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (NUMERAL)	PRECIO UNITARIO (LITERAL)	PRECIO TOTAL (NUMERAL)
MODULO I: ACTIVIDADES PRELIMINARES						
1	REVISION GEOTECNICA	ML	10	173,59	CIENTO SETENTA Y TRES 59/100	1735,92
2	INSTALECION DE FAENAS	GLB	1	14122,62	CATORCE MIL CIENTO VEINTIDOS 62/100	14122,62
3	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO	GLB	1	3929,00	TRES MIL NOVECIENTOS VEINTINUEVE 00/100	3929,00
MODULO II: INFRAESTRUCTURA					SUBTOTAL MODULO I:	19787,54
4	EXCAVACION EN ROCA	M3	188,70894	607,70	SEISCIENTOS SIETE 70/100	114679,32
5	HORMIGON SOBRE NIVELACION DOSIF 1:3:3	M3	9,7836	1080,76	UN MIL OCHENTA 76/100	10573,75
6	INFRAESTRUCTURA R25 MPA	M3	125,0978	3903,10	TRES MIL NOVECIENTOS TRES 10/100	488269,00
7	ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA P/INFRAESTRUCTURA	KG	5312,98	18,63	DIECIOCHO 63/100	98973,11
MODULO III: SUPERESTRUCTURA					SUBTOTAL MODULO II:	712495,18
8	VIGA PRETENSADA	ML	49,2	5309,60	CINCO MIL TRESCIENTOS NUEVE 60/100	261232,37
9	APOYO DE NEUPRENO COMPUESTO	DM3	18,55	420,17	CUATROCIENTOS VEINTE 17/100	7794,07
10	FALSO PUENTE	M2	98,4	690,37	SEISCIENTOS NOVENTA 37/100	67932,14
11	HORMIGON SIMPLE TIPO "A" P/DIAFRAGMA R25 MPA	M3	2,784	3904,35	TRES MIL NOVECIENTOS CUATRO 35/100	10869,70
12	ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA P/DIAFRAGMA	KG	464,1	18,63	DIECIOCHO 63/100	8645,51
13	HORMIGON SIMPLE TIPO "A" P/LOSA, BORDILLO Y ACERA	M3	32,226	3904,35	TRES MIL NOVECIENTOS CUATRO 35/100	125821,44
14	ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA P/LOSA, BORDILLO Y ACERA	KG	2138,28	18,63	DIECIOCHO 63/100	39833,06
15	BARANDADO Y POSTE DE H°A°	ML	804,37	127,84	CIENTO VEINTISIETE 84/100	102832,16
16	DRENAJE TUBO PVC D=4'	ML	39,44	51,34	CINCUENTA Y UN 34/100	2024,84
17	JUNTA DE DILATAION	ML	9	1560,16	UN MIL QUINIENTOS SESENTA 16/100	14041,40
MODULO IV: OBRAS FINALES					SUBTOTAL MODULO III:	641026,69
18	RELLENO COMPACTADO DE ACCESOS	M3	632,80203	176,45	CIENTO SETENTA Y SEIS 45/100	111661,02
19	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	GLB	1	4949,72	CUATRO MIL NOVECIENTOS CUARENTA Y NUEVE 72/100	4949,72
20	CARPETA ASFALTICA	M2	98,40	225,54	DOSCIENTOS VEINTICINCO 54/100	22193,21
					SUBTOTAL MODULO IV:	138803,94

COSTO TOTAL DEL PROYECTO (BS):

1512113,35

ANEXO 6
CÓMPUTOS MÉTRICOS

N°	ACTIVIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PARCIAL	N° VECES	TOTAL
			LARGO	ANCHO	ALTO			
1	REVISION GEOLOGICA	ML			5	5	2	10
2	INSTALECION DE FAENAS	GLB				1	1	1
3	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO	GLB				1	1	1
4	EXCAVACION EN ROCA	M3						188,70894
	ZAPATAS DE ESTRIBO 1	M3	15,78	2,58	2,7	109,92348	1	109,92348
	ZAPATAS DE ESTRIBO 2	M3	11,31	2,58	2,7	78,78546	1	78,78546
5	HORMIGON POBRE NIVELACION DOSIF 1:3:3	M3	15,78	3,1	0,1	4,8918	2	9,7836
6	HORMIGON SIMPLE TIPO "A" P/ INFRAESTRUCTURA R25 MPA	M3						125,0978
	ZAPATA PRINCIPAL V1	M3	1,13	3,84		4,3392	1	4,3392
	ZAPATA PRINCIPAL V2	M3	1,13	3,4		3,842	1	3,842
	ZAPATA ALERO V3	M3	1,13	4,52		5,1076	1	5,1076
	ZAPATA ALERO V4	M3	1,13	2,2		5,1076	1	5,1076
	PANTALLA PRINCIPAL V5	M3	1,95	3,4		6,63	1	6,63
	PANTALLA PRINCIPAL V6	M3	1,95	3,4		6,63	1	6,63
	PANTALLA ALERO V7	M3	4,15	4,5		18,675	1	18,675
	PANTALLA ALERO V8	M3	4,15	2,25		9,3375	1	9,3375
	LOSA TRANSICION V9	M3	0,9	3,2		2,88	1	2,88
7	ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA P/INFRAESTRUCTURA	KG						5312,98
	Φ 8 mm							342,15
	Φ 10 mm							1194,47
	Φ 12 mm							1007,88
	Φ 16 mm							111,99
8,1	HORMIGON SIMPLE TIPO "P" R35 MPA VIGA PRETESADA	M3						31,584
	VIGA ZONA DE ANCLAJE V16	M3	1,04	2,1		2,184	4	8,736
	VIGA AASHTO V17	M3	0,56	20,4		11,424	2	22,848
8,2	ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA VIGA PRETESADA	KG						1695,86
	Φ 8 mm	KG				416,32	2	832,64
	Φ 10 mm	KG				119,16	2	238,32
	Φ 12 mm	KG				312,45	2	624,9
8,3	CABLEAJE PARA PRETENSADO 12V1/2" VIGA PRETENSADA	ML						49,2
	LONGITUD DE CABLE (4 TENDONES DE 12 TORONES)	ML				24,6	2	49,2
	INSUMOS DE CABLEAJE							0

	INSUMOS							0
	HORMIGON SIMPLE TIPO "A"	M3	0,2	0,2		0,04	40	1,6
	TOTAL ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA	KG						0
	Φ 6 mm	KG				128,71	1	128,71
	Φ 10 mm	KG				580,86	1	580,86
16	DRENAJE TUBO PVC D=4'	ML						39,44
	DRENAJE CALZADA	ML	0,49			0,49	56	27,44
	DRENAJE ESTRIBO	ML	0,3			0,3	40	12
17	JUNTA DE DILATACION	ML	4,5			4,5	2	9
18	RELLENO COMPACTADO DE ACCESOS	M3						632,80203
	RELLENO ACCESO 1 (LADO DERECHO) CUÑA PRINCIPAL	M3	6,35	6,52	5,45	112,82045	1	112,82045
	RELLENO ACCESO 1 (LADO DERECHO) CUÑA ALEROS	M3	6,54	6,45	5,46	115,15959	2	230,31918
	RELLENO ACCESO 1 (LADO IZQUIERDO) CUÑA PRINCIPAL	M3	6,35	6,98	4,98	110,36427	1	110,36427
	RELLENO ACCESO 1 (LADO IZQUIERDO) CUÑA ALEROS	M3	5,24	6,53	5,24	89,649064	2	179,29813
19	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	GLB				1	1	1
20	CARPETA ASFALTICA	M2	4		24,6	98,4	1	98,4

ANEXO 7
ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	1 REVISION GEOLOGICA				
Cantidad:	10				
Unidad:	ML				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					0
TOTAL MATERIALES					0,000
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ESPECIALISTA GEOLOGO	hr	0,5	20,00	10,00
	LORATORISTA	hr	1	16,25	16,25
	AYUDAN	hr	1	15,00	15,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					41,250
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					22,6875
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					9,552
TOTAL MANO DE OBRA					73,490
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CAMION DE TRANSPORTE EQUIPO	hr	0,30	120,00	36,00
2	EQUIPO PARA ENSAYOS IN SITU	hr	0,50	52,00	26,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					3,674
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					65,674
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 10% DE 1+2+3				13,916
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					13,916
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				15,31
TOTAL UTILIDAD					15,31
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				5,203
TOTAL IMPUESTOS					5,203
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					173,592
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					173,59

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	2 INSTALECION DE FAENAS				
Cantidad:	1				
Unidad:	GLB				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CALAMINA GALVANIZADA # 28	M2	40	35	1400
2	CEMENTO PORTLAND	KG	75	1,12	84
3	ARENA COMUN	M3	0,054	120,75	6,5205
4	CLAVOS	KG	60	12,5	750
5	LADRILLO 6 H. 24*18*12	PZA	2500	1,74	4350
6	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	60	8,00	480
TOTAL MATERIALES					7070,521
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MAESTRO ALBAÑIL	hr	56	21,00	1176,00
2	AYUDANTE	hr	56	15,00	840,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2016,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					1108,8
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					466,845
TOTAL MANO DE OBRA					3591,645
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	VOLQUETA 10M3	HR	2,00	130,00	260,00
2	MEZCLADORA HORMIGONETA PARA 50KG DE CEMENTO	HR	10,00	22,00	220,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					179,582
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					659,582
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				1132,175
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					1132,175
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				1245,39
TOTAL UTILIDAD					1245,39
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				423,309
TOTAL IMPUESTOS					423,309
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					14122,624
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					14122,62

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	3 REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO				
Cantidad:	1				
Unidad:	GLB				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ESTACA DE MADERA	PZA	80	1,5	120
2	PINTURA	LT	1	35	35
TOTAL MATERIALES					155,000
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	TOPOGRAFO	hr	30	26,00	780,00
2	ALERIFE	hr	30	14,00	420,00
3					0,00
4					0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1200,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					660
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					277,884
TOTAL MANO DE OBRA					2137,884
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	EQUIPO TOPOGRAFICO	hr	30,00	25,00	750,00
2					0,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					106,894
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					856,894
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				314,978
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					314,978
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				346,48
TOTAL UTILIDAD					346,48
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				117,767
TOTAL IMPUESTOS					117,767
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					3928,999
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					3929,00

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	4 EXCAVACION EN ROCA				
Cantidad:	188,70894				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	DINAMITA	Pza.	2	3,5	7
2	NITRATO	kg.	0,25	6	1,5
3	GUÍA	m.	3,5	5	17,5
4	FULMINANTE	Pza.	2	3,5	7
TOTAL MATERIALES					33,000
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ESPECIALISTA	HR	0,6	21,00	12,60
2	PERFORISTA	HR	1	18,00	18,00
3	AYUDANTE	HR	1,5	15,00	22,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					53,100
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					29,205
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					12,296
TOTAL MANO DE OBRA					94,601
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	COMPRESORA ATLAS COPCO	HR	0,25	95,00	23,75
2	EQUIPO DE PERFORACION	HR	0,25	50,00	12,50
3	HERRAMIENTAS MENORES	HR	6,00	53,10	318,60
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					4,730
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					359,580
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				48,718
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					48,718
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				53,59
TOTAL UTILIDAD					53,59
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				18,215
TOTAL IMPUESTOS					18,215
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					607,705
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					607,70

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	5 HORMIGON POBRE NIVELACION DOSIF 1:3:3				
Cantidad:	9,7836				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	278	1,12	311,36
2	ARENA COMUN	M3	0,6	120,75	72,45
3	GRAVA COMUN	M3	0,6	120,75	72,45
TOTAL MATERIALES					456,260
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MAESTRO ALBAÑIL	HR.	5	20,50	102,50
2	AYUDANTE I	HR.	7	15,00	105,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					207,500
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					114,125
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					48,051
TOTAL MANO DE OBRA					369,676
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENTO	HR.	1,00	22,00	22,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					18,484
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					40,484
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				86,642
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					86,642
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				95,31
TOTAL UTILIDAD					95,31
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				32,395
TOTAL IMPUESTOS					32,395
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					1080,762
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					1080,76

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	6 HORMIGON SIMPLE TIPO "A" P/ INFRAESTRUCTURA R25 MPA				
Cantidad:	125,0978				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	360	1,12	403,2
2	ARENA COMUN	M3	0,5	120,75	60,375
3	GRAVA CLASIFICADA	M3	0,7	136,5	95,55
4	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	60	8	480
5	CLAVOS	KG	1	11,00	11
TOTAL MATERIALES					1050,125
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR.	26	20,5	533,00
2	MAESTRO ALBAÑIL	HR.	16	21,00	336,00
3	AYUDANTE	HR.	15	15,00	225,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1094,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					601,7
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					253,338
TOTAL MANO DE OBRA					1949,038
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	EZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENT	HR.	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA DE INMERSION	HR.	0,80	13,00	10,40
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					97,452
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					129,852
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				312,901
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					312,901
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				344,19
TOTAL UTILIDAD					344,19
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				116,991
TOTAL IMPUESTOS					116,991
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					3903,098
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					3903,10

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	7 ACERO ESTRUCTURAL FYK=500 MPA P/INFRAESTRUCTURA				
Cantidad:	5312,98				
Unidad:	KG				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA	KG	1,05	8,80	9,24
2	ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,04	12,00	0,48
3					0
TOTAL MATERIALES					9,720
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENFERRADOR	HR.	0,07	21,00	1,47
2	AYUDANTE I	HR.	0	15,00	1,05
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,520
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					1,386
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					0,584
TOTAL MANO DE OBRA					4,490
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CIZALLA DE CORTE	HR.	0,05	10,00	0,50
2					0,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,224
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,724
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				1,493
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					1,493
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				1,64
TOTAL UTILIDAD					1,64
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				0,558
TOTAL IMPUESTOS					0,558
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					18,629
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					18,63

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	8.1 HORMIGON SIMPLE TIPO "P" R35 MPA VIGA PRETENSADA				
Cantidad:	31,584				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	504	1,12	564,48
2	ARENA COMUN	M3	0,6	120,75	72,45
3	GRAVA CLASIFICADA 3/4"	M3	0,8	136,5	109,2
4	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	45	8	360
5	MADERA MULTILAMINADA 1,22*2,44*15 MM	PZA	1,07	275,00	294,25
6	CLAVOS	KG	3	12,00	36
7	ADITIVO SIKA VISCOCRETE 5000	KG	6,3	60,00	378
TOTAL MATERIALES					1814,380
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
	ENCOFRADOR	HR.	22	20,5	451,00
1	ALBAÑIL	HR.	10	21,00	210,00
1	AYUDANTE	HR.	32	15,00	480,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1141,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					627,55
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					264,221
TOTAL MANO DE OBRA					2032,771
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENTO	HR.	0,80	22,00	17,60
2	VIBRADORA DE INMERSION	HR.	0,50	13,00	6,50
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					101,639
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					125,739
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				397,289
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					397,289
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				437,02
TOTAL UTILIDAD					437,02
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				148,542
TOTAL IMPUESTOS					148,542
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					4955,739
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					4955,74

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	8.2 ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA VIGA PRETENSADA				
Cantidad:	1695,86				
Unidad:	KG				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA	KG	1,05	8,8	9,24
2	ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,04	12	0,48
3					0
TOTAL MATERIALES					9,720
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENFERRADOR	HR.	0,12	21,00	2,52
2	AYUDANTE I	HR.	0	15,00	1,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4,020
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					2,211
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					0,931
TOTAL MANO DE OBRA					7,162
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CIZALLA DE CORTE	HR.	0,05	10,00	0,50
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,358
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,858
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				1,774
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					1,774
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				1,95
TOTAL UTILIDAD					1,95
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				0,663
TOTAL IMPUESTOS					0,663
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					22,129
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					22,13

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	8.3 CABLE PARA PRETENSADO 12V1/2" VIGA PRETENSADA				
Cantidad:	49,2				
Unidad:	ML				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	TORON GRADO 270K (1/2")	ML	27	16,50	445,5
2	VAINA METALICA D=70MM	ML	4,2	60,00	252
3	ANCLAJE 12V 1/2" (PLACA +CORNETO+CORONA+12CUÑAS)	JUEGO	0,2186	1600,00	349,76
TOTAL MATERIALES					1047,260
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENFERRADOR	HR.	1,84	21	38,64
2	AYUDANTE I	HR.	1,1	15,00	16,50
3	PEON	HR.	1	12,00	13,20
SUBTOTAL MANO DE OBRA					68,340
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					37,587
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					15,825
TOTAL MANO DE OBRA					121,752
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	GATO HIDRAULICO PARA TESADO	HR.	0,08	400,00	32,00
2	BOMBA CON MANOMETRO	HR.	0,08	100,00	8,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					6,088
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					46,088
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				121,510
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					121,510
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				133,66
TOTAL UTILIDAD					133,66
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				45,431
TOTAL IMPUESTOS					45,431
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					1515,703
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					1515,70

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	8.5 VIGA PRETENSADA				
Cantidad:	49,2				
Unidad:	ML				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	9.1 HORMIGON SIMPLE TIPO "P" R35 MPA VIGA PRETENSADA	M3	0,64	4285,84	2742,9376
2	9.2 ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA VIGA PRETENSADA	KG	34,47	17,05	587,7135
3	CABLEAJE PARA PRETENSADO 12V1/2" VIGA PRETENSADA	ML	1	1915,70	1915,7
4	9.4 INYECCION VIGA PRETENSADA	ML	1	63,25	63,25
TOTAL MATERIALES					5309,601
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					0,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					0
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					0,000
TOTAL MANO DE OBRA					0,000
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					0,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,000
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,000
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				0,000
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					0,000
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				0,00
TOTAL UTILIDAD					0,00
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				0,000
TOTAL IMPUESTOS					0,000
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					5309,601
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					5309,60

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	9 APOYO DE NEUPRENO COMPUESTO				
Cantidad:	18,55				
Unidad:	DM3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	NEOPRENO COMPUESTO	DM3	1	320,00	320
2					0
TOTAL MATERIALES					320,000
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MAESTRO ALBAÑIL	HR.	0,25	21,00	5,25
2	AYUDANTE I	HR.	0	15,00	3,75
SUBTOTAL MANO DE OBRA					9,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					4,95
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					2,084
TOTAL MANO DE OBRA					16,034
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					0,00
2					0,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,802
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,802
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				33,684
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					33,684
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				37,05
TOTAL UTILIDAD					37,05
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				12,594
TOTAL IMPUESTOS					12,594
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					420,165
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					420,17

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	10 FALSO PUENTE				
Cantidad:	98,4				
Unidad:	M2				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	19,6	8	156,8
2	CEMENTO PORTLAND	KG	24,37	1,12	27,2944
3	ARENA COMUN	M3	0,038	120,75	4,5885
4	GRAVA CLASIFICADA	M3	0,052	136,5	7,098
5	CLAVOS	KG	1	11,00	11
TOTAL MATERIALES					206,781
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR.	6	20,5	123,00
2	AYUDANTE	HR.	3	15,00	45,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					168,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					92,4
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					38,904
TOTAL MANO DE OBRA					299,304
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENTO	HR.	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA DE INMERSION	HR.	0,80	13,00	10,40
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					14,965
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					47,365
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				55,345
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					55,345
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				60,88
TOTAL UTILIDAD					60,88
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				20,693
TOTAL IMPUESTOS					20,693
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					690,367
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					690,37

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	11 HORMIGON SIMPLE TIPO "A" P/DIAFRACMA R25 MPA				
Cantidad:	2,784				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	360	1,12	403,2
2	ARENA COMUN	M3	0,5	120,75	60,375
3	GRAVA CLASIFICADA	M3	0,7	136,5	95,55
4	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	60	8	480
5	CLAVOS	KG	1	12,00	12
TOTAL MATERIALES					1051,125
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR.	26	20,50	533,00
2	ALBAÑIL	HR.	16	21,00	336,00
3	AYUDANTE I	HR.	15	15,00	225,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1094,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					601,7
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					253,338
TOTAL MANO DE OBRA					1949,038
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	EZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENT	HR.	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA DE INMERSION	HR.	0,80	13,00	10,40
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					97,452
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					129,852
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				313,001
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					313,001
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				344,30
TOTAL UTILIDAD					344,30
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				117,028
TOTAL IMPUESTOS					117,028
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					3904,346
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					3904,35

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	12 ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA P/DIAFRAGMA				
Cantidad:	464,1				
Unidad:	KG				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA	KG	1,05	8,80	9,24
2	ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,04	12,00	0,48
3					0
TOTAL MATERIALES					9,720
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENFERRADOR	HR.	0,07	21,00	1,47
2	AYUDANTE I	HR.	0	15,00	1,05
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,520
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					1,386
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					0,584
TOTAL MANO DE OBRA					4,490
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CIZALLA DE CORTE	HR.	0,05	10,00	0,50
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,224
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,724
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				1,493
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					1,493
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				1,64
TOTAL UTILIDAD					1,64
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				0,558
TOTAL IMPUESTOS					0,558
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					18,629
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					18,63

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	13 HORMIGON SIMPLE TIPO "A" P/LOSA, BORDILLO Y ACERA				
Cantidad:	32,226				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	360	1,12	403,2
2	ARENA COMUN	M3	0,5	120,75	60,375
3	GRA CLASIFICADA	M3	0,7	136,5	95,55
4	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	60	8	480
5	CLAVOS	KG	1	12,00	12
TOTAL MATERIALES					1051,125
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR.	26	20,5	533,00
2	ALBAÑIL	HR.	16	21,00	336,00
3	AYUDANTE I	HR.	15	15,00	225,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1094,000
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					601,7
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					253,338
TOTAL MANO DE OBRA					1949,038
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MEZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENTO	HR	1,00	22,00	22,00
2	VIBRADORA DE INMERSION	HR	0,80	13,00	10,40
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					97,452
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					129,852
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				313,001
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					313,001
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				344,30
TOTAL UTILIDAD					344,30
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				117,028
TOTAL IMPUESTOS					117,028
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					3904,346
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					3904,35

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	14 ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA P/LOSA, BORDILLO Y ACERA				
Cantidad:	2138,28				
Unidad:	KG				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA	KG	1,05	8,80	9,24
2	ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,04	12,00	0,48
TOTAL MATERIALES					9,720
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENFERRADOR	HR.	0,07	21,00	1,47
2	AYUDANTE I	HR.	0	15,00	1,05
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,520
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					1,386
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					0,584
TOTAL MANO DE OBRA					4,490
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CIZALLA DE CORTE	HR.	0,05	10,00	0,50
2					0,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,224
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,724
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				1,493
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					1,493
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				1,64
TOTAL UTILIDAD					1,64
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				0,558
TOTAL IMPUESTOS					0,558
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					18,629
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					18,63

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	15 BARANDADO DE H°A° Y POSTE DE H°A°				
Cantidad:	804,37				
Unidad:	ML				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO PORTLAND	KG	7,612	1,12	8,52544
2	ARENA COMUN	M3	0,012	120,75	1,449
3	GRAVA CLASIFICADA	M3	0,016	136,5	2,184
4	MADERA DE CONSTRUCCION	P2	0,652	8	5,216
5	CLAVOS	KG	0,022	12,00	0,264
6	ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA	KG	3,437	8,80	30,2456
TOTAL MATERIALES					47,884
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ENCOFRADOR	HR.	0,475	20,5	9,74
2	ALBAÑIL	HR.	0,475	21,00	9,98
3	AYUDANTE I	HR.	0	15,00	7,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					26,838
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					14,760625
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					6,215
TOTAL MANO DE OBRA					47,813
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	EZCLADORA HORMIGONERA PARA 50KG DE CEMENT	HR.	0,20	22,00	4,40
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					2,391
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					6,791
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				10,249
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					10,249
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				11,27
TOTAL UTILIDAD					11,27
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				3,832
TOTAL IMPUESTOS					3,832
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					127,842
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					127,84

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	16 DRENAJE TUBO PVC D=4'				
Cantidad:	39,44				
Unidad:	ML				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	TUBERIA PVC DESAGUE D=4"	ML	1,05	24,5	25,725
2					0
3					0
TOTAL MATERIALES					25,725
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MAESTRO ALBAÑIL	HR.	0,25	21,00	5,25
1	PEON	HR.	0	12,00	3,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					8,250
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					4,5375
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					1,910
TOTAL MANO DE OBRA					14,698
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
4					0,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					0,735
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					0,735
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				4,116
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					4,116
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				4,53
TOTAL UTILIDAD					4,53
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				1,539
TOTAL IMPUESTOS					1,539
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					51,340
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					51,34

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	17 JUNTA DE DILATAACION				
Cantidad:	9				
Unidad:	ML				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ANGULAR 100X100X10MM	ML	2,1	215,75	453,075
2	ACERO CORRUGADO Ø10 mm	KG	2,59	8,8	22,792
3	PLENITA 1/4"x3/4 (6X20MM)	ML	2,1	8,23	17,283
4	SELLONEOPRENO DE JUNTA DE DILATAACION	ML	1	450	450
TOTAL MATERIALES					943,150
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
	ENFERRADOR	HR.	1,4	21	29,40
1	AYUDANTE I	HR.	1,4	15,00	21,00
1	SOLDADOR	HR.	5	20,00	102,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					152,400
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					83,82
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					35,291
TOTAL MANO DE OBRA					271,511
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	ARCO SOLDADOR	HR.	1,50	15,00	22,50
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					13,576
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					36,076
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				125,074
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					125,074
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				137,58
TOTAL UTILIDAD					137,58
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				46,764
TOTAL IMPUESTOS					46,764
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					1560,155
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					1560,16

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	18 RELLENO COMPACTADO DE ACCESOS				
Cantidad:	632,802028				
Unidad:	M3				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MATERIAL SELECCIONADO (DELSITIO)	M3	1,1	0	0
2					0
TOTAL MATERIALES					0,000
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HR.	0,063	23	1,45
2	CHOFER	HR.	0,25	16,25	4,06
3	AYUDANTE	HR.	3	15,00	37,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					43,012
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					23,656325
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					9,960
TOTAL MANO DE OBRA					76,628
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CARGADOR FRONTAL	HR.	0,05	380,00	19,00
2	VOLQUETA 6M3	HR.	0,20	110,00	22,00
3	COMPACTADOR MANUAL	HR.	0,50	40,00	20,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					3,831
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					64,831
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				14,146
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					14,146
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				15,56
TOTAL UTILIDAD					15,56
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				5,289
TOTAL IMPUESTOS					5,289
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					176,455
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					176,45

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	19 LIMPIEZA GENERAL DE OBRA				
Cantidad:	1				
Unidad:	GLB				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					0
2					0
TOTAL MATERIALES					0,000
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HR.	5	23	115,00
2	AYUDANTE I	HR.	16	15,00	240,00
3	CHOFER	HR.	10	16,25	162,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					517,500
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					284,625
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					119,837
TOTAL MANO DE OBRA					921,962
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CARGADOR FRONTAL	HR.	5,00	380,00	1900,00
2		HR.	10,00	110,00	1100,00
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					46,098
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					3046,098
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				396,806
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					396,806
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				436,49
TOTAL UTILIDAD					436,49
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				148,362
TOTAL IMPUESTOS					148,362
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					4949,715
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					4949,72

DATOS GENERALES					
Proyecto:	Diseño Puente de Hormigon Postensado en la Comunidad del Molino de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca				
Actividad:	20 CARPETA ASFALTICA				
Cantidad:	98,4				
Unidad:	M2				
Moneda:	Bolivianos				
1. MATERIALES					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	CEMENTO ASFALTICO	KG	9,8	10	98
2	GRAVA CLASIFICADA	M3	0,02	136,5	2,73
3	ARENA CHANCADA	M3	0,01	120	1,2
4	GRAVILLA 1/2" T 200	M3	0,02	120	2,4
5	DIESEL	L	2	3,74	7,48
TOTAL MATERIALES					111,810
2. MANO DE OBRA					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HR.	0,035	23	0,81
2	OPERADOR DE VOLQUETA	HR.	0,03	16,5	0,50
3	OPERADOR DE PLANTA	HR.	0,035	21	0,74
4	MECANICO DE EQUIPO PESADO	HR.	0,03	22,50	0,68
5	AYUDANTE	HR.	1	15,00	9,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					11,710
CARGAS SOCIALES= 55% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					6,4405
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA= 14.94% DE SUMA DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES					2,712
TOTAL MANO DE OBRA					20,862
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	PLANTA DE ASFALTO 60 Ton/Hr	HR.	0,004	3600	14,40
2	COMPACTADORA NEUMATICA	HR.	0,002	260	0,52
3	COMPACTADORA DE RODILLO	HR.	0,005	285	1,43
4	TERMINADORA DE ASFALTO	HR.	0,01	410	4,10
5	CARGADOR FRONTAL 150 HP	HR.	0,003	380	1,14
6	VOLQUETA 6 M3	HR.	0,04	110,00	3,85
7	HERRAMIENTAS MENORES	%	6,00	3,61	21,66
HERRAMIENTAS=5%DEL TOTAL DE MANO DE OBRA					1,043
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					48,138
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
1	GASTOS GENERALES= 8% DE 1+2+3				18,081
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					18,081
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
1	UTILIDAD= 10% DE 1+2+3+4				19,89
TOTAL UTILIDAD					19,89
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
1	IMPUESTOS IT= 3.09% DE 1+2+3+4+5				6,760
TOTAL IMPUESTOS					6,760
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)					225,541
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (con dos (2) decimales)					225,54

ANEXO 8
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ÍTEM- 1

REVISIÓN GEOLÓGICA

1. DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en elaborar de una prospección técnica de verificar del suelo existente

2. ALCANCE DEL TRABAJO

El estudio geológico de verificación deberá ser elaborado por un laboratorio profesional especializado tipo de estudios, de reconocido prestigio y que se encuentre legalmente establecido en el país. El laboratorio en el cual se realizarán los estudios geotécnicos deberá ser expresamente aprobado por el Supervisor.

El alcance y los resultados mínimos del estudio geotécnicos son:

Elaboración de ensayo MRM Bieniawski.

Estratigrafía, clasificación de la calidad de roca y determinación de parámetros de resistencia.

Estos estudios deben estar autorizados en ubicación y profundidad por el supervisor de obra el mismo que debe tomar puntos representativos.

3. MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

El ítem se pagará en metros (m) al precio establecido en contrato una vez que la Supervisión haya certificado y verificado la calidad y precisión del estudio elaborado. El precio y pago constituye la compensación total por el ítem, e incluye los costos directos, indirectos, utilización de equipos y herramientas e imprevistos necesarios para la correcta ejecución del trabajo.

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
1	REVISIÓN GEOTÉCNICA	ML

ÍTEM – 2

INSTALACIÓN D FAENAS

1. DESCRIPCIÓN

Este ítem comprende todos los trabajos preparativos previos a la iniciación de la obra tales como la movilización y la desmovilización del personal material herramientas y equipos además de las instalaciones provisionales como ser galpones depósitos viviendas para sereno y otras facilidades que debe construir en contratista durante la ejecución de la obra. En este ítem debe contemplarse la provisión e instalación de un letrero de acuerdo al modelo que será proporcionado por el supervisor de obra en coordinación con el gobierno autónomo municipal de Camargo.

2. MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista proveerá todos los materiales y equipos necesarios, así como oficinas galpones depósitos y en general todo el material equipo y personal que sean requeridos para una correcta ejecución de la obra.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO

El alquiler de instalaciones, así como el material, herramientas y equipo a emplearse deberá ser aprobado previamente por el Supervisor. El Contratista es el único responsable de la ejecución de las obras, debiendo velar por el cumplimiento de las normas de seguridad de su personal y cuidar de la propiedad privada aledaña a las obras. Además, correrá con todos los gastos emergentes de errores cometidos por descuido y daños a propiedades de terceros, El Contratista queda obligado a conservar y proteger toda la obra hasta su entrega provisional.

4. MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

La instalación de faenas será pagada en montos globales en los siguientes porcentajes

40% cuando la Obra registre un avance del 50% del monto inicial contratado.

60% una vez concluida los trabajos iniciales de instalación de faenas.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	GLB

ÍTEM – 3

REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO

1. DESCRIPCIÓN.

Comprende los trabajos topográficos de localización de la obra, replanteo del eje del puente, ubicación exacta de las fundaciones para estribos, replanteo para gaviones y obras de arte menor que serán implementadas en la construcción

establecerán bancos de nivelación fijos de referencia que estén acotados con bancos de nivel o referencias de puntos bien definidos. Estos bancos de nivel permitirán un control de líneas, cotas, Se pendientes y otros durante el periodo de construcción y cualquier otro trabajo de tipo topográfico necesario, como control de deformaciones de la superestructura, asentamientos probables de fundaciones, acortamiento elástico de la estructura y otros parámetros que el SUPERVISOR considere necesario controlar. Todo este trabajo estará en estricta sujeción de los planos de construcción o a las instrucciones por escrito del SUPERVISOR

Al margen del replanteo inicial, el contratista deberá contar permanentemente con un equipo topográfico para realizar el control permanente de los trabajos que se vayan ejecutando hasta la conclusión total de la obra.

Los instrumentos topográficos requeridos, personal y todos los medios necesarios de medición y de referencia serán provistos por el CONTRATISTA.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

El contratista proveerá todos los materiales, herramientas y equipo necesarios, para el replanteo y trazado de obras.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Concluida la limpieza del terreno en el emplazamiento del puente incluyendo el retiro de la capa vegetal, se procederá a instalar testigos de línea y nivel mediante el hincado de mojoneros de hormigón. A partir de estos testigos se realizará el replanteo de las excavaciones de acuerdo a los planos. Se colocarán caballetes de madera en los vértices para sostener guías que serán proyectadas en el terreno y marcadas por medios adecuados como cal u otros medios que servirán de base para la ejecución de las excavaciones, al margen de la ubicación inicial de la obra, se debe realizar un control estricto de los niveles

y ubicación de los encofrados de cada parte del puente, así mismo se debe controlar la verticalidad, nivel y platinaría de todos los elementos estructurales.

Para la etapa de la construcción y lanzamiento, de igual manera en la etapa de tesado y etapa de prueba de carga se deben controlar las deformaciones del tablero con un con un equipo de alta precisión.

Para el replanteo del camino de acceso, se debe establecer claramente el eje de la vía de acceso que consiste en un camino doble carril y se deben identificar claramente las secciones a cortar o rellenar con la colocación de estacas en señalando los límites de corte de cada una de las secciones del terreno.

Para las obras de arte menor de debe proceder de manera similar a replanteo del puente vehicular. colocando o reponiendo BM's en los extremos visibles, de manera que permita realizar la ubicación de cada parte de la estructura.

4. MEDICIÓN.

No corresponde ninguna medición.

5. FORMA DE PAGO.

El replanteo será medido en forma global, serán pagados en certificados parciales de acuerdo al avance ejecutado, y al precio unitario de contrato, el mismo que presenta una compensación total, al contratista, por equipos y herramientas, materiales, mano de obra, gravámenes e impuestos, beneficios y cargas sociales, gastos generales y administrativos y utilidades.

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	Unidad de medida
3	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	GLB

ÍTEM – 4

EXCAVACIÓN EN ROCA

1. DESCRIPCIÓN

Este ítem se refiere a la excavación y nivelación del terreno donde estarán emplazadas las diferentes obras que forman parte del sistema de riego. Los procedimientos de ejecución son según las características y tipo de terreno.

La ejecución del presente ítem se lo realizara una vez aprobado el replanteo topográfico y la actividad de excavación sea autorizada por el supervisor.

Todos los materiales provenientes de excavaciones deben ser colocados de manera de no obstaculizar el trabajo y permitir el libre acceso a todas las partes de la zanja. Ni tampoco deber ser depositado en lugares que dañen la propiedad privada o pública.

Dichos materiales deben estar arreglados en pilas bien hechas, de manera de incomodar lo menos posible el tráfico y a los propietarios vecinos al trabajo.

2. MATERIALES Y HERRAMIENTAS

Los materiales a utilizar serán explosivos en cantidades adecuadas y las herramientas a utilizarse podrán ser con perforador o con barrenos.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO

1.- Excavación en roca con explosivo

1.1.- Procedimiento de ejecución.

Este ítem se refiere a la excavación de terreno en el lugar de emplazamiento de la obra de toma, dicha excavación es para realizar la fundación de los muros del azud y los muros de encauce, muros de protección, para ello es necesario realizar un desagüe y/o agotamiento.

La excavación podrá ser realizada con explosivos y de forma manual a efectos de remover un poco hasta el nivel de fundación, con personal especializado en el tema.

El agotamiento deberá realizarse de manera paralela al proceso de excavación con la finalidad de evitar derrumbamientos, las aguas evacuadas deben ser conducidas convenientemente a fin de evitar las molestias al trabajo y en las inmediaciones.

El contratista debe mantener agotada la excavación desde el momento que escurra las aguas hasta que se haya concluido los trabajos de hormiguedo y fraguado de las fundaciones.

4. MEDICIÓN

Los volúmenes de excavación se medirán en metros cúbicos (m³) y serán calculados y clasificados según los tipos de suelos, de acuerdo a las secciones indicadas en planos, a las dimensiones autorizadas por el supervisor.

5. FORMA DE PAGO

Los volúmenes totales de excavación, resultante de la medición descrita anteriormente, serán pagados por m³ y de acuerdo a los precios unitarios consignados en la propuesta y aceptada bajo las denominaciones anteriormente indicados

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
4	EXCAVACIÓN EN ROCA	M3

ÍTEM - 5

HORMIGON POBRE DE NIVELACION DOSIF. 1.3.3

1. DESCRIPCIÓN.

Consiste en la colocación de un hormigón con una relación 1.3.3 $f_{ck} = 110 \text{ kg/cm}^2$ con la finalidad de tener una base nivelada y proteger las armaduras de las fundaciones esta carpeta tendrá un espesor de 10 cm previa excavación a nivel de fundación además se realiza una inyección para cubrir los vacíos que pueda tener la roca.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista deberá suministrar todos los materiales, herramientas, equipo e implementos necesarios y correspondientes para la ejecución de los trabajos.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Para la ejecución de los trabajos se procederá de la forma siguiente.

Se procederá al replanteo de los mismos utilizando hilos con estacas, además como referencia se podrán usar los niveles de fundación indicados en los planos de obra Previa aprobación de Obras.

4. MEDICIÓN.

El hormigón se medirá en metros cúbicos (m^3) del elemento colocado. En esta medición incluirá únicamente aquellos trabajos que sean aceptados por el supervisor de Obra, que tengan las dimensiones indicadas en los planos.

5. FORMA DE PAGO.

Los trabajos ejecutados, de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medidos según lo señalado y aprobados por el Fiscal de Obra, serán cancelados a los

precios unitarios de la propuesta aceptada. Dichos precios serán compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
5	HORMIGÓN POBRE DE NIVELACIÓN	M3

ÍTEM – 6

HORMIGÓN SIMPLE TIPO “A” P/ INFRAESTRUCTURA R 25 MPA

ÍTEM – 11

HORMIGÓN SIMPLE TIPO “A” P/ DIAFRAGMA R 25 MPA

ÍTEM – 13

HORMIGÓN SIMPLE TIPO “A” P/ LOSA, BORDILLO Y ACERA R 25 MPA

1. DESCRIPCIÓN

Este Ítem consiste en la fabricación, dosificación encofrado, curado y desencofrado de un hormigón "Tipo A" 1: 2: 2 y resistencia de 25 MPa.

Requisitos de hormigón	Tipo “A”
Mínima resistencia a los 28 días (Mpa)	25
Mínima cantidad de cemento en H° (kg/m ³)	380
Máxima relación agua/cemento	0,5
Máxima asentamiento en cono de abrams	1”-2”
Máxima tamaño de agregado grueso (Pulg.)	1”

2. MATERIALES

a) Cemento.

El cemento Pórtland, deberá llenar las exigencias en las especificaciones AASHO T-85 0 C- 150 de la ASTM se deberá usar un solo tipo de cemento en la obra, excepto cuando el Ingeniero Fiscal lo autorice.

En ningún caso se permitirá que una misma sección de la obra, ni en un solo vaciado continuo de hormigón el uso de cemento de marcas diferentes. El contratista proveerá medios adecuados para almacenar el cemento y protegerlo de la humedad.

En caso de disponer de distintas marcas de cemento, deberán almacenarse por separado. Las bolsas de cemento que por cualquier circunstancia hubieran fraguado parcialmente, o que contengan terrones de cemento aglutinado serán rechazadas. El uso de cemento recuperado de bolsas que no esté en su envase original o cuyo embalaje haya sido abierto, no será permitido.

b) Agua.

vegetales, azúcar y otras impurezas Toda el agua utilizada en el hormigón deberá ser aprobada por el Ingeniero Fiscal y carecerá de aceites, ácidos, alcalis, sustancias El Ingeniero Fiscal hará los análisis convenientes para determinar si el agua cumple los requisitos que se exigen.

c) Agregados finos.

Los agregados finos se compondrán de arenas naturales, o previa aprobación de otras características similares que posean partículas durables materiales inertes de Los agregados finos no cables de distintas fuentes de origen verían depositar se o en un mismo caballete o acopio, ni unirse en forma alternada almacenarse en la misma obra de sin previo permiso del Ingeniero Fiscal. construcción, Los agregados finos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan de los porcentajes de la tabla No 2.

Sustancias perjudiciales	Método de ensayo AASHO	Porcentaje en peso
Terrones de arcilla	T-112	1
Carbón o lignito	T-113	1
Mat. Que pasa tamiz No 200	T-11	3

Todos los agregados finos deberán carecer de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Los que sometidos sean a tal comprobación, mediante el ensayo colorimetro; método AASHO T-21 y que produzcan un color más oscuro que el normal, serán rechazados a menos que pasen satisfactoriamente un ensayo de resistencia de mortero.

Los agregados finos serán de graduación uniforme y en tal sentido deberán llenar las exigencias indicadas en la tabla No 3.

No del Tamiz	Porcentaje que pasa en peso por criba de malla cuadrada AASHTO T-27
3/8	100-100
No 4	95-100
No 16	45-80
No 50	10-30
No 100	2-10

De manera general, el término agregados se divide en 2 sub términos; agregados finos y agregados gruesos.

Agregado grueso. Según el Sistema de Clasificación de Suelos SUCS, se define como agregado grueso, a la parte del agregado pétreo total que queda retenido en el tamiz #4.

Agregado fino. Según el Sistema de Clasificación de Suelos SUCS, se define como agregado fino, a la parte del agregado pétreo total que pasa el tamiz #4 y queda retenido en el tamiz #200.

Agregado grueso

Los agregados gruesos para el hormigón se compondrán de piedras trituradas, gravas naturales y otro material inerte aprobado de características similares que se compongan de piezas durables y caracteres de recubrimiento calcáreo e indeseable.

Los agregados gruesos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan los porcentajes indicados en la tabla No 4.

Sustancias perjudiciales	Método de ensayo AASHTO	Porcentaje en peso
Terrones de arcilla	T-112	0,25
Material que pasa por tamiz No 200	T-11	1
Pieza planas o alargadas (longitud mayor 5 veces su espesor máximo)	-	10

Los agregados gruesos deberán carecer de impurezas orgánicas perjudiciales.

Los agregados gruesos deberán tener un porcentaje de desgaste no mayor de 50% a 500 revoluciones por minutos al ser cometidos al ensayo de abrasión "Los Ángeles" (AASHTO T %-77).

Los agregados gruesos deberán llenar las exigencias de la Tabla No. 5 que sigue para el o los tamaños fijados y tendrán una graduación uniforme entre los límites especificados.

No del Tamiz	Tamaño máximo de agregado			
	3/4	1"	1 1/2	2"
2 ½ pulg.	-	-	-	100
2 pulg.	-	-	100	95-100
1 ½ pulg.	-	100	95-100	-
1 pulg.	100	95-100	-	35-70
¾ pulg.	95-100	-	35-70	-
½ pulg.	-	25-60	-	10-30
3/8 pulg.	20-55	-	10-30	-
No 4	0-10	0-10	0-5	0-5
No 8	0-5	0-5	-	-

El contratista deberá presentar quincenalmente la curva granulométrica del material que tiene en el acopio.

Lavado

Todos los agregados finos y gruesos deberán ser lavados antes de ser usados en el hormigón. Todo aquel material proveniente de las excavaciones, que sea susceptible de compare tenga la aprobación del fiscal.

Madera para encofrado.

Podrán ser maderas preferentemente resinosas, como ser. Pino, tajibo, Laurel, etc.

Tendrán la residencia y estabilidad adecuadas, para lo cual serán debidamente arriostrados.

Además, se deben presentar los cálculos necesarios de estabilidad y resistencia que justifiquen el sistema de encofrado elegido.

Los encofrados se construirán de tal forma que puedan ser removidos sin necesidad de golpearlos o palanquearlos contra el hormigón y se retirarán de modo que se eviten daños en el hormigón y se asegure la completa estabilidad de todas las partes de la estructura. Los encofrados no se retirarán hasta que el hormigón se haya endurecido lo suficiente como para sostener con firmeza su propio peso y las sobrecargas que pudiesen ser colocadas sobre el mismo.

En cualquier caso, los encofrados deberán permanecer en su sitio por lo menos durante el mínimo de tiempo requerido después del vaciado del hormigón, el cual se especifica a continuación.

Apoyos de tubería 2 días

Encofrados laterales para vigas 2 días

Encofrados para fondos de losas de cubierta 14 días

Bases de encofrado para vigas 14 días

Paredes 2 días

Curado de Hormigón

Curado con agua

Todos las superficiales del hormigón se mantendrán húmedas durante 7 días por lo menos después de la colocación en caso de haberse usado el cemento Portland normal y durante tres días cuando el cemento empleado sea de fraguado rápido.

Las losas de calzadas y aceras serán cubiertas con arpillera, paños de algodón u otro tejido adecuado después de terminada la superficie.

Todos los materiales deberán permanecer en su lugar durante el periodo completo de curado o podrán ser retirados cuando el hormigón haya fraguado lo suficiente como para impedir que se deforme. De la cual citada superficie será protegida inmediatamente con arena, tierra, paja, o materiales similares-

En todos los casos los materiales citados se mantendrán bien humedecidos, durante todo el periodo de curado. Todas las demás superficies no protegidas por moldes serán mantenidas húmedas, ya sea mediante regado de agua o por el uso de arpilleras, paños de algodón u otras telas adecuada, húmedas, hasta el final del periodo de curado.

Cuando se permita mantener moldes de madera en su lugar, durante el periodo de curado, los mismos húmedos en todo momento, para evitar que se abran en las juntas.

Curado por recubrimiento con membranas

Cuando los planos o los pliegos de condiciones lo indiquen, se empleará un material liquido formador de membranas para el curado del hormigón, después de la remoción de los moldes, o sobre plataformas y aceras, después de la eliminación del agua superficial.

Dicho líquido de curado se regará sobre la superficie del hormigón, una o más capas, a un régimen de 1 litros por cada 7 m² de superficie, para el número total de capas a aplicar. En caso de que el sellado formado para la membrana se rompa o resulte dañada antes de la expiración del periodo de curado, la zona afectada deberá repararse de inmediato por medio de la aplicación adicional de material formado de membrana.

Todo el tránsito será cortado en las superficies tratadas, durante un periodo de 48 horas con hormigón común, o de 24 horas con el hormigón de fraguado rápido. Si después de dicho periodo.

Las operaciones del contratista requieren el uso del pavimento este será protegido recubriéndolo con tierra arena u otro método que satisface al supervisor.

3. MÉTODO CONTRACTIVO

El hormigón de las fundaciones podrá ejecutarse por etapas, con una altura mínima 2 m. en las juntas de construcción se cuidara especialmente la unión de los hormigones para ello se limpia y escarifica cuidadosamente la superficie con cepillo de acero hasta desprender la costra brillante de la superficie del hormigón viejo, se lavara con agua y se vaciara una capa de 3 cm de mortero 1:2 luego se procede a vaciar el nuevo hormigón. Antes de una cada hormigonado la supervisión deberá efectuar el control de la armadura, encofrado, y dimensiones.

4. MEDICIÓN

Este ítem se medirá en metros cúbicos (m³) de hormigón Armado vaciado de acuerdo a de plano y Previa aprobación del fiscal de obra.

5. FORMA DE PAGO.

El hormigón simple para su empleo en estructuras con resistencia de 25 MPa, será medido y pagado en metros cúbicos (m³) de hormigón simple colocado y aprobado por el pedid Dicho precio será compensación total por los materiales, encofrados, apuntalamientos, la preparación, transporte, colocación, consolidación, curado y desencofrado, así como toda mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos necesarios para la adecuada y correcta ejecución del volumen de hormigón de nivelación y hormigón simple previsto según la presente Especificación.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
6	HORMIGÓN SIMPLE TIPO "A" P/INFRAESTRUCTURA R 25 MPA	M3
Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
11	HORMIGÓN SIMPLE TIPO "A" P/DIAFRAGMA R 25 MPA	M3
Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
13	HORMIGÓN SIMPLE TIPO "A" P/LOSA, BORDILLO Y ACERA R 25 MPA	M3

ÍTEM – 7

ACERO ESTRUCTURAL FYK = 500 MPA P/INFRAESTRUCTURA

ÍTEM – 12

ACERO ESTRUCTURAL FYK = 500 MPA P/DIAFRAGMA

ÍTEM – 14

ACERO ESTRUCTURAL FYK = 500 MPA P/LOSA, BORDILLO Y ACERA

1. DESCRIPCIÓN.

Este trabajo consiste en el aprovisionamiento y la colocación de acero estructural de refuerzo en la clase, tipo y tamaño fijados, de acuerdo con la presente especificación y de conformidad con las exigencias establecidas en los planos.

2. MATERIALES.

La cantidad de acero a emplear será la especificación en el proyecto y se ajustará a las prescripciones de AASHTO M-31 (ASTM 615)

El alambre de amarre deberá satisfacer los requisitos de la ASTM, designación A-825.

3. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS. MATERIALES,

Todo material a utilizarse para refuerzos metálicos será almacenado sobre una plataforma de madera a otros soportes aprobados, protegido de cualquier daño mecánico y deterioro de la superficie causado por su exposición a condiciones que produzcan herrumbre, pintura, aceites y otros materiales que perjudiquen su ligazón con al hormigón. Debe tomarse en cuenta el uso de cizalla de corte.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Corte Y Doblado

El corte doblado de las barras debe efectuarse en frío, de acuerdo estrictamente con las formas dimensiones indicadas en los planos. Cualquier variación o irregularidad en el doblado motivará que las barras sean rechazadas.

Empalmes

No se permitirá empalmes excepto en los lugares indicados en los planos o aceptado por escrito por el ingeniero.

Los empalmes se efectuarán por superposición de los extremos en una longitud no menor de 40 veces al diámetro de la barra sujetándolos se hará de acuerdo con las especificaciones permitentes.

Colocación

Las barras de acero para armadura deberán estar exentas de cualquier material nocivo, antes de colocarlas en los encofrados.

Las armaduras deberán colocarse en los encofrados en las posiciones indicadas proyecto y amarrada entre sí por medio de alambre de amarre. La condición especial a cumplir, será que las barras del refuerzo una vez colocadas mantengan rigurosamente el esparcimiento calculado y formen un conjunto rígido sin que puedan moverse ni deformarse al vaciar el hormigón y apisonarlo dentro los encofrados.

La colocación y fijación de los refuerzos en cada sección de la obra deberá ser aprobada por el ingeniero antes de que se proceda al vaciado del hormigón.

Control por el ingeniero

El diámetro medio, en caso de barras lisas de sección circular, podrá determinarse mediante un calibrador.

Tolerancia

En caso de barras con ranuras o estrías, o de sección no circular, se considera como diámetro medio el diámetro medio al diámetro de la sección transversal de una barra de acero ficticia, de sección circular, con un peso por metro igual al de la barra examinada (peso específico del acero: 7850 Kg./ m³)

El peso nominal de las barras es el que corresponde a su diámetro nominal. El peso real de las barras, con diámetro nominal igual o superior a 3/8. debe ser igual a su peso nominal con una tolerancia de más menos (-) 10% en caso suministro de barras de la misma sección manual nominal, del verificarse si son respetadas las tolerancias indicadas.

Ensayos de control

El contratista tendrá la obligación de presentar las planillas sobre la cantidad de los aceros expedidos por laboratorista especializados locales o del exterior.

Resistencia a la tracción incluyendo la determinación de la tensión de fisuración tensión de ruptura y módulo de elasticidad.

Doblado

Condiciones requeridas

Se aceptará como acero de refuerzo para armadura solamente el material que satisfaga lo prescrito anteriormente.

Las barras no deberán presentar defectos perjudiciales tales como fisuras, escamas, oxidación excesiva y corrosión. Las barras que no satisfagan esta especificación serán rechazadas. Si el porcentaje de barra defectuosas fuera elevado a tal punto que tome prácticamente imposible la separación de ellas, todo el lote será rechazado.

Los ensayos de tracción deben demostrar que la tensión de fluencia, tensión de ruptura y módulo de elasticidad son iguales o superiores a los mínimos fijados.

Almacenamiento

Todo material a utilizar para refuerzos metálicos será almacenado sobre una plataforma de madera y Otros soportes aprobados, protegido de cualquier darle mecánico y deterioro de la superficie causado por su exposición a condiciones que produzcan herrumbre.

Al ser colocado en la estructura el material deberá estar libre de polvo, escamas, herrumbre, pintura, aceites u otros materiales que perjudiquen su ligazón con el hormigón.

4. MEDICIÓN.

El acero para el hormigón armado será medido por kilogramo sobre la base del peso teórico de acero de armadura colocado en la obra de acuerdo con las planillas que figuran en los planos. Sin considerar adiciones por pérdidas, ya que las mismas están consideradas en los rendimientos de los precios unitarios correspondientes.

Las abrazaderas, tensores separadores u otros materiales utilizados para la colocación y fijación de las barras en su lugar, no serán medidos para propósito de pago.

5. FORMA DE PAGO

El acero para hormigón armado medido, será pagado al precio unitario contractual correspondiente al ítem de pago definido presentado en el formulario de propuesta.

Dicho precio incluye el aprovisionamiento colocación de todos los materiales así como toda la mano de obra, equipo herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de los trabajos provistos en esta especificación.

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
7	ACERO ESTRUCTURAL FYK=4200 KG/CM2 P/INFRAESTRUCTURA	M3
N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
12	ACERO ESTRUCTURAL FYK=4200 KG/CM2 P/DIAFRAGMA	M3
N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
14	ACERO ESTRUCTURAL FYK=4200 KG/CM2 P/LOSA, BORDILLO Y ACERA	M3

ÍTEM- 8

VIGA PRETENSADA

1. DESCRIPCIÓN

Este ítem comprende todos los trabajos que deben realizarse para la elaboración de la viga pretensada.

El proceso de postensados de estructuras en hormigón con los elementos elevaciones diseño y dimensiones indicadas en los planos o establecidos por el INGENIERO y en concordancia con estas y otras especificaciones requeridas por los ítems de trabajo. El trabajo deberá incluir el cableado e inyección inyección en las vainas de la estructura postensada de acuerdo a los planos, las especificaciones de resistencia y los requerimientos establecidos, el suministro para el sistema particular de lechada de cemento para la inyección a presión de los ductos.

Con anterioridad al vaciado de cualquiera miembro que vaya a ser pre esforzado, el contratista deberá presentar al INGENIERO, para su aprobación, detalles completos de los métodos, materiales y equipos que se propone emplear en las operaciones correspondientes. Dichos detalles deberán presentar describir el método y la secuencia del tesado, con detalles y especificaciones completas sobre el acero y dispositivos de anclaje a emplearse, propuesto de las operaciones de pre esforzado, incluyendo el orden propuestos de las unidades de pre esforzado de los distintos miembros, lechada para los ductos y equipo de inyección.

El tesado de los cables se ejecutará de uno o de ambos extremos de la viga, según el orden indicado en el plano correspondiente y de acuerdo a las tensiones y alargamientos indicados en las fichas de tesado, preparadas por el Contratista y aprobadas por el supervisor.

El tesado de los cables se ejecutará cuando las probetas acusen las resistencias mínimas especificadas. A no ser que el SUPERVISOR ordene lo contrario, el Contratista deberá certificar que tendrá disponible un técnico experimentado en el método aprobado de pre esforzado.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

2.1. Hormigón y Lechada de Cemento

El hormigón deberá ser elaborado de acuerdo a lo especificado en el ítem de Hormigón y deberá ser de las Clases "PP" o "p". La lechada de cemento deberá ser preparada de acuerdo a lo indicado a esta especificación.

2.2. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo deberá cumplir con lo dispuesto en AASHTO M-31 (ASTM A-615), y según lo en cualquiera de los demás ítems de Acero estructural.

2.3. Acero de pre esfuerzo

Consiste en torones esfuerzo con diámetro nominal D-1/2" de 7 alambres grado 270KSI y baja relajación. Deberá ajustarse a los requisitos de AASHTO M-204 (ASTM A-421) Y AASHTO M-203 (ASTM A-416).

El acero para pre esforzado deberá ser protegido contra daño físico y oxidaciones u otros resultados provenientes de la corrosión en todo momento, es decir, desde su fabricación hasta su colocación. El acero de pre esfuerzo que atenido daño físico en algún momento debe ser rechazado. Una oxidación superficial suave no es motivo para rechazo.

El acero de pre esforzado deberá ser empacado en "contenedores" u otras formas de embarque y el almacenamiento del acero contra daños físicos y corrosión durante el embarque y el almacenamiento. Un anticorrosivo que evite la oxidación debe ser colocado en el "contenedor" o, cuando lo requiera el supervisor, puede ser aplicado directamente sobre el acero. El anticorrosivo no deberá tener efectos deletéreos en el acero al hormigón.

Los embalajes deben ser claramente marcados indicando que contienen acero para pre esforzado de alta resistencia, los cuidados de manipuleo, tipo, clase y cantidad de anticorrosivo utilizado incluyendo la fecha de embalaje, instrucciones de seguridad y de uso.

Todo el acero de pre esforzado para pos tensado debe asegurarse en los extremos por medio de sistemas de anclaje para pos tensado debiendo sostener el acero a una carga que produzca una fatiga no menor a 95% de la fatiga de tracción mínima garantizada.

La carga del dispositivo de anclaje deberá ser distribuida al hormigón por medio de dispositivos aprobados que distribuirán en forma efectiva la carga del hormigón.

Tales dispositivos aprobados deberán conformar los siguientes requisitos.

La tasa final de tensión a la compresión en el hormigón transmitida directamente y por debajo de la placa o dispositivo de anclaje no debe exceder a 210 Kg/cm² (3.000 lbs. Por pulgadas cuadrada).

La tensión a la flexión en la compresión incluida por la tracción del preesforzado no exceder el punto de deformación del material o causa distorsión visible en la plancha de anclaje cuando 100% de la carga máxima es aplicada tal como determine el ingeniero.

Si el contratista decide proveer dispositivos de cierto tipo que sean suficientemente grandes, los cuales conjuntamente con una rejilla de acero empotrada en el hormigón entonces las placas de distribución de acero pueden omitirse con la previa autorización escrita del Ingeniero.

Cuando el extremo del dispositivo de preesforzado no sea cubierto por el hormigón, los dispositivos de anclaje serán insertados de modo que los extremos del acero y todas las partes de los dispositivos de anclaje estarán por lo menos 5cm. dentro de la superficie de los miembros, a no ser que un empotrado más profundo sea indicado en los planos. A continuación, posteriormente al postensado aprobado por el Supervisor, los recesos deben ser llenados con mortero de cemento.

2.4. Bloque de Anclaje

Se debe proveer bloques de anclaje 12V 1/2" con su juego completo (placa + corneto + corona + 12cuñas).

2.5. Vaina

Se debe proveer vainas metálicas con diámetro D=70mm.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Todos los alambres, torones, anclajes de ensamblado o barras a ser embarcadas a la obra deben tener asignado un número de lote individual y marcas adecuadas para propósitos de identificación.

Todas las muestras suministradas deberán ser representativas del lote a ser provisto y, en el caso de alambre o torón, deberán ser tomadas del mismo tambor original.

Todos los materiales especificados para ensayo deberán ser suministrados libres de costo y con suficiente anticipación a la fecha de su uso. Las siguientes maestras elegidas de cada lote deben ser provistas.

a) Método de pretensado. Muestra de por lo menos 2 m. de largo para cada sección estándar y proveniente de cada rollo.

Método de pos tensado. Para alambres que requieren cabezal 5 m. y los que no requiere una longitud para preparar un cable de 1.50 m, colocado paralelamente el mismo número alambre como el cable que va a ser proporcionado.

Para torones a ser proporcionados con accesorios, 1.50 m entre los extremos anteriores de los accesorios.

Para barras a ser proporcionadas con extremos roscados y tuercas, 5 m. entre las rocas e los extremos.

Anclajes de Ensamblado, Dos anclajes de ensamblaje deberán ser proporcionados con placas de distribución de cada tamaño y tipo a ser usado, si los anclajes de completos, no están fijos a la maestra de refuerzo.

Cuando el sistema de pretensado ha sido previamente ensayado y aprobado para un proyecto similar por una agencia aceptable al Ingeniero, no es necesario que sean proporcionadas las Cuando muestras diseño o completas de cables, a condición de que no se efectúe ningún cambio en los materiales, detalles previamente aprobados.

Equipos para presforzado

El contratista deberá disponer como mínimo del siguiente equipo para pretensado, que podrá ser Contratista propio o alquilado.

Un gato de tesado

Una bomba con manómetros para el gato

Un inyector de mortero para las vainas

Los gatos hidráulicos usados para tirar los tendones deberán ser equipados con manómetros de presión o célula de carga para determinar la tensión aplicada, a opción del Contratista. Si fuese usado manómetro de presión, deberán tener un dial de lectura de precisión por lo menos de 15 cm. De diámetro y cada gato y su manómetro deberá ser

calibrado como una unidad con el cilindro de extensión en posición aproximadamente y correspondiente a la fuerza final de aplicación y deberá estar acompañado por un gráfico de calibración certificado. Si es usada la célula de carga, deberá ser calibrada y provista de un indicador por medio del cual puede determinarse la fuerza de pretensado en el tendón. Los límites de la célula de carga deberán ser tales que el 10% inferior de la capacidad normal de fabrica no deberá ser usada en la determinación de las de la tensión aplicada por el gato.

El contratista deberá adoptar medidas de seguridad que eviten accidentes debidos a una posible ruptura del cable que esta siendo tensado o por resbalamiento de las grampas o mordazas durante el proceso de pretensado.

Lugares de prefabricación

El pos tensado de las vigas de hormigón podrá realizar en cualquier lugar elegido por el contratista, sujeto a la aprobación del supervisor. Antes de la aprobación del lugar elegido, el contratista deber presentar un plan de acción en el que se indique cualquier nivelación o alteración de terreno. Al indique cualquier nivelación término del trabajo, el lugar deberá ser despejado de equipo y desechos en lo posible a su estado original.

Vainas o Ductos de Encierre

Las deberán ser colocados exactamente de las ubicaciones indicadas en los planos o aprobadas por el Ingeniero. Los ductos de encierre para el acero pre esfuerzo deberán ser de metal ferroso galvanizado o de tipo aprobado por el Ingeniero herméticos al montero, Los acoplamientos de transición dispositivos de anclaje no requieren ser galvanizados. El agua a ser empleada en el lavado de los ductos deberá contener óxido de calcio, en una cantidad de 12 gr/lit.

Colocación de Acero

Todas las unidades de Acero deberán ser colocadas con exactitud en la posición indicada en los planos y firmemente sostenidas durante el vaciado y fraguado del hormigón.

Los ductos pueden ser fabricados ya sea con costura soldada o entrelazada. No es necesario galvanizar la costura soldada. Los ductos deberán tener la resistencia suficiente para mantener su alineamiento correcto y sección durante el vaciado del hormigón. Las uniones entre las secciones del ducto deberán ser conexiones metálicas que no causan

cambios angulares en las uniones. Deberá emplearse una cinta impermeable en las conexiones.

Los ductos para el acero pre esforzado deberán asegurarse convenientemente para evitar desplazamientos.

Después de su instalación en los encofrados sus extremos deben ser cerrados para evitar el ingreso de agua o sustancias extrañas.

Todos los ductos para intermedio el ingreso continuas deberán tener drenajes de aire por encima de cada apoyo intermedio y, en lugares adicionales como se indique en los planos o instruya el Ingeniero.

Los drenajes de aire serán de tubos estándar con un diámetro mínimo de 1/2 ". Las conexiones a los ductos deberán efectuadas por medio de abrazaderas metálicas. Los drenajes de aire deberán ser herméticos al mortero, encintados como se requiere y para la inyección de la de los drenajes que las deberán disponer de los medios necesarios lechada y través de ellos, así como para su cierre o sellado. Los extremos de aire deben ser cortados a 25 cm. Por debajo de la superficie de la calzada después de inyección de lechada hayan sido concluidas.

las distancias a los encofrados deberán mantenerse con el uso de riostras, bloques, amarres, Las distancias a los suspensores algún u otros soportes aprobados. Los bloques para sostener las unidades y aislarlas de contacto con los encofrados deberán ser prefabricados con mortero, en dimensiones y secciones aprobadas. Las hileras de unidades deberán estar separadas con bloque de mortero o dispositivos igualmente adecuados. Bloques de madera no deberán dejarse en el hormigón.

Cuando el acero de pre esforzado, aceptable para pos tensado sea instalado después de haber completado el curado hormigón y si el tensado e inyección de la lechada fueran terminados dentro de 10 días calendario después de la instalación del acero de pretensado, la oxidación que pueda formarse durante los 10 días citados no será causal para el rechazo del acero. El acero de pre esforzado instalado, tensado y enlechado como se indica, ejecutado en su totalidad dentro de 10 días calendarios no requiere el uso de anticorrosivos en el ducto como operación siguiente a la instalación del acero de pre esforzado. El acero de pretensado instalado como se indicó anteriormente pero no

enlechado dentro de los 10 días calendario, deberán someterse a todos los requerimientos necesarios para su protección contra la corrosión o rechazo por la oxidación resultantes.

Después de que el acero de pre esforzado haya sido instalado, no se permitirá ninguna soldadura ni introducción de los equipos de soldar sobre los encofrados.

Alambres, grupos de alambres cables e hilos paralelos y cualquier otro elemento de pre esforzado deberán ser alineados para asegurar su posición correcta dentro de los ductos.

Deben proveerse espaciamientos horizontales y verticales adecuados para son tener los ductos en un contratista posición dentro los ductos.

Observaciones del hormigón

El Hormigón no debe vaciarse en los encofrados hasta que el ingeniero haya revisado y aprobado su colocación del acero de pretensado ductos anclajes y cables. El hormigón deberá ser vibrado el desplazamiento de refuerzos ductos o cables.

Con anterioridad a vaciado del hormigón, el contratista demostrara a satisfacción del ingeniero que todos los ductos no están obstruidos.

Curado

El proceso de curado a vapor puede ser usado como alternativo al curado de agua. Los moldes de vaciado para cualquier curado con vapor deberán estar completamente cerrado por una adecuada envoltura herméticamente construida para evitar escapes de vapor y, asimismo aislar del aire exterior. Dos o cuatro horas después que haya sido colocado el hormigón y después que éste hubiese pasado su fraguado inicial, se debe iniciar la primera aplicación a vapor, a no ser que se haya usado retardador, en cuyo caso el periodo de espera antes de la aplicación del ar en a 6 horas.

El vapor deberá tener un 100% de humedad relativa para prevenir pérdidas de humedad y proporcionar una adecuada hidratación del cemento. Las aplicaciones del vapor no deberán ser directas sobre el hormigón. Durante la aplicación del vapor, la temperatura del aire ambiental deberá ser directas sobre el hormigón. Durante la aplicación del vapor, la temperatura del aire ambiental deberá incrementarse a una tasa de que no exceda de 4° C por hora, hasta alcanzar una temperatura máxima de 60°C a 71°C. Esta temperatura deberá mantenerse hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia deseada. Al suspender la aplicación del vapor la temperatura del aire ambiental no deberá mantenerse

hasta que el hormigón haya alcanzado la temperatura de 11°C por encima de la temperatura del aire a la cual será expuesto el hormigón. El hormigón no deberá ser expuesto a una temperatura inferior a la de congelamiento, por lo menos hasta que hayan transcurrido días después del vaciado.

Después de haberse con cubiertas adecuadas o curado húmedo contra los ambientes de temperatura o humedad.

extrema durante 7 días después del vaciado. Si el Contratista propusiese un curado por otro método especial, método y sus detalles deberán ser sometidos a la aprobación del supervisor.

Postensado

El tensado del acero no deberá comenzar hasta que los ensayos sobre los cilindros de hormigón contenidos y curados bajos las mismas condiciones del miembro particular haya alcanzado la resistencia a la compresión de por lo menos 245Kg/cm², a no ser que se disponga de otra instrucción. Después que el hormigón haya alcanzado la resistencia requerida, el acero de pre esforzado deberá ser tensado por medio de gatos a la tensión deseada y la fatiga transferida a los anclajes terminales. El hormigón vaciado en sitio no debe ser pos tensado hasta por lo menos 7 días después de que el ultimo hormigón haya sido colocado en miembros a ser postensados hasta que la resistencia del citado hormigón haya alcanzado la tensión especificada para el momento del tensado. Todos los laterales del encofrado de vigas deben ser retirados antes del pos tesado. Los puntales que soportan la parte inferior de las losas de la estructura no deben ser removidos hasta que haya pasado por lo menos 48 horas después de la inyección de la lechada de los tendones pos tensados y hasta que las otras condiciones especificadas hayan sido cumplidas.

El proceso de tensado deberá ser realizado de modo que la tensión aplicada y la deformación de los elementos de pre esfuerzo sean medidas en todo tiempo. Se deberá obtener en todo momento un registro de las presiones calibradas y elongaciones para someterse a la aprobación del supervisor.

Adherencia del Acero

El acero de pre esfuerzo deberá ser adherido al hormigón, llenado con lechada los espacios vacíos entre el ducto y el tendón.

La lechada para la inyección contendrá una mezcla de cemento portland, agua potable y un aditivo expansible (SIKA INTRAPLAST) o similar aprobado por el supervisor. No deberá usarse aditivos que contengan cloruros o nitratos. La dosificación será proporcionada por el Contratista y aprobada por el supervisor. En todo no es recomendable utilizar una relación agua/cemento mayor de 0.45, no obstante, se deben seguir las instrucciones del fabricante. El todo no es del aditivo será el estrictamente necesario para lograr una mezcla fluida y calidad consistencia de la pintura gruesa, proporcionada, de modo que no se provoque la separación del agua libre de la mezcla.

En proceso de mezclado el agua debe ingresar primero seguida por el cemento y el aditivo, el equipo debe proporcionar una lechada completamente mezclada y uniforme.

Las bombas de inyección de la lechada serán determinadas por el Ingeniero, de acuerdo con US Corps o Engineers Test Methodm CPD-C79. El tiempo de emisión de la lechada no deberá ser menor que 11 segundos inmediatamente después de su mezcla. El equipo de inyección deberá ser capaz de inyectar la lechada a una presión de 7 kg/cm²

Debe existir un equipo disponible para chorro de agua capaz de desarrollar 17 Kg/cm² de presión de bombeo y de capaz adecuada para limpiar cualquier ducto parcialmente inyectado con lechada.

Todos los ductos deberán estar limpios y libres de materiales que puedan disminuir adherencia de la lechada interferir el procedimiento de inyección.

oda la lechada debe pasar por un tamiz con abertura máxima de 2 mm. Antes de ser introducida de inyección.

Los ductos deberán disponer de válvulas mecánicas cierra. Deben instalarse además tubos de ventilación o expulsión con válvulas, tapas u otros dispositivos capaces de sentir la presión de bombeo. Las válvulas tapas no deberán ser retiradas o abiertas hasta que la lechada haya fraguado.

Todo acero de pre esfuerzo que deba adherirse al hormigón deberá estar libre de suciedad, oxidación, grasa u otra sustancia dañina.

Inmediatamente después de completar el vaciado del hormigón, los ductos deberán ser soplados en toda su extensión con aire comprimido, libre de aceite, para romper y remover cualquier mortero dentro del conducto antes de endurecimiento. Aproximadamente

después de 24 horas de haberse vaciado el hormigón, los ductos deben ser lavados con agua y luego soplado con aire comprimido exento de aceite.

Antes de colocar los encofrados para las losas o vigas de la estructura, el contratista demostrará a satisfacción del Ingeniero que todos los ductos están libres de obstrucción y si el acero de pretensado ha sido colocado, que el tendón está libre y sin adherencia al ducto.

Después de que los tendones han sido tensados a la tensión requerida, el ducto deberá ser soplado aire comprimido exento de aceite y completamente relleno desde el extremo más bajo con lechada bajo presión. La lechada deberá ser bombeada a través del ducto y expulsada continuamente en su salida hasta no mostrar vestigios de agua o aire; el tiempo de emisión de la lechada no será menor de 11 segundos. Todos los tubos de ventilación y aberturas deben ser entonces cerrados y la presión de la lechada en el extremo de inyección deberá ser elevado a un mínimo de 7 kg/cm² y mantenida por el menos durante 10 segundos.

Manipuleo

Especial cuidado respecto a su ubicación deberán ser observados en el manejo y transporte esforzado. Vigas y losas prefabricadas deberán ser transportadas y almacenadas en sus depósitos verdaderos procurado que los puntos de soporte y dirección de las reacciones con respecto al miembro sean aproximadamente los mismos a los correspondientes a su ubicación final. Si el Contratista estima aconsejable transportar y almacenar las unidades prefabricadas con otros sistemas podrá hacerlo a su propio riesgo después de notificar al ingeniero de esa intención.

Deberá tomarse precauciones durante el almacenaje izado y manejo de las unidades prefabricadas para evitar grietas o daños. Unidades dañadas por manejo o almacenaje impropio deberán ser reemplazada por el Contratista a su propio cargo.

Colocación

Los miembros estructurales prefabricados deberán ser colocados en la obra de acuerdo con los planos y las previsiones especiales que rigen cada tipo de estructura particular a ser construida.

4. MEDICIÓN.

La cantidad a ser medida para pago será el número de metros lineales de las vigas de hormigón postensado, instalados en sitio y completados. El precio unitario por cada metro lineal incluirá el costo del acero de presfuerzo, ductos lechada de inyección, placas de anclaje, vainas corrugadas, cuñas de anclaje, tuercas y todo el material accesorio o fijado a la unidad prees forzado.

5. FORMA DE PAGO.

Las cantidades determinadas en la forma anteriormente descrita deberán ser pagadas al precio unitario contractual por unidad de medida para cada uno de los ítems señalados más abajo. Dichos precios y pagos constituirán la total compensación por los trabajos descritos para cada ítem.

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
8	VIGA PRETENSADA	ML

ÍTEM – 9

APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO

1. DESCRIPCIÓN.

Se define así a los aparatos de apoyo contruidos por una placa de material elastomérico que permite con su deformación elástica traslaciones o giros de los elementos estructurales que soportan.

Los apoyos deben ser zunchados con chapa de acero unidas fuertemente al material durante el proceso de fabricación.

2. MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

Material elastomérico

El material elastomérico será de caucho sintético (neopreno, DUPONT-GOMATEX). Deberá presentar una buena resistencia a la acción de las grasas, intemperie, ozono atmosférico y a las temperaturas extremas a que haya de estar sometida. Más adelante se define la composición y mecánicas del material y, en particular, su dureza, módulo de y porcentaje máximo de variación de características mecánicas, después de someter características bajo deformación transversal al material a un proceso de envejecimiento artificial. Las planchas de apoyo elastoméricas deberán estar moldeadas y calor. Las muestras de prueba ASTM D-15 Parte B.

Zunchos de acero

Las placas de acero empleadas en los zunchos tendrán un límite elástico mínimo de 2.400 kgf/cm², y una carga de rotura mínima de 4.200 kgf/cm². El acero deberá estar de acuerdo con las exigencias de ASTM A-36.

Las propiedades físicas deberán llenar los requisitos establecidos según la tabla siguiente:

Propiedades físicas	Grado		
	50	60	70
Dureza ASTM D-2240	50+5	60+5	70+5
Resistencia mínima a la tensión ld/pulg ² , ASTM D-412	2,50	2,50	2,50
Alargamiento de la rotura porcentaje mínimo	400	350	300
Ensayos acelerados para determinar características de envejecimiento a largo plazo. Envejecimiento en horno 70 hrs/212 °F, ASTM D-573			
Dureza puntos de cambio máx.	0 a+15	0 a+15	0 a+15

Resistencia al a tensión % de cambio máximo	+15	+15	+15
---	-----	-----	-----

Alargamiento en la rotura, % de cambio máximo	- 40	- 40	- 40
Ozono -1 ppm en aire por volumen, 20 % de deformación 100 +20F – ASTM D-1149, 100 horas	Ninguna rajadura	Ninguna rajadura	Ninguna rajadura
Deformación permanente en compresión -22 hrs/158°F, ASTM D-395 – método B % máximo.	25	25	25
Tesura a temperatura dajas ASTM D-797, a 40°F, módulo de Young Lb/pulg ² , máximo	10,000	10,000	10,000
Ensayo de raspadura – ASTM D-624 – Matriz C, Lb/plg. Lineal mínimo.	225	225	225

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO

Los apoyos de material elastomérico se asentarán sobre una capa de mortero de cemento con una de kilogramos de Kg/m³), de al menos un centímetro (1 cm.) de espesor, de forma que quede su cara superior dosificación perfectamente horizontal, salvo que se indique en los planos que deban quedar con suficiente pendiente. Se vigilará que la placa este libre en toda su altura, con objeto que no quede coartada su libertad de movimiento horizontal.

4. MEDICIÓN

Los apoyos de neopreno serán medidos en decímetros cúbicos. Para el cómputo de los volúmenes se tomarán las dimensiones indicadas en los planos y/o instrucciones escritas del Supervisor de Obra.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado de acuerdo con los planos y presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el supervisor de obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dichos precios será la compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Además, dentro del precio unitario deberá incluirse el mortero de asiento, y cuantas operaciones sean necesarias para que la unidad quede perfectamente ejecutada.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
9	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	DM3

ÍTEM – 10

FALSO PUENTE

1. DESCRIPCIÓN

La especificación se refiere al falso puente necesario para la construcción de vigas y Tableros de la superestructura del puente.

2. MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

Cuando se utiliza madera para la construcción de falso puente esta podrá ser en bruto, de buena calidad y no presentara nudos o fallas que disminuyen su capacidad portante. No se permitirá el uso de troncos salvo autorización estricta del supervisor, quien debe comprobar la calidad y estado de cada uno de los troncos a usarse debiendo marcar convenientemente los apropiados.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO

EJECUCIONEJECUCION

El falso puente será un apuntalamiento de madera debidamente dimensionado. Deberá dimensionarse para resistir adecuadamente las siguientes cargas:

El peso de las vigas y tableros.

Una sobrecarga de 250 Kg/m² representativa del personal obrero y de sus herramientas de trabajo.

Una carga horizontal de 150 Kg/ml aplicada en el borde superior del falso puente. El falso puente deberá permanecer estable sin sufrir asentamientos bajo las cargas indicadas, durante todo el tiempo que sea requerido. El ancho del falso puente deberá ser tal que prevea el apoyo sobre él del encofrado del tablero y de una plataforma de trabajo a cada lado del tablero de por lo menos de un ancho de 1 metro. Dicho sobreancho está considerado en el precio unitario de la partida. Deberá proveerse de los dispositivos necesarios para su fácil descimbrado y de apoyos apropiados los cuales deberán sobresalir del nivel de aguas en la época de construcción de la obra. La obra falsa se construirá de modo de proveer a la estructura de la contra flecha indicada en los planos. El descimbrado no podrá efectuarse antes de 21 días después del llenado del concreto, a menos que se estipule otro plazo en los planos o lo autorice el Supervisor.

En cualquiera de estos casos, la fecha del descimbrado se establecerá de acuerdo al resultado de las pruebas de compresión realizadas en los testigos tomados durante el llenado, y mediante la autorización escrita del Supervisor.

La ejecución de los trabajos se llevará a cabo previa autorización del Supervisor, quien podrá ordenar la paralización de los mismos si considera que no se cumplen las prescripciones de Seguridad en la Construcción, Autocontrol de Calidad y Medidas Correctoras de Impacto Ambiental establecidas en las presentes Especificaciones Técnicas.

Autocontrol de calidad

El Contratista presentará al Supervisor para su verificación y aprobación la memoria de cálculo estructural y planos del falso puente. El Contratista dispondrá de los controles necesarios que garanticen que la superestructura del puente tenga los niveles, alineamientos y dimensiones requeridas en los planos. Del mismo modo se verificará la estabilidad y rigidez de la obra falsa en conjunto sin que sufra asentamientos bajo las cargas indicadas, durante el tiempo requerido. El Contratista efectuará una comprobación de la geometría del falso puente y tomará especial atención en verificar su montaje, sobre todo los apoyos sobre el terreno y los nudos entre barras de la estructura. Antes del uso de los elementos de encofrado, sean de madera o metal, el Supervisor verificará que los paneles, tableros o puntales a utilizarse no presenten deformaciones ni alabeos, agujeros, rajaduras, nudos y en general cualquier defecto que perjudique la apariencia de la estructura terminada. El Contratista cumplirá con desencofrar el falso puente en el plazo señalado, salvo autorización expresa del Supervisor, quien deberá sustentar dicha medida con los certificados de laboratorio correspondientes. El Supervisor verificará que los elementos de soporte o arriostre sean retirados en forma progresiva y que dicho proceso concluya cuando dichos elementos sean innecesarios. El Supervisor autorizará los trabajos de habilitación de madera para encofrados, en talleres destinados para tal fin, solamente en los casos que El Contratista cumpla con establecer en dichos talleres, un nivel de iluminación que fluctúe entre 200 y 500 lux.

Seguridad en la construcción

Se tendrá especial consideración en el empleo de personal competente para las labores de habilitado del encofrado, sobre todo en el uso de sierras eléctricas. El personal además de

tener sumo cuidado en el uso del equipo deberá utilizar mascarillas antipolvo. En las labores de soldadura, el personal encargado deberá contar con pantallas protectoras y elementos de protección visual, a fin de resguardar su integridad física. No se permitirá que el personal utilice los puntales o elementos de arriostre para subir o bajar en el falso puente, de manera que se disminuya el riesgo de caídas y aflojamiento del encofrado que puede ceder fácilmente bajo el empuje del concreto. En el izado de elementos pesados, tales como paneles y otros, se evitará en lo posible el paso de la carga sobre personas. Siempre que haya riesgo de giro o choque de la carga que se traslade, se guiará la misma con cables y/o cuerdas de retención, al respecto se indica que antes de su uso, los cables serán previamente revisados y anclados en forma conveniente. Siempre que resulte necesario el trabajo simultáneo en diferentes niveles superpuestos, se brindará protección a los trabajadores situados en niveles inferiores por medio de redes o elementos de resguardo equivalentes. Cuando en las fases de construcción de estribos sea preciso trabajar en alturas superiores de 3 metros sin protección de barandillas, andamios o dispositivos equivalentes, será obligatorio que los operarios sean provistos de cinturones de seguridad anclados a puntos fijos o redes de protección contra caídas eventuales. Para evitar que el personal caiga del tablero de la superestructura se considerará un sobreancho en los encofrados, de manera que la circulación de los trabajadores se realice en forma apropiada y segura. El proceso de desencofrado será efectuado siempre bajo la vigilancia de un encargado. Las maderas y puntales retirados del falso puente, se apilarán de modo conveniente fuera de las zonas de circulación y trabajo, de tal forma que no puedan caer elementos sueltos a niveles inferiores. Se debe evitar la caída libre de tableros u otros elementos, a fin de no formarlos y prevenir accidentes. Se tendrá especial cuidado con las maderas que ya han sido utilizados en otros encofrados y puedan tener clavos salientes, ocasionando hincaduras por clavos. Por lo que el personal obrero debe utilizar en forma obligatoria botas de seguridad y guantes de protección para evitar posibles accidentes. El Contratista podrá efectuar trabajos nocturnos para la habilitación de encofrados, siempre y cuando disponga de un adecuado sistema de alumbrado en los talleres construidos para tal fin, de manera que en todo momento se proporcione al personal los niveles de iluminación exigidos en el ítem Autocontrol de Calidad. El Contratista dictará medidas de protección contra incendios al personal de obra, a fin de disminuir al mínimo los riesgos de combustión debido a la presencia de material escombustibles (madera apilada).

Medidas correctoras de impacto ambiental

El Contratista deberá dictar dispositivos a su personal, a fin de evitar que sus trabajadores corten la vegetación existente para proveerse de elementos de encofrados, estacas y leña o invadan los terrenos de cultivo adyacentes a la vía. Los materiales de desecho del falso puente no podrán ser dispuestos a media ladera ni arrojados a los cursos de agua existentes, porque pueden ocasionar problemas en la estabilidad de las tierras afectadas, interrupciones del drenaje natural, destrucción de la vegetación natural o destrucción de tierras con valor económico. Dichos materiales no deben ser quemados, salvo disposición expresa del Supervisor de Obra, en casos de justificada excepción. El Supervisor detectará cualquier otro impacto ambiental significativo que se pueda presentar en la ejecución de las obras y que no haya sido considerado inicialmente en el estudio de Impacto Ambiental, proponiendo la medida de mitigación y/o control ambiental adecuado a fin de disminuir o anular sus efectos.

4. Medición

La unidad de medida es el metro cuadrado (m²) de falso puente construido en la sección del cauce por el ancho total de la estructura, según planos, de manera que se consiga apoyar sobre éste, los encofrados de las vigas y de la losa del tablero.

5. Forma de pago

El pago del falso puente será de acuerdo al precio unitario del contrato; dicho precio contempla los materiales, equipo y mano de obra necesarios para la ejecución de la partida,

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
10	FALSO PUENTE	M2

ÍTEM – 16

DRENAJE TUBO PVC D = 4”

1. DESCRIPCIÓN.

Este trabajo consistirá en la Provisión y colocado de tubos de PVC para drenaje pluvial de acuerdo con estas especificaciones y en conformidad con las ubicaciones indicados en los planos o establecidos por el supervisor.

2. MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

Los tubos podrán ser de PVC de 4" de diámetro mínimo con espesor mínimo entre 5 y 6 mm, tubos los requisitos establecidos en la norma ASTM D-1785.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Los tubos se colocarán embebidos en el hormigón, de forma que queden perfectamente empotrados, tanto en de tablero como en los estribos. Los tubos en la losa del tablero deben estar colocados en forma de sesgo a 45° y sobresalir 10 cm de la parte inferior de la losa. Se deberán colocar cuando el encofrado está armado y cuando el acero de refuerzo está siendo colocado. deberán estar debidamente sujetos a la armadura a fin de evitar deslizamientos e inclinaciones de los drenes. Los tubos se colocarán en el tablero cada 3,00 m, en ambos extremos, de acuerdo al detalle de los planos. En el caso de los estribos se dispondrán de drenajes cada 2.0 m en el sentido horizontal y vertical según disposición en planos.

4. MEDICIÓN.

Este Ítem se medirá por metro lineal (ml) de cantidad de tubo de diámetro indicado en los planos, colocados en la obra, medidos de borde a borde de cada dren.

5. FORMA DE PAGO.

Este Ítem se cancelará por metro lineal (ml) y será compensación total de materiales, herramientas, equipo y mano de obra necesarios para su ejecución.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
16	DRENAJE TUBO PVC D=4 “	ML

ÍTEM – 17

JUNTA DE DILATACIÓN

1. DESCRIPCIÓN

Consiste en el aprovisionamiento y colocación de perfiles metálicos angulares de protección y su correspondiente junta de dilatación en los extremos de ingreso de la losa del puente. Conforme a los detalles y especificaciones de los planos.

2. HERRAMIENTAS Y HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

Los materiales componentes serán perfiles angulares de acero con las dimensiones y espesor indicados en los planos y que cumplen con las especificaciones AASTHO M 160.

Deberá usarse perfiles L 100x100x10[mm] con planchuelas metálicas de 6x20x50[mm] soldadas intercaladamente, puesto que servirán de apoyo a la junta de dilatación, de la misma manera, se alisarán pletinas metálicas que servirán para evitar la extracción de la junta de dilatación. Se debe proveer ganchos soldados a los perfiles por medio de barras de acero corrugado de diámetro D-10mm cada 25 cm.

Juntas de Dilatación

La maquinaria y herramientas deberá ser la adecuada como para permitir el colocado de los perfiles y cumplir las estipulaciones de los planos de detalle. Por la importancia estructural que cumplen estos elementos, la mano de obra deberá ser calificada tanto en la fabricación, soldado y colocado.

Las Juntas de dilatación serán de goma, con dureza A60, con las características y geometría similares a la del tipo BS-II OWD250. La calidad y dureza de la junta de dilatación deberá estar aprobadas por certificados de fábrica.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

La cantonera es un elemento estructural fabricado, longitudinalmente deberá acomodarse al bombeo de diseño del puente en la losa, para que éste no sea retirado o sustraído se debe disponer de ganchos soldados firmemente al perfil en las medidas y especificados en los planos.

En el momento de hormigonar la losa, específicamente cuando se está acabando el hormigonado, se colocará la cantonera y se hormigonará solidaria a la cota o nivel de

rasante y en correspondencia a de vía. Las planchuelas que sirven de apoyo a la junta de dilatación se colocarán de que, una vez colocada la junta, su cara superior coincida con la rasante.

La junta será ancho introducida en el espacio entre los dos angulares (cantoneras) y sobre las planchuelas posición definitiva, las juntas de ligeramente hasta que descienda a su dilatación serán impregnadas con clefa o algún otro pegante aprobado por el ingeniero, en las caras metálicas, presionando con los perfiles metálicos (cantoneras), por lo que se deberá proceder a una limpieza profusa de las caras de los perfiles metálicos (cantoneras) y junta de dilatación.

Una vez concluidas la colocación de la junta de dilatación se deberá soldar transversalmente a los perfiles metálicos (cantoneras) y la junta de dilatación, solamente en la parte superior de uno de los propósitos de evitar la extracción la junta de dilatación. Se colocarán las pletinas metálicas cada 2 metros, procurando que las mismas no se encuentren en las huellas por donde pasarán los vehículos.

4. MEDICIÓN.

Se efectuará por metro lineal, que comprende los dos angulares (cantoneras), los ganchos soldados a las cantoneras, las planchuelas, la junta de dilatación en su conjunto y las metálicas, de acuerdo a lo indicado en los planos de detalle.

5. FORMA DE PAGO.

El pago comprenderá el total de metros lineales de cantoneras y juntas de dilatación, medidos en obra por la unidad de propuesta aceptada, que comprende todos los materiales, mano de obra, equipo, herramientas e imprevisto necesarios para ejecutar este ítem.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
17	JUNTAS DE DILATACIÓN	ML

ÍTEM - 18

RELLENO COMPACTADO DE ACCESOS

1. DESCRIPCIÓN

Este ítem contempla el relleno y compactado con materiales común de las excavaciones hasta llegar a las cotas establecidas en los planos elaborados previamente por el contratista en la etapa de estudio y/o autorizadas por el supervisor. Estos rellenos se ejecutarán en los estribos y aleros del puente como también de obras de estabilización y elementos de protección de obra de arte.

Dependiendo de la obra los trabajos de relleno y compactado comprenderá complementariamente el peinado de taludes actividades necesarias para mejorar las condiciones del terreno en especial en los sectores donde es necesario estabilizar la quebrada debido al avanzado grado de erosión.

2. MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista proporcionará todos los materiales herramientas y equipos necesarios para la ejecución de los trabajos los mismos que deberá ser aprobados por el supervisor de obra.

El material de relleno a emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación. libre de pedrones y material orgánico. En caso de que no se pueda utilizar dicho material u otro señalado en el formulario de presentación de propuestas, éste deberá ser aprobado por el Supervisor de Obra.

No se permitirá la utilización de suelos con excesivo contenido de humedad, considerándose como tales, aquellos que iguallen o sobrepasen el límite plástico del suelo. Igualmente se prohíbe el empleo de suelos con piedras mayores a 10 cm. de diámetro.

Para efectuar el relleno. El Contratista deberá disponer en obra del número suficiente de pisones manuales del peso adecuado y apisonadores a explosión mecánica.

Para el caso de relleno y compactado con maquinaria, el Contratista deberá disponer en obra de palas cargadoras, volquetas, compactadoras pata de cabra o de rodillo y todo el equipo necesario para la ejecución de esta actividad.

Se deberá tomar adecuadas medidas para obtener un completo drenaje. Se suministrará roca triturada o arena gruesa o grava para el drenaje en los agujeros de drenajes señalados en los planos.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Comprende la separación del material colocación esparcido y homogenización del material en capas de no más de 20 cm, compactación y control del grado de compactación, nivelación y acabado con material proveniente de la propia excavación, material común de préstamo lateral a las obras o lo que indique el Supervisor de acuerdo a las características de cada obra y sector a ser rellenado y compactado.

Las áreas a ser rellenadas deberán ser previamente limpiadas de todo material suelto y orgánico, posteriormente material de relleno. se deberá escarificar el terreno o rastrillar para que se efectúe una buena adherencia del lugar. El Supervisor deberá aprobar dichas áreas antes de la colocación del material de relleno.

Todas las áreas comprendidas en el trabajo deberán nivelarse uniformemente y de acuerdo a las elevaciones que se indique en los planos. La superficie final se deberá entregar libre de irregularidades. El relleno al contorno o sobre las obras de hormigón deberán realizarse por lo menos 15 días después de vaciada la estructura.

El grado de compactación requerido para todo relleno deberá ser mayor o igual a 95% de la densidad máxima obtenible por el método modificado de compactación designado T-180 de la AASHTO.

El Contratista deberá tener especial cuidado durante el compactado en zonas contiguas a estructuras, obras de arte, de manera tal que no dañe en ningún momento las mismas. De igual manera deberá pedir autorización del Supervisor para efectuar el relleno en dichas áreas.

Cuando el material se seque demasiado o por el contrario esté completamente saturado, que en la opinión del Supervisor no sea apropiado para el compactado del relleno, el Contratista deberá a su propio costo, aumentar agua o airear y secar el material hasta que el mismo tenga la humedad óptima para poder usarse como relleno.

En caso de ser utilizado material de excavaciones de otras obras propuesto por el Contratista, la selección, transporte desde la obra o acopio al sitio y manipuleo estarán incluidos en la presente especificación. Así mismo el Contratista será el único responsable

por todos los trámites, gestiones, etc., relacionado con el uso de material de préstamo, exonerando de cualquier responsabilidad y costo al Contratante.

Si se empleara en los rellenos material de préstamo en pequeños volúmenes, no se reconocerán pagos adicionales por acopio y transporte de este material, por lo cual, el Contratista deberá prever estos costos.

Cabe mencionar que todo y relleno deberá cumplir con el ensayo de densidad y deberá ser compactados en capas no mayores de 20 cm haciendo uso de equipos mecánicos o neumáticos en cada capa se realizará un ensayo y deberá ser aprobado por el supervisor.

Este trabajo comprenderá asimismo desagüe, bombeo (ya sea de sumideros abiertos o pozos), drenaje, tablestacas, apuntalamiento y la necesaria construcción de encofrados y ataguías y el suministro de los materiales para dicha construcción. También involucrara el subsiguiente retiro de encofrados y ataguías y el relleno necesario.

Incluye también el suministro y colocación de arena escoria , piedras o material de relleno formado por gravas para sustituir todos los materiales inadecuados que puedan encontrarse al fundar los soportes de infraestructura y superestructura.

4. MEDICIÓN.

El volumen del relleno a pagarse, será constituido por el número de metros cúbicos, medidas en posición final compactada, del material especial realmente suministrado y colocado debajo de las estructuras para obtener la cota correspondiente a sus fundaciones tal como se especifique u ordene, puesto en su lugar y aceptado y el material necesario para empotrar la fundación en el suelo.

5. FORMA DE PAGO.

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio unitario será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo, pruebas o ensayos de densidad y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

En caso de ser necesario el empleo de material de préstamo, el mismo deberá ser debidamente justificado y autorizado por el Supervisor de Obra, siguiendo los procedimientos establecidos para órdenes de cambio.

Nº ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
18	RELLENO Y COMPACTADO DE ACCESOS	M3

ÍTEM – 19

LIMPIEZA GENERAL DE OBRA

1. DESCRIPCIÓN

Este ítem contempla los trabajos de limpieza general y retiro de los escombros originados con la construcción del puente. Todos materiales excedentes de los rellenos mezclas de hormigón desechadas, maderas y todo tipo de escombros deben ser retirados del sitio de construcción y trasladarlos en volqueta hasta los lugares destinados para admitir dichos materiales excedentes.

El contratista luego del proceso de Limpieza pondrá a disposición de la Supervisión dicho trabajo, para su respectiva aprobación y la correspondiente entrega de la obra a la Entidad Ejecutora.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

El contratista realizará los trabajos arriba nombrados con las herramientas y equipo conveniente debiendo previamente obtener la aprobación de las mismas por parte de Ingeniero Supervisor.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Una vez que la construcción del puente esté concluida en su totalidad, incluida la carpeta de rodadura (Ripio) de los accesos, previa aprobación del ingeniero supervisor, se procederá a la limpieza total o por tramos, para dejar el camino expedito de derrumbes y escombros, para proceder a la inauguración y puesta en servicio. El trabajo de retiro de escombros, limpieza y corrección de fallas se lo hará con el equipo aprobado por el ingeniero supervisor.

4. MEDICIÓN.

Este ítem se medirá en forma global para toda la obra limpiada, misma que deberá ser previamente aprobado por el ingeniero supervisor destinado para este trabajo.

5. FORMA DE PAGO.

Este ítem será pagado en forma global, luego de concluido este ítem se pondrá en operación la obra de arte, el pago es el corresponde a todos los gastos de mano de obra,

materiales y equipo que sean necesarios para la conclusión de este ítem. El pago se realizará bajo la siguiente denominación.

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
19	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	GLB

ÍTEM – 20

CARPETA ASFÁLTICA

DESCRIPCION

La Mezcla Asfáltica en Frío – A está conformada por la combinación del asfalto líquido RC-250, agregados triturados, arena y mejorador de adherencia. El mezclado se ejecuta en una planta fija. La mezcla asfáltica resultante puede ser distribuida y compactada a temperatura ambiente.

METODO DE PREPARACION DE MEZCLA

La técnica de preparación de mezcla en frío utilizada es la mezclada en planta fija ya que posibilita el control exacto de las proporciones. En este tipo de mezcla el agregado no necesita ser secado o previamente calentado.

COMPOSICION DE LA MEZCLA

AGREGADOS

Pueden procesarse una amplia variedad y combinaciones de agregados. Los agregados utilizados proceden de una trituradora cuyo tamaño está por debajo de 1/2". Los materiales granulares finos, con un alto porcentaje de polvo mineral, pueden causar problemas de mezclado, aereación y compactación. Los agregados bien graduados son siempre convenientes para cualquier capa de una estructura asfáltica, mientras que los mal graduados o con granulometrías discontinuas son apropiadas para capa de base. El agregado mineral se compondrá de agregados grueso y agregado fino. Las muestras se ensayan de acuerdo al tamaño del agregado.

A.- AGREGADO GRUESO

El agregado grueso es la porción retenida en el tamiz N°10. Consiste en fragmentos durables de piedra triturada limpia y de calidad uniforme, libre de materia orgánica u otra sustancia perjudicial que se encuentre libre o adherida al agregado. La piedra de la cual fue extraída posee una abrasión menor de 40 cuando se le somete al ensayo ASTM Método C-131 de Abrasión de los Ángeles. Estas piedras trituradas presentan una cara fracturada por lo menos en un 90 %. No se aceptan piezas chatas o alargadas. Al ser aprobado por el método ASTM-D 1664-66T revestimiento y desprendimiento en mezclas, presentó un porcentaje retenido de más de 95%. El uso del mejorador de

adherencia tipo aminas grasas (poliaminas) en el asfalto líquido RC-250 eleva este porcentaje al 100 %.

B.- AGREGADO FINO

Es la porción del tamiz que pasa la malla N° 10 y consiste de arena que se compone de partículas durables que están libres de arcilla u otra materia dañina. Al ser sometido al ensayo AASHO T-104 de Durabilidad del Sulfato de Sodio, esta dio una pérdida menor al 15% después de cinco (05) ciclos.

ASFALTO CUT-BACK

El asfalto líquido RC-250 no debe contener agua y no mostras separación o grumos antes de usarse. Además, debe cumplir satisfactoriamente los requisitos de los siguientes ensayos:

Punto de inflamación	AASHO T-79
Viscosidad	ASTM D-88
Destilación	ASTM D-402
Penetración	ASTM D-5
Solubilidad en CC14	ASTM D-4

Mezclas asfálticas

Granulometría

Las mezclas asfálticas consisten en una combinación de agregado grueso, fino, material asfáltico y mejorador de adherencia proporcionados en peso.

La graduación de la mezcla se aproxima lo más posible al término medio del huso granulométrico. La graduación de cada uno de los componentes produce, al estar bien proporcionados, una mezcla conforme a los siguientes límites de graduación:

Abertura de la malla cuadrada en (plg)	Porcentaje que pasa
1"	100
3/4"	100
1/2"	75-90
N° 4	50-70

N° 10	35-50
N° 40	20-30
N° 200	0-3

Al tomarse muestras de esta mezcla para los ensayos de graduación del agregado mineral, no debe variar de las proporciones de graduación de la fórmula de trabajo en más del 5 %. Los diferentes tamaños del agregado mineral se depositan separadamente en pilas y se manejan de manera que elimine la segregación con sustancias extrañas. Todo agregado mineral antes de ser mezclado con el asfalto debe de encontrarse naturalmente seco. Como regla, los agregados no deben tener más de 1.50% de humedad.

DOSIFICACION DE ASFALTO

El almacenamiento del asfalto se realizará en un tanque cisterna estacionario. Este se calienta por medio de aceite transmisor de calor que circula en serpentines correctamente sellados que evitan un posible contacto con el asfalto. Se debe contar con un número suficiente de termocuplas para el correcto control de la temperatura del asfalto. Los controles para evitar que alguna llama entre en contacto con el asfalto RC-250 o sus gases son muy estrictos. El asfalto, para la preparación de mezcla asfáltica en frío se calienta a una temperatura de 60 °C, inferior al Punto de Inflamación Tag Copa Abierta, ensayo ASTM D-3143. La válvula de cierre es del tipo cierre rápido y la tubería regadora distribuye el asfalto uniformemente a todo el largo de la mezcla. La secuencia de mezclado se hace primero introduciendo los agregados minerales a la mezcladora y batidos por espacio de 20 segundos, antes del ingreso del asfalto mejorado. El mejorador de adherencia, a temperatura ambiente, se adiciona al asfalto líquido RC-250 que está a 60° C y se recircula mediante una bomba hasta lograr su homogenización. La cantidad de asfalto líquido a dosificar se ha calculado por el método de las áreas, de acuerdo al Instituto del Asfalto de los EE.UU. de Norteamérica.

MEDICIÓN

Esta partida se medirá por métrico cubico de carpeta asfáltica debidamente colocada y compactada.

FORMA DE PAGO

El volumen de carpeta asfáltica ejecutado será pagado al precio de contrato de la partida

N° ÍTEM	DESIGNACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
20	CARPETA ASFALTICA	M3

ANEXO 9
DOCUMENTO DE RESPALDO

Camargo 22 de junio de 2023

Señor:

Ingeniero: DAVID ZENTENO

DOCENTE GUÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL-PROYECTO DE GRADO I –
U.A.J.M.S.

DISTRITOS

Camargo

Río Grande

Carpachacra

La Torre

Tacaquire

Río Chico

Muyuquiri

Suquistaca

Yurac Caballo

Huaca Cancha

Cueva Pampa

Cachuyoc

Patapampa

Totha

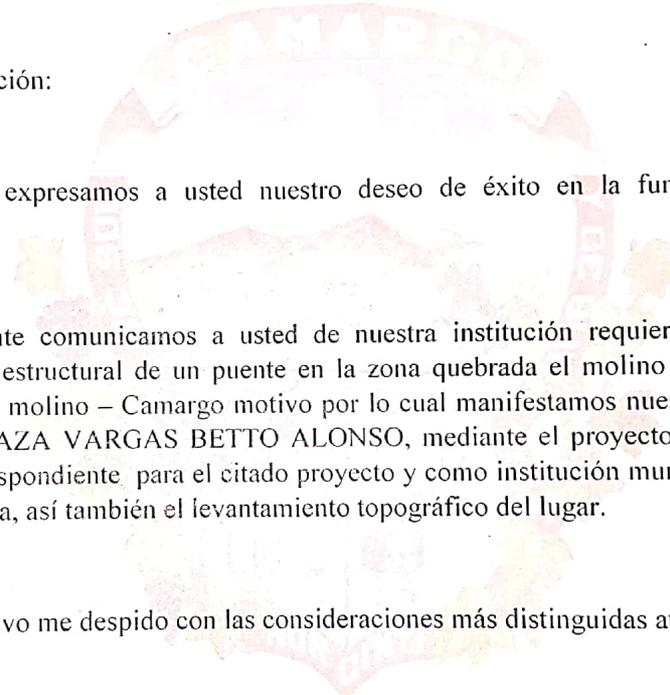
**REF. ELABORACIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR EN
LA COMUNIDAD DEL MOLINO DEL MUNICIPIO DE CAMARGO.**

De mi mayor consideración:

A tiempo de saludar expresamos a usted nuestro deseo de éxito en la función que viene desempeñando.

A través de la presente comunicamos a usted de nuestra institución requiere contar con la elaboración de diseño estructural de un puente en la zona quebrada el molino (interconectado) carretera comunidad el molino – Camargo motivo por lo cual manifestamos nuestra conformidad que el universitario DAZA VARGAS BETTO ALONSO, mediante el proyecto de grado pueda realizar el diseño correspondiente, para el citado proyecto y como institución municipal prestamos el apoyo que se requiera, así también el levantamiento topográfico del lugar.

Sin otro particular motivo me despido con las consideraciones más distinguidas atentamente:


René Coca Rivera
Ing. René Coca Rivera
SECRETARIO DE OBRAS PÚBLICAS
GOBIERNO AUTÓNOMO MUNICIPAL
CAMARGO

ANEXO 10
FOTOGRAFÍA VARIOS



Muestras de roca para el ensayo de esclerometría.



Determinación de rumbos de las diaclasas con la brújula Brunto.



Ensayo de las muestras con el esclerómetro de cada roca.



Determinación de buzamiento de las diaclasas con la brújula Brunto.



Medición de las características mecánicas de las diaclasas en cada lado de estribos.



Imagen del rio donde se va emplazar el puente y los estribos.



Imagen del topógrafo y estación total para el estudio topográfico del río donde se va emplazar el puente.

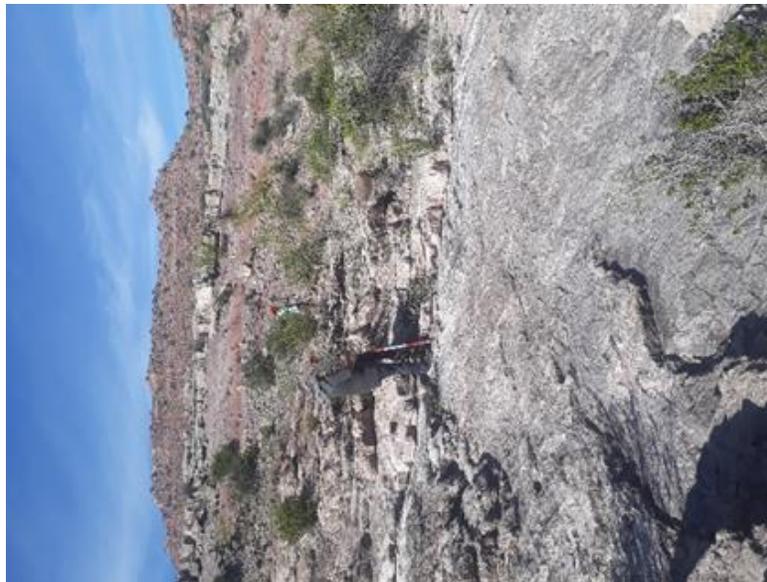


Imagen del proceso de determinación de los puntos topográficos para determinar las curvas de nivel en donde se va emplazar el puente.