

DATOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO
PUNTOS DE REFERENCIA (ESTACION):

PUNTO	E	N	Z	D
A	370997,000	7499398,434	399,530	LB
B	370998,102	7499367,521	399,827	LB
C	371047,537	7499340,301	398,630	LI
D	371059,988	7499368,071	403,021	LI

NUBE DE PUNTOS:

PUNTO	E	N	Z	D
1	370997.000	7499398.434	399.530	A
2	371092.240	7499282.436	401.083	-
3	371082.523	7499292.537	400.705	-
4	371085.778	7499293.533	400.697	-
5	371025.632	7499355.417	397.282	-
6	371029.244	7499357.190	397.201	-
7	371026.193	7499348.720	398.129	-
8	371033.195	7499352.332	397.680	-
9	371032.456	7499343.491	398.109	-
10	371034.468	7499357.676	396.324	-
11	371037.919	7499362.907	396.025	-
12	371026.312	7499368.560	396.253	-
13	371031.550	7499374.935	396.250	-
14	371039.406	7499378.522	396.175	-
15	371039.885	7499372.206	395.714	-
16	371037.084	7499381.993	396.487	RB
17	371033.038	7499373.189	395.937	-
18	371032.179	7499386.139	397.016	-
19	371027.086	7499373.768	396.136	-
20	371025.722	7499387.835	397.119	-
21	371016.340	7499377.992	396.509	-
22	371021.715	7499394.459	397.935	-
23	371011.307	7499369.040	396.883	-
24	371034.082	7499392.684	402.006	-
25	371006.064	7499372.345	396.415	-
26	371026.827	7499396.504	400.215	-
27	371002.855	7499374.835	396.497	RB
28	371018.669	7499403.962	398.916	-
29	371000.592	7499378.342	396.458	-
30	371016.792	7499409.033	398.683	-
31	371003.288	7499380.806	397.067	RB
32	371013.132	7499417.270	399.266	-
33	371016.195	7499419.902	401.420	-
34	371013.688	7499428.664	399.895	-
35	371002.922	7499426.034	399.196	-
36	371007.072	7499424.633	398.892	-
37	371009.587	7499417.584	398.687	-
38	371004.529	7499416.015	398.630	-
39	371010.082	7499411.622	398.453	-
40	371005.994	7499400.694	397.964	-
41	371012.714	7499403.192	398.104	-
42	371004.221	7499387.267	397.416	-
43	371013.553	7499394.731	397.615	-

44	371003.943	7499394.016	398.431	-
45	370999.708	7499401.603	399.542	-
46	371002.268	7499394.210	399.746	-
47	371000.447	7499391.387	399.740	-
48	371003.598	7499390.800	397.741	-
49	371000.800	7499390.146	398.030	-
50	370993.884	7499392.975	399.689	-
51	370996.664	7499390.708	397.929	-
52	370994.025	7499391.949	397.839	-
53	370990.174	7499393.568	397.576	-
54	370980.940	7499388.905	396.569	-
55	370989.764	7499379.280	396.614	-
56	370991.230	7499384.200	396.605	-
57	370977.884	7499387.141	396.635	-
58	370982.648	7499383.147	396.551	-
59	370997.096	7499376.737	395.857	-
60	370984.676	7499379.269	396.646	-
61	370997.314	7499370.805	398.922	name
62	370995.478	7499371.878	399.282	-
63	370987.144	7499377.606	396.599	-
64	370992.232	7499374.658	398.163	-
65	370994.207	7499375.368	396.077	-
66	370991.758	7499370.304	401.031	-
67	370991.146	7499376.556	396.195	-
68	370988.274	7499373.822	400.948	-
69	370988.034	7499377.780	396.458	-
70	370985.327	7499375.013	399.892	-
71	370985.870	7499378.981	396.354	-
72	370982.128	7499375.366	401.019	-
73	370983.241	7499383.652	396.285	-
74	370979.542	7499379.419	400.161	-
75	370978.524	7499380.719	399.976	-
76	370979.988	7499384.516	397.486	-
77	370972.911	7499374.795	400.186	-
78	370980.978	7499385.821	396.411	-
79	370982.223	7499367.837	401.077	-
80	370978.620	7499388.898	396.530	RB
81	370975.866	7499386.177	397.745	-
82	370967.505	7499380.529	400.018	-
83	371008.459	7499392.351	397.563	-
84	371016.092	7499391.112	397.484	-
85	371012.047	7499384.581	397.134	-
86	371021.761	7499379.593	396.592	RB
87	371015.163	7499375.203	396.203	-
88	371023.845	7499372.671	396.089	-
89	371016.976	7499370.698	396.222	-
90	371029.257	7499368.164	396.125	-
91	371021.209	7499363.963	396.619	-
92	371023.474	7499369.560	396.209	-
93	371023.656	7499361.790	396.759	-
94	371028.082	7499362.186	396.913	-
95	371025.530	7499355.621	397.268	-
96	371032.756	7499354.847	397.549	-
97	371028.973	7499350.283	397.670	-
98	371012.897	7499370.083	396.257	-
99	371012.920	7499366.794	396.929	-
100	371011.769	7499375.149	396.384	-

101	371007.137	7499370.551	396.060	-
102	371003.904	7499371.307	396.513	-
103	371004.680	7499367.045	400.124	-
104	370998.424	7499362.165	400.870	-
105	370998.102	7499367.521	399.827	-
106	370991.942	7499370.541	400.985	-
107	371000.639	7499400.402	399.812	-
108	371002.058	7499397.065	399.805	-
109	370995.706	7499406.158	399.372	CAM
110	370990.028	7499404.381	399.438	CAM
111	370994.452	7499413.214	399.550	CAM
112	370986.259	7499402.952	398.863	-
113	370989.936	7499418.744	399.656	-
114	370982.634	7499404.663	397.701	-
115	370984.362	7499422.443	399.795	-
116	370975.010	7499408.600	397.710	-
117	370976.869	7499420.384	399.687	-
118	370984.520	7499410.732	399.586	-
119	370973.013	7499422.436	398.032	-
120	370980.752	7499413.624	399.396	-
121	370965.491	7499415.675	397.189	-
122	370980.349	7499408.960	397.747	-
123	370980.991	7499416.541	399.631	-
124	370997.212	7499397.180	399.972	-
125	370983.248	7499413.404	397.531	-
126	370992.275	7499419.490	399.615	-
127	370989.924	7499427.723	399.834	-
128	370990.963	7499430.596	400.393	CAM
129	370986.476	7499430.788	400.319	CAM
130	370994.333	7499431.044	400.355	-
131	370979.852	7499422.891	399.858	-
132	370988.831	7499400.197	399.149	-
133	370985.925	7499397.411	397.340	-
134	370988.839	7499403.635	399.436	-
135	370981.821	7499394.603	397.090	-
136	370986.076	7499403.706	398.852	-
137	370982.454	7499402.517	397.442	-
138	370985.790	7499407.609	399.509	-
139	370976.398	7499399.786	397.160	-
140	370984.148	7499411.317	399.587	-
141	370980.210	7499409.287	397.751	-
142	370981.257	7499411.901	399.172	-
143	370980.200	7499409.282	397.738	-
144	370980.629	7499413.997	399.404	-
145	370971.184	7499406.034	397.114	-
146	370978.144	7499412.712	397.769	-
147	370976.154	7499416.752	397.828	-
148	370978.923	7499415.954	399.378	-
149	370965.360	7499415.183	397.171	-
150	370976.896	7499420.313	399.672	-
151	370965.340	7499415.189	397.167	-
152	370975.726	7499418.552	397.933	-
153	370965.909	7499421.139	397.313	-
154	370975.597	7499425.355	399.753	-
155	370969.804	7499423.092	397.982	-
156	370973.798	7499423.877	398.176	-
157	370964.191	7499426.927	397.308	-

158	370973.269	7499392.405	396.893	-
159	370956.111	7499414.745	400.504	-
160	370964.874	7499394.271	399.294	-
161	370957.999	7499410.595	400.448	-
162	370967.348	7499397.720	397.107	-
163	370960.138	7499406.235	400.168	-
164	370966.835	7499400.234	396.864	-
165	370962.719	7499405.103	398.664	-
166	370964.722	7499401.395	397.038	-
167	370954.376	7499398.361	400.089	-
168	370938.081	7499405.169	400.503	CULT
169	370965.258	7499403.829	397.036	-
170	370963.177	7499396.868	399.669	-
171	370959.612	7499394.022	399.512	CULT
172	370963.959	7499406.056	396.799	-
173	370961.435	7499409.939	396.942	-
174	370960.731	7499413.892	396.856	-
175	370960.908	7499416.828	396.947	RB
176	370956.934	7499422.190	397.336	-
177	370956.862	7499422.196	397.329	-
178	370953.039	7499419.230	400.231	-
179	370948.359	7499412.639	400.364	-
180	370950.548	7499409.378	400.292	-
181	370964.379	7499382.067	400.394	CULT
182	370969.619	7499379.920	399.849	-
183	370977.554	7499379.006	400.137	-
184	370976.668	7499364.802	401.018	-
185	370980.462	7499377.143	400.581	-
186	370986.690	7499349.705	400.764	-
187	370979.633	7499343.806	401.231	-
188	370969.094	7499429.713	398.371	-
189	370955.368	7499425.718	397.515	RB
190	370961.592	7499428.058	397.199	-
191	370965.008	7499434.966	398.140	-
192	370958.797	7499435.480	397.202	-
193	370952.957	7499433.138	397.828	-
194	370951.097	7499439.901	398.071	-
195	370949.546	7499435.921	400.020	-
196	370949.898	7499431.437	400.064	-
197	370951.494	7499425.522	399.955	-
198	371012.356	7499426.031	400.164	-
199	371014.513	7499439.084	400.645	ESC
200	371007.328	7499436.442	399.587	-
201	371010.798	7499439.142	400.509	-
202	371008.492	7499443.033	400.080	-
203	371014.470	7499434.221	400.123	-
204	371008.658	7499449.621	400.511	-
205	371014.867	7499449.525	401.093	ESC
206	371009.095	7499457.254	400.887	-
207	371015.896	7499459.849	401.441	ESC
208	371001.219	7499457.402	400.879	-
209	371010.269	7499458.236	401.481	-
210	371001.112	7499449.477	400.555	-
211	371010.393	7499451.062	401.064	-
212	371001.236	7499442.469	400.244	-
213	371011.744	7499447.743	401.470	-
214	371001.543	7499433.087	399.797	-

215	371010.869	7499443.256	400.573	-
216	371003.154	7499422.420	398.934	-
217	371011.234	7499436.756	400.956	-
218	371004.657	7499412.036	398.465	-
219	371010.328	7499430.286	400.220	-
220	371009.953	7499424.723	399.047	-
221	371015.855	7499422.315	401.235	ESC
222	371011.844	7499417.684	399.157	-
223	371017.259	7499416.801	401.901	ESC
224	371013.858	7499410.643	398.698	-
225	371020.609	7499411.230	402.243	ESC
226	371014.534	7499406.116	398.136	-
227	371024.351	7499404.693	402.359	ESC
228	371027.007	7499400.088	402.226	ESC
229	370945.448	7499450.759	398.662	-
230	370995.808	7499397.266	398.317	-
231	370945.447	7499450.762	398.790	-
232	371047.537	7499340.301	398.630	B
233	371029.505	7499374.306	396.297	-
234	371041.751	7499371.323	395.755	-
235	371033.199	7499367.566	396.000	-
236	371042.262	7499377.343	396.202	-
237	371039.932	7499367.691	395.724	-
238	371044.643	7499376.913	396.208	-
239	371047.669	7499364.583	395.471	-
240	371044.108	7499370.638	395.618	-
241	371052.045	7499359.705	395.299	-
242	371049.153	7499374.553	396.196	-
243	371056.462	7499350.520	395.242	-
244	371048.387	7499370.714	395.422	CAM
245	371033.421	7499359.364	396.214	CAM
246	371051.077	7499370.952	395.831	-
247	371038.296	7499352.427	396.661	-
248	371050.915	7499367.460	395.329	-
249	371042.412	7499361.277	395.890	-
250	371050.920	7499367.462	395.318	-
251	371046.502	7499357.535	395.768	-
252	371053.845	7499366.237	395.570	-
253	371044.625	7499348.732	396.384	-
254	371053.973	7499361.884	395.223	-
255	371052.743	7499348.014	395.728	-
256	371058.092	7499362.738	396.455	-
257	371050.146	7499344.542	396.074	-
258	371056.069	7499358.296	395.135	-
259	371058.761	7499348.374	395.085	-
260	371060.162	7499361.410	397.338	-
261	371053.431	7499341.795	396.057	-
262	371061.879	7499359.717	399.130	-
263	371064.609	7499342.430	394.813	-
264	371058.522	7499355.422	395.237	-
265	371063.726	7499354.315	395.368	-
266	371060.027	7499334.316	396.238	-
267	371061.803	7499350.325	395.231	-
268	371066.243	7499350.900	395.252	-
269	371068.132	7499347.150	395.116	-
270	371067.530	7499342.469	395.047	-
271	371072.451	7499343.301	395.230	-

272	371026.097	7499360.847	396.945	-
273	371024.338	7499354.995	397.329	-
274	371028.570	7499349.161	397.761	-
275	371035.950	7499354.850	396.546	-
276	371014.958	7499354.069	399.770	-
277	371038.265	7499352.468	396.648	-
278	371013.441	7499358.641	399.994	-
279	371041.995	7499350.035	396.445	-
280	371044.816	7499347.493	396.432	-
281	371005.372	7499359.634	400.258	-
282	371049.279	7499345.094	396.116	-
283	370994.610	7499358.927	400.779	-
284	371033.004	7499353.962	397.555	-
285	370975.556	7499361.570	401.122	-
286	371034.008	7499351.350	397.750	-
287	370979.228	7499356.566	401.208	-
288	371035.798	7499351.469	398.291	-
289	370986.433	7499355.026	400.879	-
290	371039.156	7499347.276	398.060	-
291	370993.806	7499357.310	400.811	-
292	371004.030	7499352.559	400.351	-
293	371045.235	7499343.660	398.433	-
294	371012.725	7499349.464	399.550	-
295	371020.683	7499346.632	398.760	-
296	371030.380	7499342.295	398.343	-
297	371036.638	7499337.693	398.165	-
298	371042.880	7499331.671	398.451	-
299	371032.716	7499334.870	400.954	-
300	371049.783	7499326.186	398.561	-
301	371049.814	7499326.130	398.561	-
302	371055.956	7499331.842	398.652	CAM
303	371057.124	7499318.555	399.059	-
304	371062.879	7499322.397	399.075	-
305	371065.628	7499309.697	399.821	-
306	371072.617	7499303.374	400.219	-
307	371065.344	7499320.138	399.355	-
308	371077.340	7499296.436	400.802	-
309	371070.584	7499315.248	399.605	-
310	371083.712	7499285.439	401.195	-
311	371076.617	7499309.192	400.391	-
312	371088.623	7499275.896	401.312	-
313	371085.218	7499307.991	400.452	-
314	371098.214	7499275.428	401.237	-
315	371083.626	7499301.503	400.447	-
316	371092.228	7499288.218	400.900	-
317	371093.119	7499302.423	400.473	CAM
318	371056.661	7499338.782	396.056	-
319	371059.354	7499334.006	396.373	-
320	371068.852	7499345.863	395.074	-
321	371064.204	7499333.656	395.983	-
322	371074.683	7499341.033	395.184	-
323	371071.072	7499333.116	395.014	-
324	371071.116	7499337.307	394.904	-
325	371070.668	7499328.059	395.124	-
326	371078.317	7499339.101	395.198	-
327	371062.112	7499331.277	396.308	-
328	371076.201	7499331.302	394.906	-

329	371067.079	7499329.391	396.075	-
330	371085.825	7499335.084	395.368	-
331	371065.057	7499326.784	396.541	-
332	371082.082	7499325.420	394.690	-
333	371070.415	7499324.377	396.307	-
334	371093.077	7499330.081	395.523	-
335	371070.917	7499320.929	397.405	-
336	371089.891	7499317.641	393.962	-
337	371076.490	7499318.672	396.634	-
338	371106.262	7499323.719	395.381	CAM
339	371071.897	7499326.832	394.917	-
340	371101.751	7499311.811	394.000	-
341	371077.811	7499321.291	394.609	-
342	371092.735	7499311.991	395.742	-
343	371084.214	7499316.884	394.640	-
344	371087.781	7499315.787	394.267	-
345	371093.858	7499314.715	393.935	-
346	371095.906	7499310.083	396.214	-
347	371113.948	7499319.185	395.378	-
348	371097.294	7499311.513	394.121	-
349	371111.822	7499311.929	394.533	-
350	371109.253	7499307.170	393.952	-
351	371101.938	7499307.866	393.993	-
352	371080.355	7499342.510	398.719	-
353	371082.712	7499342.369	400.563	-
354	371076.870	7499347.187	400.917	-
355	371074.912	7499352.664	402.071	-
356	371059.988	7499368.071	403.021	D
357	371061.759	7499371.519	403.095	-
358	371057.118	7499372.201	403.129	-
359	371055.346	7499371.926	403.057	-
360	371057.644	7499371.106	402.883	-
361	371053.033	7499375.812	402.493	-
362	371050.200	7499378.328	402.563	-
363	371048.052	7499378.985	402.569	-
364	371054.244	7499384.806	402.878	-
365	371058.579	7499386.143	403.110	-
366	371051.706	7499391.515	403.007	-
367	371057.628	7499388.072	403.295	-
368	371056.570	7499398.047	403.132	-
370	371043.609	7499320.835	402.307	-
371	371041.312	7499318.038	405.399	-
372	371047.482	7499314.768	405.439	-
373	371031.317	7499323.015	408.854	-
374	371025.476	7499326.697	408.333	-
375	371045.586	7499321.977	401.082	-
376	371087.508	7499355.063	403.071	-
377	371090.658	7499347.066	403.071	-
378	371096.740	7499340.034	404.071	-
379	371106.304	7499334.414	403.571	-
380	371116.143	7499329.423	404.107	-
381	371108.120	7499343.641	403.999	-
382	371102.520	7499352.112	403.551	-
383	371108.423	7499358.767	403.681	-
384	371119.171	7499349.389	404.005	-
385	371123.712	7499338.801	404.088	-
386	371127.042	7499330.935	403.981	-

387	371066.892	7499392.907	403.071	-
388	371070.042	7499384.909	403.071	-
389	371076.124	7499377.878	404.071	-
390	371085.688	7499372.258	403.571	-
391	371095.528	7499367.266	404.107	-
392	371087.505	7499381.485	403.999	-
393	371081.904	7499389.956	403.551	-
394	371087.808	7499396.611	403.681	-
395	371098.555	7499387.233	404.005	-
396	371103.096	7499376.645	404.088	-
397	371106.426	7499368.779	403.981	-
398	371116.033	7499380.419	403.071	-
399	371119.183	7499372.422	403.071	-
400	371125.265	7499365.391	404.071	-
401	371010.773	7499334.369	408.333	-
402	370994.644	7499328.884	412.654	-
403	371013.577	7499323.695	409.344	-
404	371025.476	7499306.907	413.315	-
405	370974.017	7499326.697	417.326	-
406	370998.953	7499313.641	415.153	-
407	371031.915	7499290.727	411.053	-
410	371095.710	7499409.040	403.071	-
411	371101.792	7499402.008	404.071	-
412	371111.356	7499396.388	403.571	-
413	371121.195	7499391.397	404.107	-
414	371113.173	7499405.615	403.999	-
415	371107.572	7499414.086	403.551	-
420	371016.614	7499330.687	409.854	-
421	371000.485	7499325.202	413.854	-
422	371019.418	7499320.013	409.826	-
423	371031.317	7499303.225	412.650	-
424	370979.858	7499323.015	415.854	-
425	371004.794	7499309.959	416.855	-
426	371037.756	7499287.045	410.815	-



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA “SPT”

RESUMEN INFORME Y CONCLUSIONES

PROYECTO:

**“ CONSTRUCCIÓN PUENTE
VEHICULAR BARREDERO”**

PROPIETARIO:

**GOBERNACION DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA –
SECCION BERMEJO**

SOLICITANTE:

JOSE LUIS ZUTARA MARQUEZ

UBICACION:

INGRESO A LA COMUNIDAD DE BARREDERO

16 DE ENERO DEL 2017



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA “SPT”

RESUMEN INFORME Y CONCLUSIONES

PLANILLAS DE ENSAYO POZO N° 1 **(ESTRIBO INGRESA LADO BERMEJO)**

PROYECTO:

**“CONSTRUCCIÓN PUENTE
VEHICULAR BARREDERO”**

PROPIETARIO:

**GOBERNACION DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA –
SECCION BERMEJO**

SOLICITANTE:

JOSE LUIS ZUTARA MARQUEZ

UBICACION:

INGRESO A LA COMUNIDAD DE BARREDERO

16 DE ENERO DEL 2017



ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- ANTECEDENTES.- El ensayo SPT, se realiza a requerimiento del Universitario: Jose Luis Zutara Marquez con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del sub suelo para encarar el ESTUDIO TESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO. Financiado por el Gobierno Autónomo Del Departamento De Tarija Sección Bermejo.

2.- UBICACIÓN. - La construcción esta proyectada en el ingreso a la Comunidad de Barredero, donde actualmente existe un badén, Se ubica en la segunda sección de la provincia Arce del Departamento de Tarija.

3.- HIDROLOGIA.- Se encontró agua por lo tanto hay nivel freático estacional a partir de la profundidad de -2.65 m.

4.- GEOTECNIA.- Se realizó los ensayos de S.P.T en cada pozos y, los datos obtenidos se adjuntan en planillas. Trabajo que se desarrolló en 3 fases: Trabajo de campo, de laboratorio y gabinete.

4.1.- Trabajos de campo.- Se efectúa inspección ocular y una descripción de los estratos visibles en el pozo excavado, luego procedemos al montaje del equipo para ejecutar el ensayo.

- Ensayo de penetración normal (STP) a nivel del fondo del pozo excavado.
- Toma de muestra directa para cada ensayo a las profundidades referidas.
-

4.2.- Trabajos de laboratorio.- Determinación de la humedad natural, Granulometrías, Límite Líquido, Plástico, Índices y clasificación.

4.3.- Trabajos de Gabinete.- Los resultados obtenidos en laboratorio y ensayo de campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad soporte del suelo.

La relación de numero de golpes a diferentes profundidades y el calculo de las probables fatigas admisibles, han sido obtenidos utilizando tablas de Procedimientos de sondeos de Jesús Puy Huarte. Dr. Ing. en minas. y gráficos según B.K Hough "Basic Soil Engineering.

4.4.- Informe

Se presenta en hojas adjuntas los cuadros de resumen de los valores obtenidos a las profundidades de sondeo y las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

Abel A. Villena Subelza
10 GEN 2006 16:37
CONSULTORA
EOLO S.R.L.



RESUMEN INFORME GEOTECNICO

Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 01	4,10	saturado	Fragmentos de piedra grava y arena con buena capacidad portante A-1a (0).
Pozo 02	4,15	saturado	Fragmentos de piedra grava y arena con buena capacidad portante A-1a (0).

Capacidad portante del terreno en relación a N del ensayo de penetración Normal

Sondeo	Prof. (m)	N Nro. Golpes	σ_N (Kg/cm²)	σ_{adm} (Kg/cm²)
Pozo 01	4,10	10	3,10	3.00
Pozo 02	4,15	11	3,15	3.00

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El terreno en estudio está constituido por márgenes de río, opuestos entre si y superficialmente constituidos por suelo limo arenoso de textura fina, de color marrón rojizo y con densidad suelta. En profundidad encontramos un suelo constituido por una mezcla de clastos con grava y arena con poco fino entre no plástico a poco plásticos, presentan densidad compacta y en consecuencia buena capacidad portante.

Para la construcción de fundaciones se sugiere utilizar el valor de tensión admisible encontrado y tabulado en cada pozo, es decir 3,00 y 3,00/kg/cm² respectivamente.

Tarija enero del 2017


Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.C.T. 6279
CONSULTORA
EOLO S.R.L.



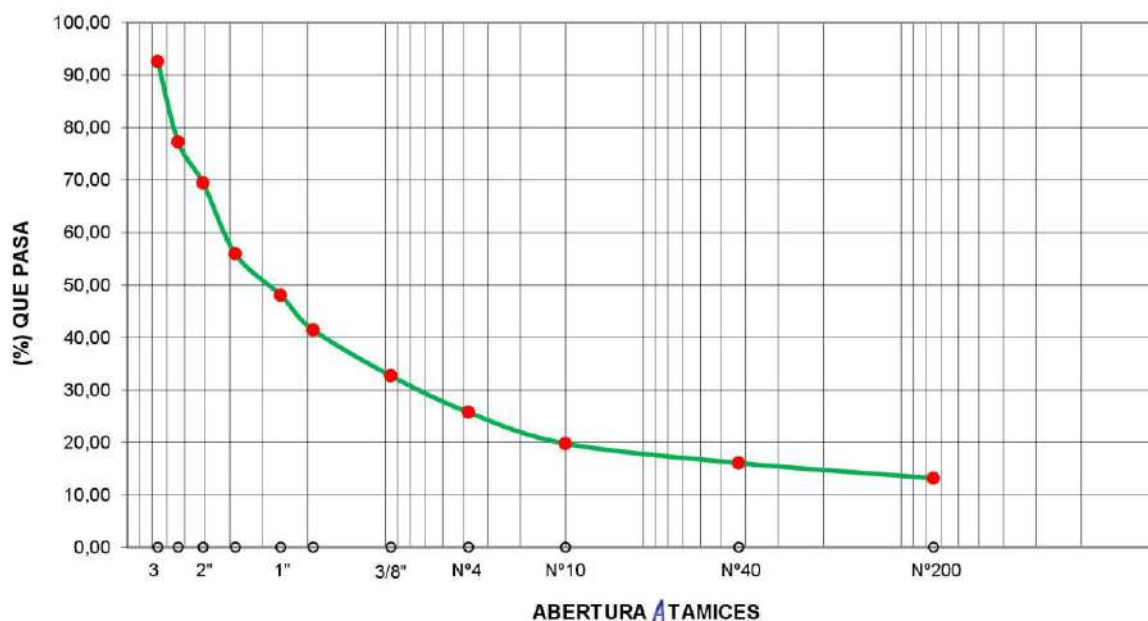
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

ESTUDIO TESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO					
PROPIETARIO : GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO			LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.		
SOLICITANTE : Jose Luis Zutara Marquez			ENSAYO : POZO (INGR. LADO BJO.) Nº 1		
UBICACIÓN : COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO			FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017		

Peso total de la muestra tomada: 10000,00 gr.

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	746,00	746,00	7,46	92,54
2 1/2"	63,50	1524,00	2270,00	22,70	77,30
2"	50,80	789,00	3059,00	30,59	69,41
1 1/2"	38,10	1348,00	4407,00	44,07	55,93
1"	25,40	789,00	5196,00	51,96	48,04
3/4"	19,05	658,00	5854,00	58,54	41,46
3/8"	9,53	877,00	6731,00	67,31	32,69
Nº 4	4,75	698,00	7429,00	74,29	25,71
Nº 10	2,000	593,00	8022,00	80,22	19,78
Nº 40	0,425	372,00	8394,00	83,94	16,06
Nº 200	0,075	289,00	8683,00	86,83	13,17

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas %	74,29
Arenas %	12,54
Finos %	13,17
Total	100,00

VºBº
Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
COLEGIO DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO			
PROPIETARIO : GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : Jose Luis Zutara Marquez		ENSAYO : POZO (INGR. LADO BJO.) N° 1	
UBICACIÓN : COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO		FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

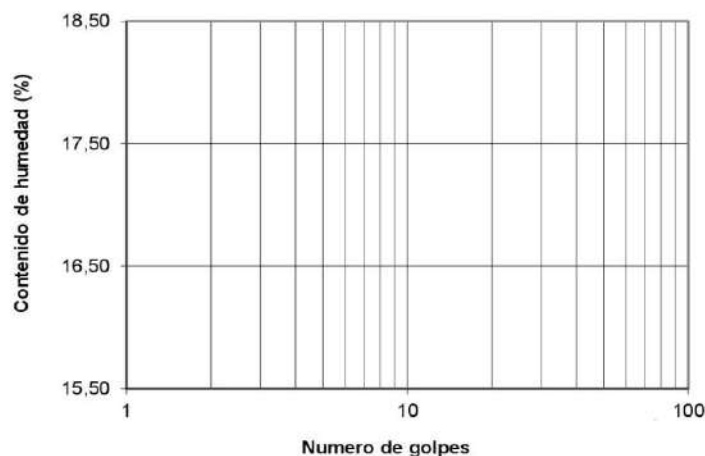
Cápsula N°					
Peso cápsula (gr.)					
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)					
Peso cápsula + muestra seca (gr.)					
Peso muestra seca (gr.)					
Peso agua (gr.)					
Contenido de humedad (%)					

NO PRESENTA

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°					
Numero de golpes					
Peso cápsula (gr.)					
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)					
Peso cápsula + muestra seca (gr.)					
Peso muestra seca (gr.)					
Peso agua (gr.)					
Contenido de humedad (%)					

NO PRESENTA



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	0,00
Limite Plastico (%)	0,00
Indice Plastico (%)	0,00

OBSERVACIONES:

Suelo sin plasticidad.

VºBº

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.P. 6079
CONSULTORA
EOLO S.R.L.



CLASIFICACION DE SUELOS

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO	
PROPIETARIO : GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : Jose Luis Zutara Marquez	ENSAYO : POZO (INGR. LADO BJO.) N° 1
UBICACIÓN : COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO	FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	0,00
Limite Plastico (%) =	0,00
Indice de Plasticidad (%) =	0,00
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	19,78
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	16,06
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	0,80

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, **a** = 0,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, **b** = 0,00
LL - 40, **c** = 0,00
IP - 10, **d** = 0,00

Indice de Grupo, **IG** = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz N°200

La muestra puede ser clasificada como A1, A2

Por Indice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4

Por Limite Liquido A-1, A-2-4

Por (%) que pasa por Tamiz N°200

Por (%) que pasa por Tamiz N°10

Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A - 1a (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmentos de piedra, grava y arena.

OBSERVACIONES:

Suelo granular , saturado no plástico y
con densidad muy compacta.

W⁸B°

Abel A. Videna Subeiza
INGENIERO CIVIL
P.N.I. 6979
C.E. INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO

PROPIETARIO :	GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	Jose Luis Zutara Marquez	ENSAYO : POZO (INGR. LADO BJO.) N° 1
UBICACIÓN :	COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO	FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017

DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

Altura de penetración: 30 cm.
Peso del martillo: 65,5 kg.
Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

El ensayo se realizó en el sector de ingreso lado Bermejo sobre el eje transversal de ubicación del estribo del nuevo puente.

Profundidad.- Se excavó a cielo abierto a - 4.1m. respecto al nivel del terreno natural.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm2)	Descripcion del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
1		0,00	1,25			Suelo limo arcilloso, de textura fina, marron rojizo semi humedo.	
		1,25	3,65			Suelo granular con piedras bolon y manzana saturado de humedad.	
	1	3,65	4,10	10	3,10	Piedra, grava y arena con poco fino, poco plástico y con densidad compacta.	A - 1a
OBSERVACIONES:						VºEº	
Suelo grava arenoso presenta buena capacidad portante. Para diseño se sugiere una presión admisible de 3,00 Kg./cm².						Abel A. Villena Subelza INGENIERO CIVIL R.M. 6079	

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA “SPT”

RESUMEN INFORME Y CONCLUSIONES

PLANILLAS DE ENSAYO POZO N° 2 **(ESTRIBO INGRESA LADO BARREDERO)**

PROYECTO:

**“CONSTRUCCIÓN PUENTE
VEHICULAR BARREDERO”**

PROPIETARIO:

**GOBERNACION DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA –
SECCION BERMEJO**

SOLICITANTE:

JOSE LUIS ZUTARA MARQUEZ

UBICACION:

INGRESO A LA COMUNIDAD DE BARREDERO

16 DE ENERO DEL 2017



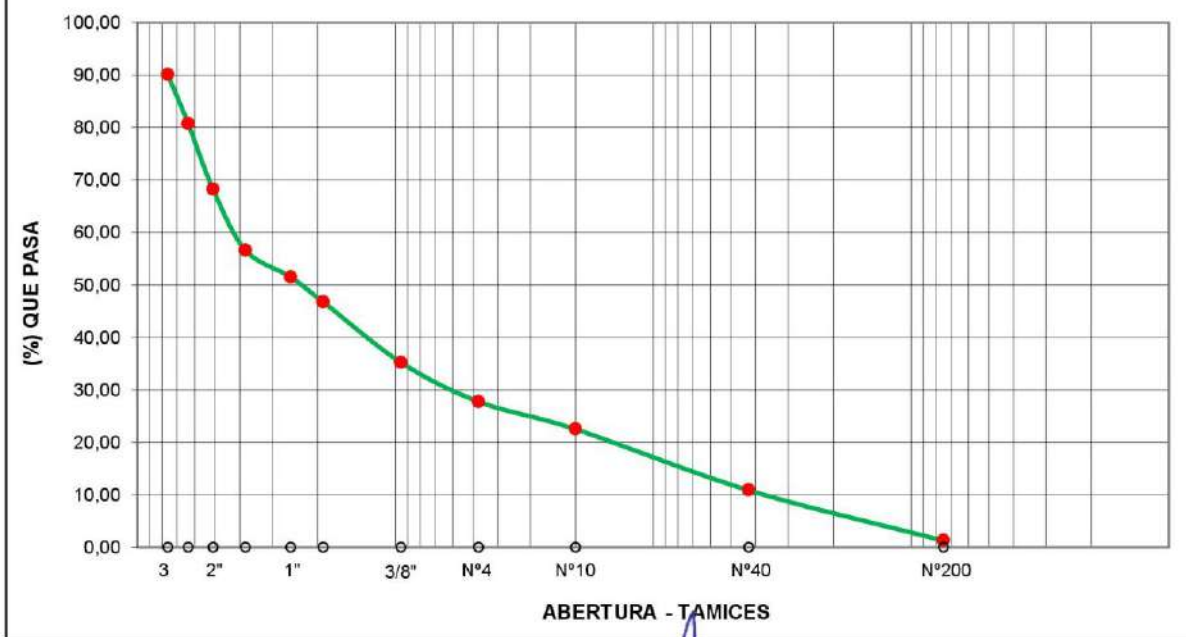
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO			
PROPIETARIO : GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : Jose Luis Zutara Marquez		ENSAYO : POZO (INGR. LADO BARR.) N° 2	
UBICACIÓN : COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO		FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017	

Peso total de la muestra tomada: **6500,00 gr.**

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	645,60	645,60	9,93	90,07
2 1/2"	63,50	605,50	1251,10	19,25	80,75
2"	50,80	816,70	2067,80	31,81	68,19
1 1/2"	38,10	751,00	2818,80	43,37	56,63
1"	25,40	332,40	3151,20	48,48	51,52
3/4"	19,05	309,20	3460,40	53,24	46,76
3/8"	9,53	748,50	4208,90	64,75	35,25
N° 4	4,75	487,50	4696,40	72,25	27,75
N° 10	2,000	340,50	5036,90	77,49	22,51
N° 40	0,425	757,30	5794,20	89,14	10,86
N° 200	0,075	623,70	6417,90	98,74	1,26

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas %	72,25
Arenas %	26,48
Finos %	1,26
Total	100,00

VPB°
Apel. A. Videna Subelza
INGENIERO CIVIL
P.N.I. 6979
C.O. INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO			
PROPIETARIO : GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : Jose Luis Zutara Marquez		ENSAYO : POZO (INGR. LADO BARR.) N° 2	
UBICACIÓN : COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO		FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017	

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

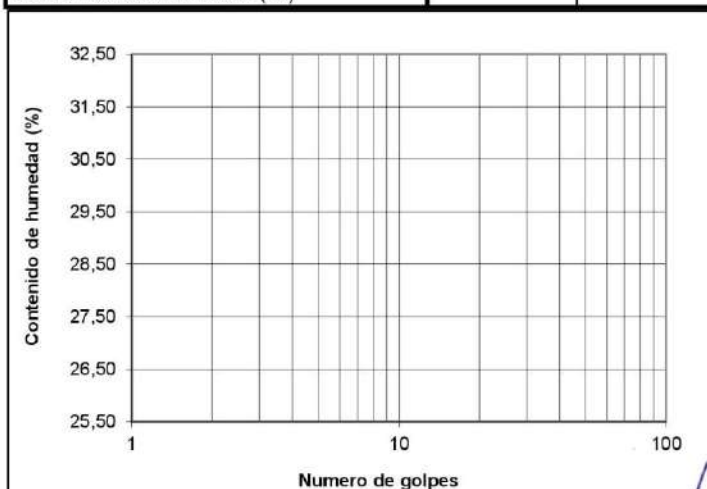
Cápsula N°					
Peso cápsula (gr.)					
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)					
Peso cápsula + muestra seca (gr.)					
Peso muestra seca (gr.)					
Peso agua (gr.)					
Contenido de humedad (%)					

NO PRESENTA

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°					
Numero de golpes					
Peso cápsula (gr.)					
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)					
Peso cápsula + muestra seca (gr.)					
Peso muestra seca (gr.)					
Peso agua (gr.)					
Contenido de humedad (%)					

NO PRESENTA



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	0,00
Limite Plastico (%)	0,00
Indice Plastico (%)	0,00

OBSERVACIONES:

Suelo sin plasticidad.

VºBº

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
N.º 6379
CONSULTORA
EOLO S.R.L.



CLASIFICACION DE SUELOS

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO	
PROPIETARIO : GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : Jose Luis Zutara Marquez	ENSAYO : POZO (INGR. LADO BARR.) Nº 2
UBICACIÓN : COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO	FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	0,00
Limite Plastico (%) =	0,00
Indice de Plasticidad (%) =	0,00
(%) que pasa por el Tamiz Nº10 =	22,51
(%) que pasa por el Tamiz Nº40 =	10,86
(%) que pasa por el Tamiz Nº200 =	1,26

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz Nº200 - 35, **a** = 0,00
(%) pasa Tamiz Nº200 - 15, **b** = 0,00
LL - 40, **c** = 0,00
IP - 10, **d** = 0,00

Indice de Grupo, **IG** = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz Nº200

La muestra puede ser clasificada como A1, A2

Por Indice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4,

Por Limite Liquido A-1, A-2-4

Por (%) que pasa por Tamiz Nº200

Por (%) que pasa por Tamiz Nº10

Por (%) que pasa por Tamiz Nº40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A - 1a (0)

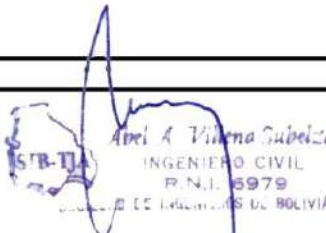
DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmentos de piedra grava y arena.

OBSERVACIONES:

Suelo granular, saturado, sin plasticidad
y densidad compacta.

VºBº


Abel A. Videna Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
C.E. INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

ESTUDIOTESA: CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR BARREDERO

PROPIETARIO :	GOB. DPTO. TARIJA SECCION BERMEJO	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	Jose Luis Zutara Marquez	ENSAYO : POZO (INGR. LADO BARR.) N° 2
UBICACIÓN :	COMUNIDAD BARREDERO BERMEJO	FECHA : 16 DE ENERO DEL 2017

DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

Altura de penetración: 30 cm.
Peso del martillo: 65,5 kg.
Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

El ensayo se realizó el lado Barredero aguas arriba, sector donde se emplazará el estribo del nuevo puente.

Profundidad.- Se excavó a cielo abierto a - 4,15 m. respecto al nivel del terreno natural.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm2)	Descripcion del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
2		0,00	1,50			Suelo limo arcilloso, de textura fina, marron rojizo humedo y con densidad suelta.	
		1,50	3,70			Suelo granular con piedras bolon y manzana saturado de humedad.	
	2	3,70	4,15	11	3,15	Fragmentos de piedra grava y arena con buena capacidad portante.	A - 1a

OBSERVACIONES:

Fragmentos de piedra grava y arena presenta buena capacidad portante. Para diseño se sugiere una presión admisible de 3,0 Kg./cm².

VºBº :


Abel A. Millena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N. 6379
CONSULTORA
EOLO S.R.L.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA
SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA -TARIJA
Av. Jaime Paz Z. Nº 1763 Telfax 591 4 6642238 Email tarifa@senamhi.gov.bo

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm)

Estación: BERMEJO
Provincia: ARCE
Departamento: TARIJA

Lat. S.: 22° 46' 15"
Long. W.: 64° 18' 42"
Altura: 385 m.s.n.m.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Maxima
1998	41,9	32,6	22,0	18,1	8,9	5,7	6,0	6,1	3,0	23,5	53,9	22,0	53,9
1999	52,2	55,4	64,7	17,0	10,7	5,0	5,4	0,0	3,9	18,8	24,9	34,5	64,7
2000	93,1	83,5	61,5	44,2	5,8	6,9	6,3	2,8	0,0	48,1	64,9	45,3	93,1
2001	43,1	65,3	34,2	68,9	6,1	4,5	1,2	2,2	21,8	41,3	41,6	37,2	68,9
2002	30,4	44,0	33,0	13,2	17,0	1,0	4,0	0,0	8,6	56,7	29,7	51,7	56,7
2003	99,5	61,3	50,2	6,1	7,1	4,1	0,0	0,3	1,3	23,3	72,3	59,3	99,5
2004	81,3	80,2	94,8	73,4	9,4	3,6	0,3	6,3	22,7	13,6	31,0	34,6	94,8
2005	47,9	27,0	34,3	18,2	8,0	5,0	0,2	0,0	0,0	7,8	28,6	88,6	88,6
2006	137,2	69,4	126,3	97,0	5,4	2,6	0,0	1,3	2,8	28,2	31,7	64,2	137,2
2007	57,8	60,1	104,2	7,0	7,4	2,6	1,5	0,3	2,2	9,0	62,8	61,1	104,2
2008	34,2	89,4	101,3	51,3	2,4	0,0	0,0	3,9	0,0	20,3	11,7	45,4	101,3
2009	21,8	70,4	72,3	21,2	32,9	0,0	0,0	0,0	0,0	17,3	131,7	94,4	131,7
2010	36,9	92,7	66,7	12,3	6,9	3,7	0,0	0,0	0,3	7,3	17,2	75,2	92,7
2011	31,3	59,2	28,3	26,4	15,7	5,2	10,4	2,0	15,5	8,8	52,5	65,3	65,3
2012	53,5	63,1	33,4	73,8	12,9	3,2	0,5	0,0	0,5	5,1	40,2	72,8	73,8
2013	25,9	104,0	22,4	9,2	4,3	11,0	5,2	0,0	0,0	10,0	10,2	37,5	104,0
2014	66,0	108,0	36,0	37,7	6,0	11,6	5,2	0,0	50,2	50,2	72,0	63,8	108,0
2015													
MEDIA	137,2	108,0	126,3	97,0	32,9	11,6	10,4	6,3	50,2	56,7	131,7	94,4	137,2

3 ESTUDIO HIDROLÓGICO:

3.1. GENERALIDADES

Ubicación

La cuenca de la quebrada “Barretero”, geográficamente está ubicada en la provincia Arce del departamento de Tarija.

Sus coordenadas son:

- Latitud Sur entre $22^{\circ}36'26,66''$ y $22^{\circ}33'55,86''$
- Longitud Oeste entre $64^{\circ}15'18,44''$ y $64^{\circ}17'37,01''$

3.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

La quebrada de “Barretero” es uno de los afluentes del río Tarija

Características topográficas de la zona son:

Es una zona montañosa, consecuentemente las pendientes de los ríos o cursos de agua son elevadas.

La cota en el punto mas bajo de la cuenca es de 396,5 m.s.n.m.

La cota en el punto mas elevado de la cuenca es de 971 m.s.n.m.

El curso principal tiene una longitud de 8,424 [km].

3.2. PROPIEDADES MORFOMETRICAS Y FISIOGRÁFICAS

3.2.1 PROPIEDADES FISIOGRÁFICAS DE LA CUENCA.

Las propiedades fisiográficas (geométricas) y de relieve de la cuenca son los siguientes:

a.) Perímetro.

Este valor fue determinado en la carta geográfica 6726-III

$$\text{Perímetro de la cuenca} = 19390 \text{ [m]} = \mathbf{19,39 \text{ [Km]}}$$

b.) Área de la cuenca.

El área esta delimitada por el perímetro que inicialmente se define de la cuenca el mismo fue determinado en la carta geográfica,

$$\text{Acuena} = A_c = 10219273 \text{ [m}^2\text{]} = \mathbf{10,219273 \text{ [Km}^2\text{]}}$$

c.) Índice de Compacidad o de Gravelius.

Define la facilidad de drenaje que tiene la cuenca, a mayor K_c el tiempo de concentración es menor lo que significa que el drenaje es muy bueno, cuando K_c menor ocurre lo contrario.

$$K_c = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}}$$

Donde:

P= 19390 [m] perímetro
A= 10219273 [m^2] área real de la cuenca

Entonces.

Kc= 1,71

e.) Rectángulo Equivalente.

Este parámetro se define con las ecuaciones siguientes.

$$Ac = a * b$$

$$P = 2 * (a + b)$$

Donde:

Ac= 10,219 área de la cuenca [Km²]
Pr= 19,390 perímetro [Km]
a= Ancho del rectángulo
b= Largo del rectángulo

Sustituyendo se tiene:

$$2 * a^2 - P * a + 2 * Ac = 0$$

Resolviendo la ecuación se obtiene los valores de a y b

a1= 8,492 [km] $\implies$ b1= 1,203 [km]
a2= 1,203 [km] $\implies$ b2= 8,492 [km]

Los valores finales serán:

a= 1,203 [km]
b= 8,492 [km]

3.2.2. PROPIEDADES DE RELIEVE DE LA CUENCA.

a.) Índice de Pendiente de Roche (Ir).

Este parámetro se define con la ecuación siguiente.

$$I_r = \frac{\sum \sqrt{Ai * di}}{\sqrt{L}}$$

Donde: Ai= área comprendida entre dos curvas de nivel consecutivas en [%]

d_i = distancia media entre dos curvas de nivel en proyección horizontal.
 L = Longitud del río principal.

Para este calculo tomaremos los valores de áreas cada 40 [m] de desnivel los cuales tabularemos en la siguiente tabla.

ATcuenca= 10219273 [m²]

LrioP= 8424 [m]

Cota [m.s.n.m.]	área [m²]	Distancia [m]	área [%]	$\sqrt{A_i * d_i}$
396,5-420	911,2	27,19	0,01	0,49
420-460	57037,9	404,90	0,56	15,03
460-500	1105307,3	1591,62	10,82	131,21
500-540	1805414,9	1183,48	17,67	144,60
540-580	1062838,6	748,48	10,40	88,23
580-620	864529,6	494,04	8,46	64,65
620-660	447003,4	318,07	4,37	37,30
660-700	455108,2	391,13	4,45	41,74
700-740	606860,3	760,13	5,94	67,19
740-780	952306,1	747,00	9,32	83,43
780-820	1250401,9	574,23	12,24	83,82
820-860	1018061,1	63,25	9,96	25,10
860-900	513712,0	186,60	5,03	30,63
900-940	58724,0	151,24	0,57	9,32
940-971	21053,5	118,27	0,21	4,94

Por lo tanto el Índice de Roche será:

$I_r = 0,098$ [%]

b.) Índice Global (IG).

Nos determina la pendiente media del río principal el cual se determina con la expresión siguiente.

$$I_G = \frac{H}{L}$$

H= Desnivel de la cuenca o sea Cot.max-Cot.min

Siendo: Cot.max= 971 [m.s.n.m.]

Cot.min= 396,5 [m.s.n.m.]

L= 8424 Longitud del río principal en [m]

Por lo tanto se tiene.

IG = 6,820 [%]

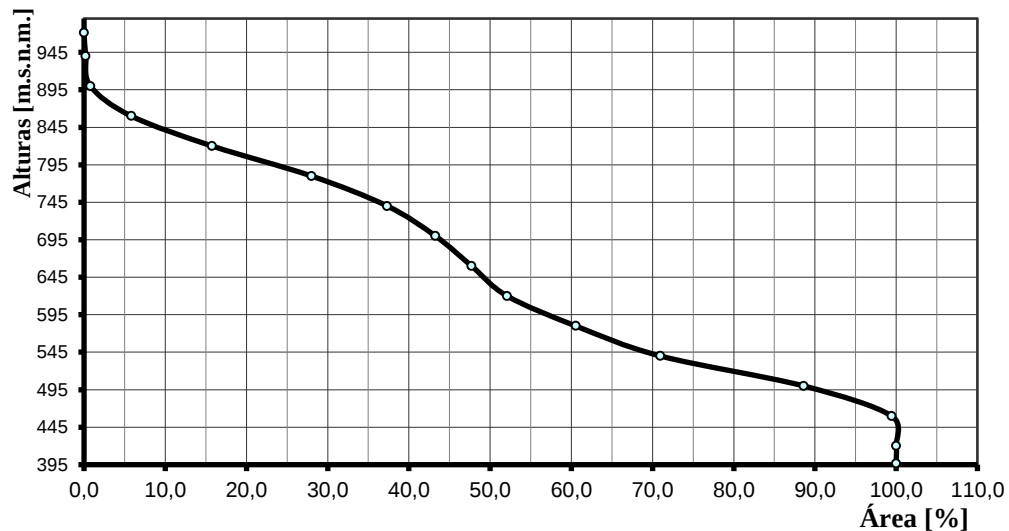
3.2.3. PROPIEDADES MORFOMETRICAS DE LA CUENCA

Datos Topograficos de la Cuenca de Barretero

Cota	Area Parcial [m ²]	Area Acumulado [m ²]	Area Acumulado [km ²]	Area S.Alt. [km ²]	Area [%]
396,5	0	0	0,000	10,219	100,000
420	911	911	0,001	10,218	99,991
460	57038	57949	0,058	10,161	99,433
500	1105307	1163256	1,163	9,056	88,617
540	1805415	2968671	2,969	7,251	70,950
580	1062839	4031510	4,032	6,188	60,550
620	864530	4896039	4,896	5,323	52,090
660	447003	5343043	5,343	4,876	47,716
700	455108	5798151	5,798	4,421	43,263
740	606860	6405011	6,405	3,814	37,324
780	952306	7357317	7,357	2,862	28,005
820	1250402	8607719	8,608	1,612	15,770
860	1018061	9625780	9,626	0,593	5,808
900	513712	10139493	10,139	0,080	0,781
940	58724	10198217	10,198	0,021	0,206
971	21053	10219270	10,219	0,000	0,000
Area Tot. Cuenca=			10,219	[km ²]	

3.2.4. Curva Hipsometrica

CURVA HIPSOMÉTRICA



3.3. Cálculo del caudal máximo

Se consideran las estaciones que se encuentran más cerca al área de aporte de la cuenca ya que no se cuenta con ninguna en la cuenca de estudio.

AÑO	BERMEJO
1998	53,900
1999	64,700
2000	93,100
2001	68,900
2002	56,700
2003	99,500
2004	94,800
2005	88,600
2006	137,200
2007	104,200
2008	101,300
2009	131,700
2010	92,700
2011	65,300
2012	73,800
2013	104,000
2014	108,000
T DATOS	17,000
MEDIA	90,494
DESV EST	24,127
E	79,492
K	0,545

3.3.1. Determinación características estadísticas.

$$Ed = 79,492$$

$$Kd = 0,545$$

3.3.2. Determinación de la lluvia diaria.

$$hdT = Edp * (1 + Kdp * \log T)$$

Donde :

hdT = Altura de lluvia diaria (mm)

Edp = Moda ponderada

Kdp = Característica ponderada

T = Periodo de retorno

T (años)	25	50	100	200	500
hdT (mm)	140,05	153,09	166,12	179,16	196,40

* Para poder calcular la altura de lluvia horaria necesitamos conocer el *tiempo* de concentración (Tc) lo cual determinamos mediante diferentes ecuaciones y escogemos el que mejor se ajuste a la cuenca.

$$\begin{aligned}
 \text{Pendiente} &= 0,0682 \quad m/m \\
 \text{Longitud del río} &= 8,424 \quad km \\
 \text{Área de la cuenca} &= 10,22 \quad km^2 \\
 \text{Desnivel} &= 574,5 \quad m
 \end{aligned}$$

* CALIFORNIA

$$T_c = 0.066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77} \quad T_c = \mathbf{0,96 \quad hr}$$

* VENTURA HERBAS

$$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{J}} \quad T_c = \mathbf{0,61 \quad hr}$$

* GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * J * L} \quad T_c = \mathbf{1,75 \quad hr}$$

* TEMEZ

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \quad T_c = \mathbf{2,52 \quad hr}$$

* KIRPICH

$$T_c = 0.871 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad T_c = \mathbf{0,88 \quad hr}$$

Tc = 0,75 hr

3.3.3. Determinación de altura de lluvia horaria.

$$htT = Edp * \left(\frac{t}{\alpha} \right)^{\beta} * (1 + Kdp * \log T)$$

htT = Altura de lluvia horaria (mm)
t = Duración de la lluvia (hr).

Como es una cuenca pequeña: $t = Tc$

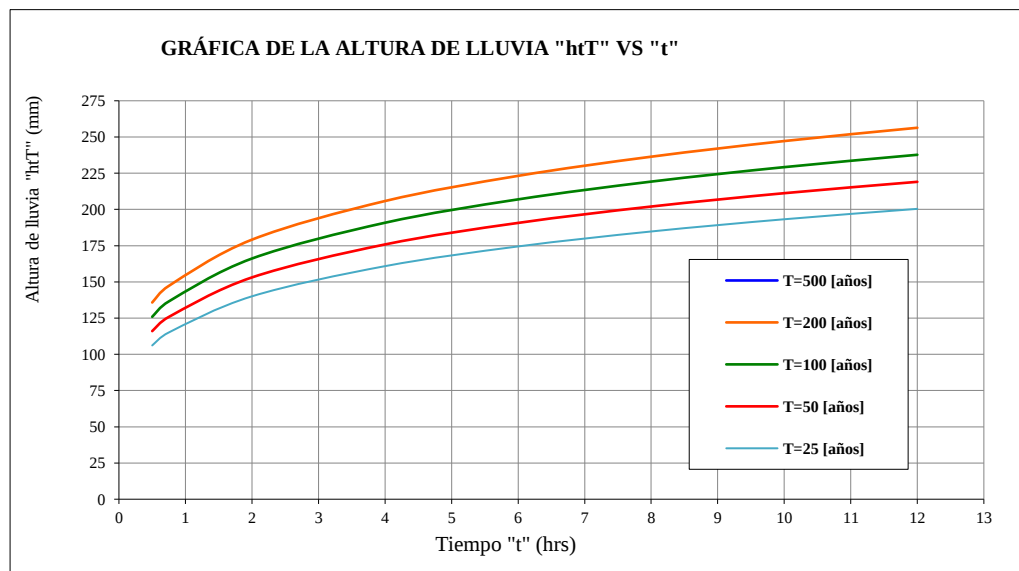
α = Equivalente de lluvia diaria

$\alpha = 2$ Para Área de cuenca < 20 Km²
 $\alpha = 12$ Para Área de cuenca > 20 Km²

β = Expresión que representa la pendiente de la recta de los valores modales.

b = 0,2 (Se recomienda)

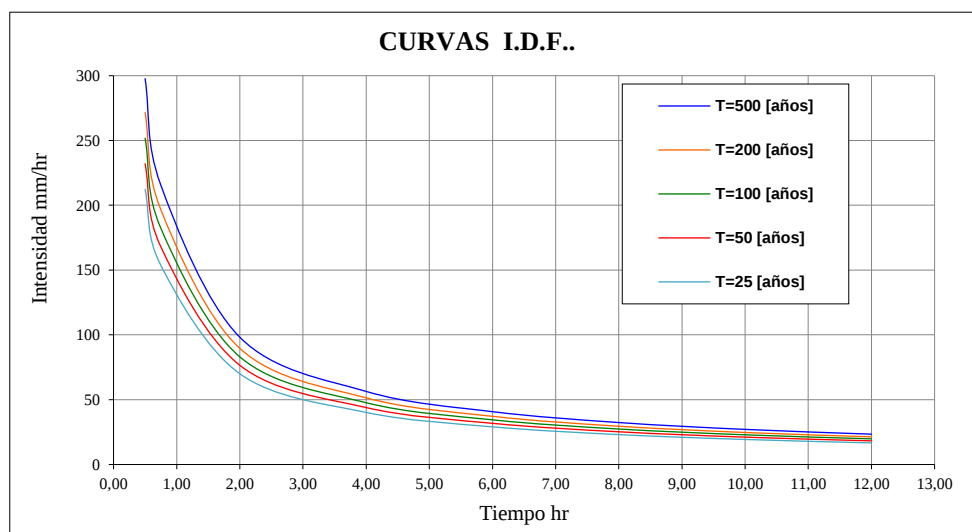
T Años	HORAS							
	t = 0,50	t = 0,75	t = 2,00	t = 4,00	t = 6,00	t = 8,00	t = 10,00	t = 12,00
25	106,13	115,05	140,05	160,87	174,46	184,79	193,23	200,40
50	116,02	125,76	153,09	175,85	190,70	202,00	211,22	219,06
100	125,90	136,47	166,12	190,83	206,95	219,20	229,21	237,72
200	135,78	147,18	179,16	205,81	223,19	236,41	247,20	256,38
500	148,84	161,34	196,40	225,61	244,66	259,15	270,98	281,04



Ahora determinamos las intensidades menores a las dos horas para diferentes periodos de retorno.

$$i_{\max} = \frac{htT}{Tc}$$

T Años	i (mm/hr)							
	t = 0,50	t = 0,75	t = 2,00	t = 4,00	t = 6,00	t = 8,00	t = 10,00	t = 12,00
25	212,27	153,75	70,02	40,22	29,08	23,10	19,32	16,70
50	232,03	168,07	76,54	43,96	31,78	25,25	21,12	18,26
100	251,80	182,39	83,06	47,71	34,49	27,40	22,92	19,81
200	271,56	196,70	89,58	51,45	37,20	29,55	24,72	21,36
500	297,69	215,63	98,20	56,40	40,78	32,39	27,10	23,42



3.3.4. Determinación del caudal de crecida.

Metodo de la Formula Racional

Para aplicar el siguiente método empírico debe realizarse el siguiente trabajo de gabinete:

- 1.- Determinar el área de influencia de la cuenca (Km²).
- 2.- Estimar una intensidad de lluvia máxima (mm/h)
- 3.- Aplicar cálculos con la fórmula racional

Con la información obtenida en otros estudios cercanos al lugar de estudio determinaremos las condiciones naturales para el coeficiente de escorrentía "C"

Coeficiente escorrentia (C):

- A cultivos generales en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- B cultivos generales en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- C cultivos de pastos en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- D cultivos de pastos en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- E cultivos de bosques en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- F cultivos de bosques en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- G areas desnudas en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- H areas desnudas en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)

Coefficiente escorrentia adoptado (C) : A = 0,6

Coefficiente de escorrentia Ponderado: Cuando la cuenca se compone de superficies de distintas características, el valor de C se obtiene como una media ponderada es decir:

$$C = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + \dots + C_nA_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_iA_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Valores del Coeficiente de escurrimiento (C)

Uso del suelo y pendiente del terreno	Textura del suelo		
	Gruesa	Media	Fina
Bosque			
Plano (0-5% pendiente)	0,1	0,3	0,4
Ondulado (6-10% pendiente)	0,25	0,35	0,5
Escarpado (11-30% pendiente)	0,3	0,5	0,6
Pastizales			
Plano (0-5% pendiente)	0,1	0,3	0,4
Ondulado (6-10% pendiente)	0,16	0,36	0,55
Escarpado (11-30% pendiente)	0,22	0,42	0,6
Terrenos cultivados			
Plano (0-5% pendiente)	0,3	0,5	0,6
Ondulado (6-10% pendiente)	0,4	0,6	0,7
Escarpado (11-30% pendiente)	0,52	0,72	0,82

Area Bosques= 3,5 Km²
Area Pastizales= 4,15 Km²
Area Cultivados= 2,8 Km²

Coefficiente escorrentia Ponderado (C) : 0,61

Coefficiente escorrentia adoptado (C) : 0,603

Intesidad max - i_{max} = 182,39 mm/hr

Q = caudal max en m³/sg

C = coeficiente de escorrentía = 0,603

i = intensidad max en mm/hr

A = área de la cuenca en Km²

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6} = 312,44 \text{ m}^3/\text{sg}$$

3.4. Cálculo del caudal máximo (Mét. del hidrograma Triángular).-

Mockus desarrollo un hidrograma unitario sintético de forma triángular que lo usa el SCS (Soil Conservation Service), el cual es otro método que utilizaremos para determinar el caudal de crecida. Este método proporciona los parámetros fundamental del hidrograma que son: Caudal pico (Q_p), tiempo base (tb) y el tiempo que se produce hasta la punta o pico (tp).

La ecuación del caudal pico es: $Q_p = 0.5556 * \frac{hpe * A}{tb}$

donde:

A = área de la cuenca (Km^2)= **10,219 Km^2**
 hpe = altura de precipitación efectiva (mm) = **136,47 mm**
 tb = tiempo base o duración total del escurrimiento directo (hr)
 Q_p = caudal pico o máximo (m^3/sg)

Analizando varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo hasta el pico se relaciona mediante la siguiente expresión:

$$tb = 2.67 * tp$$

que a su vez, el tiempo hasta el pico se expresa como:

$$tp = \frac{de}{2} + tr$$

donde:

tp = tiempo pico, en hr
 tr = tiempo de retraso, en hr
 de = duración en exeso, en hr

El tiempo de retraso, se estima mediante el tiempo de concentración en horas (tc) de la siguiente forma:

$$tr = 0.6 * tc$$

Ademas, la duración en exeso que es con la que se tiene mayor caudal pico, se lo determina mediante la siguiente ecuación:

$$de = 2 * \sqrt{tc}$$

$$tc = 0.75 \text{ hr}$$

Cuenca pequeña donde su área es menor a 250 km^2 , la forma . La cuenca pequeña responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración

Donde:

$$d_e = t_c$$

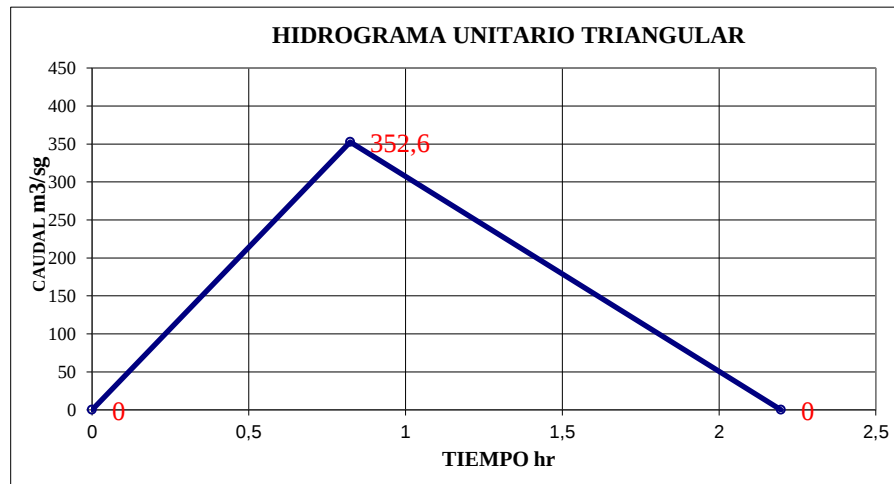
$$d_e = 0,75 \text{ hr}$$

reemplazando en la anterior ecuación:

$$tr = 0,45 \text{ hr} \quad tp = 0,82 \text{ hr} \quad tb = 2,20 \text{ hr}$$

Finalmente obtenemos un caudal máximo de:

$$Q_p = 352,59 \text{ m}^3/\text{sg}$$



Por lo tanto decimos que el máximo caudal que circula por la quebrada es de según el método es:

$$Q_{max} = 352,59 \text{ m}^3/\text{sg}$$

De los dos métodos mencionados anteriormente, adoptamos un promedio de los resultados obtenidos ya que los valores no son muy distantes:

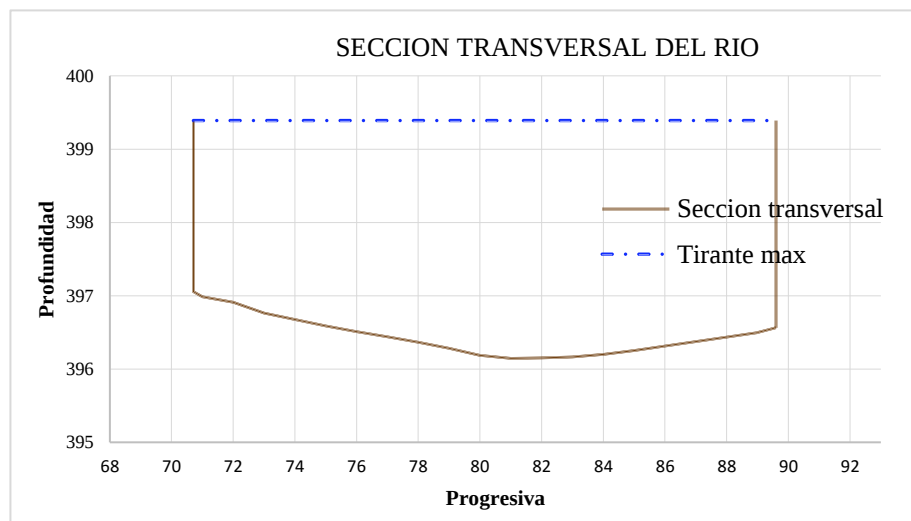
$$Q_{max} = 332,52 \text{ m}^3/\text{sg}$$

3.5 CALCULO HIDRAULICO

Datos del Levantamiento topografico de la seccion

Prog.	Cota
70,7	399,4
70,7	397,1
71,0	397,0
72,0	396,9
73,0	396,8
74,0	396,7
75,0	396,6
76,0	396,5
77,0	396,4
78,0	396,4
79,0	396,3
80,0	396,2
81,0	396,1
82,0	396,2
83,0	396,2
84,0	396,2
85,0	396,3
86,0	396,3
87,0	396,4
88,0	396,4
89,0	396,5
89,6	396,6
89,6	399,4

A=	55,93	m²
P=	24,11	m



Determinacion de (n):

La siguiente tabla nos muestra los distinto valores de "n" que se adoptaran:

SEGUN COWAN:

Condiciones del río:

material del cauce: A terroso
B rocoso
C gravoso fino
D gravoso grueso

material del cauce adoptado: **D** = 0,028

Grado de irregularidad: A ninguna
B leve
C regular
D severo

Grado de irregularidad adoptado: **C** = 0,010

Secciones A leve
Variables B regular
C severo

variación de la seccción adoptada: **B** = 0,005

Efecto de las obstrucciones: A despreciables
B menor
C apreciable
D severo

Efecto de las obstrucciones adoptado: **B** = 0,010

vegetación: A ninguna
B poco
C regular
D alta

vegetación adoptada: = 0,025

grado de sinuosidad: A Insignificante
B regular
C considerable

grado de sinuosidad adoptado: = 1,000

valor de " n " adoptado según COWAM n = 0,078

SEGUN SCOBEEY:

Condiciones del río:

n = 0.025

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes

n = 0.030

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente.

n = 0.035

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.

n = 0.040-0.050

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes

n = 0.060-0.075

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular.

valor de " n " adoptado según SCOBEEY n = 0,075

valor de " n " adoptado n = 0,0765

Determinación del tirante Máximo :

Datos:

Area (A)= 55,933 m²

Pendiente (S)= 0,0682 m/m
Perimetro (P)= 24,113 m
Coficiente de rugosidad (n)= 0,0765 -

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} S^{1/2} = 334,58 \text{ m}^3/\text{seg} \quad V = 5,98 \text{ m/seg}$$

Revancha= 1,50 m
Tirante max (y)= 3,24 m
Cota del tirante max (y)= 399,39 m
Tirante max + Revancha= 4,74 m
Cota(Tirante max + Revancha)= 400,89 m
Cota lecho del rio= 396,1 m

3.6 CALCULO DE LA SOCAVACION:

Según Lacey

$$Q_{\max} = 332,52 \text{ m}^3/\text{s} \quad Y_{\max} = 3,24 \text{ m} \quad \text{Ancho rio (m)} = 20,3$$

$$q = \frac{Q_{\max}}{B_{\max}} \rightarrow q = 16,42 \text{ m}^3/\text{s/m} \text{ [Caudal Unitario]}$$

Factor de Lacey	f
Rocas masivas	40,00
Rocas	38,00
Pedrones y lajas	20,00
Piedras y lajas	6,00
Piedras pequeñas y gr	4,70
Arenas gruesas	1,52
Arenas medianas	1,30
Limos estandar	1,00
Limos finos	0,85

$$D_s = 1,35 \cdot \left(\frac{q^2}{F} \right)^{\frac{1}{3}} \rightarrow f = 20 \text{ [factor de LACEY]} \quad D_s \text{ (m)} = 3,21$$

grava y gravilla

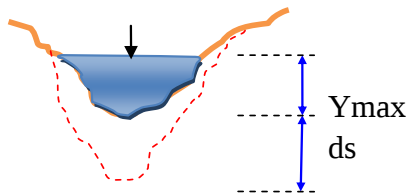
Factor de ajuste

Geometria del rio	k _{sa}
Tramo recto y curvas moderadas	1,5
Angulos rectos y curvas pronunciadas	2
Aguas arriba de la pila	2
Aguas arriba de los deflectores	2,5

$$D_{sa} = D_s \cdot K_{sa} \rightarrow K_{sa} = 1,5 \text{ [factor de ajuste]} \quad D_{sa} \text{ (m)} = 4,82$$

tramos rectos y curvas moderadas

$$ds = D_{sa} - Y_{\max} \rightarrow ds \text{ (m)} = 1,6 \text{ [Altura de Socavacion a partir del lecho]}$$



Profundidad de socavacion

$$h = k * H * v^2$$

Donde:

h=profundidad de socavacion (m)

k=constante caracteristica del terreno (seg²/m)

h=profundidad de la corriente (m)

v=velocidad de las aguas (m)

Material	k(seg ² /m)
Ripio conglomerado	0,01
Ripio suelto	0,04
Arena	0,06
Fango	0,08

V= 5,98 m/seg

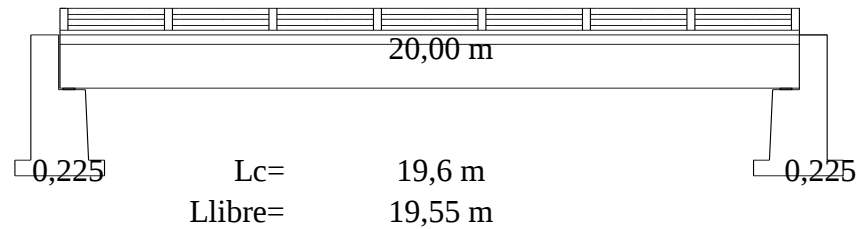
H= 3,24 m

K= 0,01

h= 1,2 m

4. MEMORIA DE CALULO

4.1.- Diseño del Barandado



Los apoyos varían entre el rango de 0,20 - 0,30. Adoptamos 0,25 m.

Determinacion del numero de postes: $N_{POSTES} = \frac{L_C}{b} + 1$

$$N_{POSTES} = 11 \text{ Postes}$$

Determinacion de las cargas:

Donde de acuerdo a la norma se tiene:

$$P = 0,89 \text{ kN}$$

$$w = 0,73 \text{ kN/m.}$$

$$L = 2,0 \text{ m.}$$

Donde:

L: Separacion entre postes.

Seccion asumida:

$$\text{Base} = 0,12 \text{ m.}$$

$$\text{Altura} = 0,12 \text{ m.}$$

$$\gamma H^\circ A^\circ = 24 \text{ kN/m}^3$$

Carga debido al peso propio (DC)

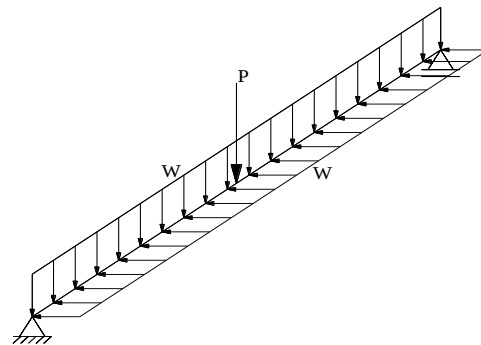
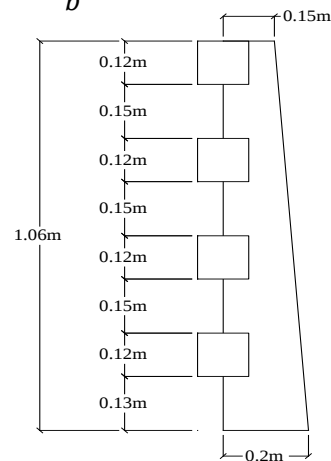
$$WDC = 0,346 \text{ kN/m.}$$

4.1.1.-Efectos

Momento debido al peso propio (MDC).-

$$M_{DC} = \frac{DC * l^2}{8}$$

$$M_{DC} = 0,17 \text{ kN-m.}$$



Momento debido a sobrecargas vivas (MLL).-

$$M_{LL} = \frac{2 * w * L^2}{8} + \frac{P * L}{4}$$

$M_{LL} = 1,18 \text{ kN/m.}$

Cortante debido al peso propio (VDC).-

$$V_{DC} = \frac{W_{DC} * L}{2}$$

$V_{DC} = 0,35 \text{ kN}$

Cortante debido a sobrecargas vivas (VLL).-

$$V_{LL} = \frac{w * L}{2} + P$$

$V_{LL} = 1,62 \text{ kN}$

4.1.2.- Combinacion de carga

$$M_U = \eta_i * (1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LL})$$

Momento mayorado:	$M_U = 2,27 \text{ kN-m.}$
-------------------	----------------------------

Cortante mayorado:	$V_U = 3,27 \text{ kN}$
--------------------	-------------------------

4.2.3.- Cálculo de armaduras

Armaduras a flexión

Momento último:	$M_u = 2,27 \text{ kN-m.}$
Resistencia Característica del Hº:	$f'c = 21,0 \text{ N/mm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$f_y = 420,0 \text{ N/mm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 20 \text{ mm}$
Ancho de la sección:	$b = 120 \text{ mm}$

Altura efectiva (d)

$$h = 120 \text{ mm.}$$

$$\phi = 8 \text{ mm.}$$

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 96 \text{ mm.}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} \quad a = 13,2 \text{ mm}$$

Armadura necesaria (A_s)

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$
$$\rho_{nec} = 0,00584$$

$$A_s = \rho_{nec} \cdot b \cdot d \quad A_s = 67,25 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,0033$ Para acero de $f_y = 420 \text{ Mpa}$
 $A_{smin} = 38,016 \text{ mm}^2$

$$A_s = 67,2 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 38,0 \text{ mm}^2$$

$$A_{snec} = 67,2 \text{ mm}^2$$

Número de hierros: $\# \text{ hierros} = \frac{4 * A_{snec}}{\pi \cdot \phi^2}$

ϕ (mm)	ϕ (mm)	Nº Fierros	$A\phi$ (mm ²)
1/4	6	2	63,339
5/16	8	2	98,967
3/8	10	2	142,512

usamos el diametro de:

ϕ (mm)	8 mm	Nº Fierros	2
-------------	------	------------	---

Disposición de los hierros

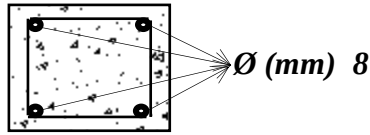
Para el espaciamiento se toma un recubrimiento de 2 cm a cada lado.

$$Esp = \frac{L - 2 * r - \# \text{Hierros} * \phi}{\# \text{Hierros} - 1}$$

$$Esp = 64 \text{ mm}$$

Finalmente usar:

$\emptyset$ (mm) 8 mm N° Fierros 2 s= 6 cm



Armadura a corte

Resistencia al esfuerzo cortante del hormigón (v_c)

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Cortante ultimo de calculo: $V_u = 3,27 \text{ kN}$

Altura útil del barandado: $d = 96 \text{ mm}$

Coefficiente de seguridad para cortante: $\phi = 0,85$

Ancho que soporta el corte: $b = 120 \text{ mm}$

$$v_u = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Como: } v_u = 0,33 \text{ N/mm}^2 < v_c = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Teóricamente no necesita estribos, pero se debe colocar armadura mínima.

$$v_u = 0,33 \text{ N/mm}^2 < v_c/2 = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

No Requiere Armadura de Corte!

La norma recomienda colocar estribos cada 30 cm de espaciamiento en vigas y en diámetros pequeños por razones constructivas. Adoptamos $\phi = 6 \text{ mm}$ cada 20 cm de espaciamiento por ser menor al especificado.

Finalmente USAR:

fierros de 6 mm c/ 20,0 cm

4.2.- Diseño de los postes del barandado

Seccion asumida:

Base menor: 150 mm.

Base mayor: 200 mm.

Ancho : 150 mm.
Altura total: 1060 mm.
 $\gamma H^o A^o = 24 \text{ kN/m}^3$

P_{LL} = Carga de diseño para postes.

Carga debido al peso propio (DC).-

$$DC = 3,37 \text{ kN}$$

Sobrecargas vivas (LL).- $P_{LL} = 890 + 0,73 * L \quad [N]$

La longitud entre postes es de: $L = 2000 \text{ mm}$

$$P_{LL} = 2,35 \text{ kN}$$

4.2.1.- Efectos

Momento debido a sobrecargas vivas (MLL)

$$M_{LL} = P_{LL} \cdot 1 = 2,35 \text{ kN-m.}$$

4.2.2.- Solicitaciones mayoradas

$$M_U = n * (1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LL})$$

$M_U = 4,11 \text{ kN-m.}$

4.2.3.- Cálculo de armaduras

Armaduras a flexión.-

Momento último:	$M_u = 4,11 \text{ kN-m.}$
Resistencia Característica del Hº:	$f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 20 \text{ mm}$
Ancho de la sección:	$b = 150 \text{ mm}$
Altura del poste:	$h = 200 \text{ mm}$
Diámetro adop. de barra:	$\phi = 8 \text{ mm}$
Cuantía mínima:	$\rho_{min} = 0,0033$

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 176 \text{ mm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} \quad a = \mathbf{9,98 \text{ cm}}$$

Armadura necesaria (As)

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,002410$$

$$A_s = \rho_{nec} \cdot b \cdot d = 63,6 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima $A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot h$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,0033$

$$A_{s \text{ min}} = 87,1 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 63,6 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 87,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ neces}} = 87,120 \text{ mm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (mm ²)
6	2	63,339
8	2	98,967
10	2	142,512

Como la armadura necesaria es menor que la armadura mínima , entonces diseñamos con As min

Número de hierros: $\# \text{ hierros} = \frac{4 * A_{s \text{ nec}}}{\pi \cdot \phi^2}$

$$\# \text{ Hierros} = 2$$

Disposición de los hierros.-

Para el espaciamiento se toma un recubrimiento de 2 cm a cada lado.

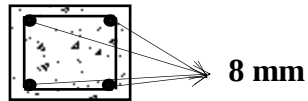
$$Esp = \frac{L - 2 * r - \# \text{Hierros} * \phi}{\# \text{Hierros} - 1}$$

$$Esp = \mathbf{144 \text{ mm}}$$

Finalmente USAR:

2 Fierros de $\varnothing = 8$

c/ 14 cm



Armadura a corte

Cortante debido al peso propio: **$VDC = 0,00$ kN**

Cortante debido a la sobrecarga viva: **$VLL = 2,35$ kN**

$V_U = 4,11$ kN

Resistencia al esfuerzo cortante del hormigon (v_C)

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Cortante ultimo de calculo: **$V_u = 4,11$ kN**

Canto del poste: **$d = 176$ mm**

Coficiente de seguridad para cortante: **$\phi = 0,85$**

Ancho que soporta el corte: **$b = 150$ mm**

$$v_u = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

Como: **$v_U = 0,18 \text{ N/mm}^2 < v_C = 0,76 \text{ N/mm}^2$**

Teóricamente no necesita estribos, pero se debe colocar armadura mínima.

$$v_U = 0,18 \text{ N/mm}^2 < v_C/2 = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

No Requiere Armadura De Corte!

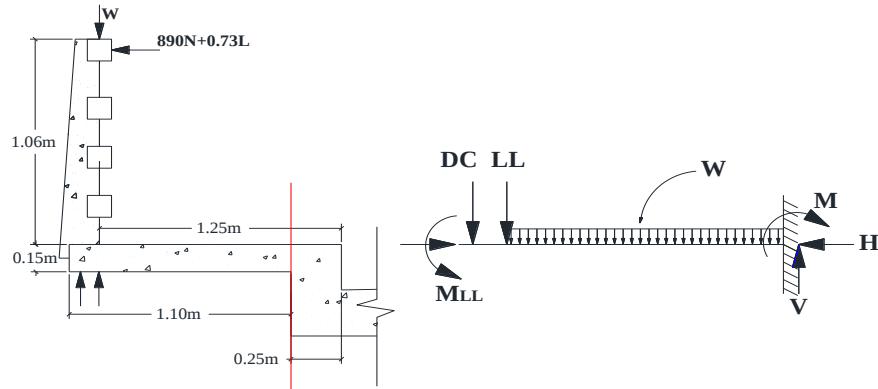
La norma recomienda colocar estribos cada 30 cm de espaciamiento en vigas y en diámetros pequeños por razones constructivas. Adoptamos $\phi = 6$ mm cada 20 cm de espaciamiento por ser menor al especificado.

Finalmente USAR:

Fierros de $\varnothing = 6$ mm.

c/ 20 cm

4.2.- Diseño de la vereda



Para el análisis de la vereda se toma en cuenta dos casos que puede suceder

ANALISIS N°1.-

Se analiza cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda también se analizan las cargas vivas cuando actúan en el poste generando un momento y en la vereda producidas por los peatones.

La sección crítica donde se produce los esfuerzos solicitantes es en la frontera entre la vereda y el bordillo. Previo a este caso analizaremos las cargas:

$$\begin{aligned} \text{Longitud de la acera:} & \quad b_v = 1,00 \text{ m.} \\ \text{Espesor de la vereda:} & \quad h_v = 0,15 \text{ m.} \\ \text{Peso Especifico del H°A°:} & \quad g_{H^\circ A^\circ} = 24,0 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$DC = h_v \cdot \gamma_{H^\circ A^\circ} = 3,60 \text{ kN/m}^2$$

Carga debido al poste + barandas.-

$$\begin{aligned} \text{Peso del poste} &= 0,30 \text{ kN/m.} \\ \text{Peso de la baranda} &= 1,38 \text{ kN/m.} \\ \text{Long. Entre postes (L)} &= 2 \text{ m.} \\ \text{DC (poste + baranda)} &= 1,68 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

$$\text{Momento debido a la sobrecarga(LL)} = 2,35 \text{ kN-m.}$$

$$M_{LL} = \frac{M_{LL}}{b} = 1,18 \text{ kN-m/m.}$$

Sobrecarga en las veredas (LL).-

$$\text{De acuerdo a la norma AASHTO } \epsilon \quad WLL = 0,0036 \text{ Mpa}$$

4.2.1.- Efectos que se producen en el primer análisis

Momento debido a la carga permanente

$$M_{DC(acera+barandando+postes)} = 3,86 \text{ kN-m/m.}$$

Cortante debido a la carga permanente

$$V_{DC} = 5,28 \text{ kN/m.}$$

Momento debido a la sobrecarga

$$M_{LL} = 2,98 \text{ kN-m/m.}$$

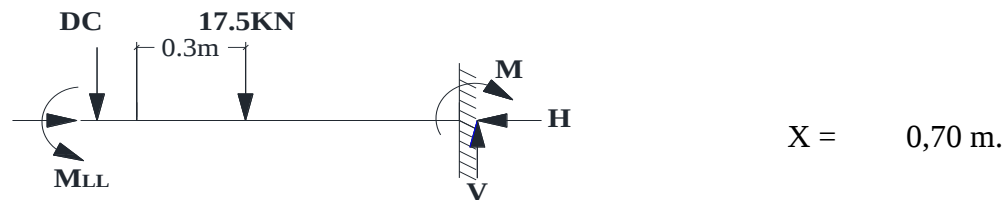
Cortante debido a la carga viva

$$V_{LL} = 3,60 \text{ kN/m.}$$

ANALISIS N°2.-

Se analiza cuando actúan las carga muertas del poste, barandado, peso propio de la vereda. Tambien se analiza la carga viva cuando actúa a 0,30 m del barandado y producido pr la carga de la rueda delantera del camión tipo es decir (P = 17,50 kN)

La sección crítica donde se produce los esfuerzos solicitantes es en la frontera entre la vereda



Momento debido a la carga permanente

$$M_{DC} = 3,86 \text{ kN-m/m.}$$

Cortante debido a la carga permanente

$$V_{DC} = 5,28 \text{ kN/m.}$$

Momento debido a la sobrecarga

La rueda trasera actuará en un ancho de franja " E " sobre la acera. Como se trata de un solo carril la rueda delantera actuara a una distancia de 0,30 m

$$PLL = 17,50 \text{ kN}$$

$$X = 700 \text{ mm}$$

$$E = 1140 + 0,833 * X = 1723 \text{ mm}$$

$$M_{LL} = \frac{P_{LL} \cdot X}{E} = 7,11 \text{ kN-m/m.}$$

Cortante debido a la carga viva

$$V_{LL} = \frac{P_{LL}}{E} \quad \mathbf{V_{LL} = 10,16 \text{ kN-m/m.}}$$

PARA EL ANALISIS N° 1 :

Momento	$M_u = 10,03 \text{ kN-m/m.}$
Cortante	$V_u = 12,91 \text{ kN/m.}$

PARA EL ANALISIS N° 2 :

Momento	$\mathbf{M_u = 21,38 \text{ kN-m/m.}}$
Cortante	$\mathbf{V_u = 30,24 \text{ kN/m.}}$

4.2.2.- Cálculo de armaduras

Armaduras a flexión.-

Momento último:	$M_u = 21,38 \text{ kN-m/m.}$
Resistencia Característica del H°:	$f'_c = 21,0 \text{ N/mm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 25 \text{ mm}$
Ancho de la sección:	$b = 1000 \text{ mm}$
Altura :	$h = 150 \text{ mm}$
Diámetro adop. de barra:	$f = 12 \text{ mm.}$
cuantía mínima:	$\rho_{min} = 0,0033$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = \mathbf{d = 113 \text{ mm}}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} = \mathbf{a = 12 \text{ mm}}$$

Armadura necesaria (As).-

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \quad A_s = \quad 529,6 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima.-

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = \quad 0,0033$

$$A_s \text{ min} = \quad 495,0 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \quad 529,6 \text{ mm}^2 \quad > \quad A_s \text{ min} = \quad 495,0 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ neces} = \quad 529,6 \text{ mm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (mm ²)
8	11	553
10	7	550
12	5	565

Número de hierros.-

$$\#hierros = \frac{4 \cdot A_s \text{ necesario}}{\pi \cdot \phi^2}$$

$$\# \text{ Hierros} = \quad 5 \quad \text{c/m}$$

$$\# \text{ hierros} = \quad 95 \quad \text{Para toda la long. de la vereda}$$

Disposición de los hierros.-

Se considera un recubrimiento lateral de 2,5 cm. a cada lado.

La long total de la vereda es igual a:

$$s = 20 \text{ cm}$$

Finalmente USAR:

$\phi(\text{mm}) =$	12 mm	c/ 20 cm
---------------------	--------------	-----------------

Armadura de distribución

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$A_s = 565,5 \text{ mm}^2$$

$$S = 1100 \text{ mm.}$$

$$f = 10 \text{ mm.}$$

$$D = \quad 115,8 \quad > \quad 67\%$$

$$\text{Adopto:} \quad \mathbf{D = \quad 67\%}$$

$$A_{s \text{ distr.}} = D \cdot A_s = \quad A_{s \text{ distr}} = 378,9 \text{ mm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (mm ² /m)
6	13	367,57
8	8	402,12
10	5	392,70

Número de hierros.-

$$\#hierros = \frac{4 \cdot A_{s \text{ necesario}}}{\pi \cdot \phi^2} = \quad \# \text{ Hierros} = 5$$

Disposición de los hierros.-

$$f = 10 \text{ mm.}$$

$$\text{Esp} = c / 20 \text{ cm}$$

Finalmente USAR:

$\phi 10 \text{ mm. } c / 20 \text{ cm}$
--

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$V_U = 30,24 \text{ kN/m.}$$

Resistencia al esfuerzo cortante del hormigon (v_c)

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño: $v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d}$

Cortante ultimo de calculo: $V_U = 30,24 \text{ kN/m.}$

Canto del poste: 113 mm

Ciente de seguridad para cortante: $f = 0,85$

Ancho que soporta el corte: $b = 1000 \text{ mm}$

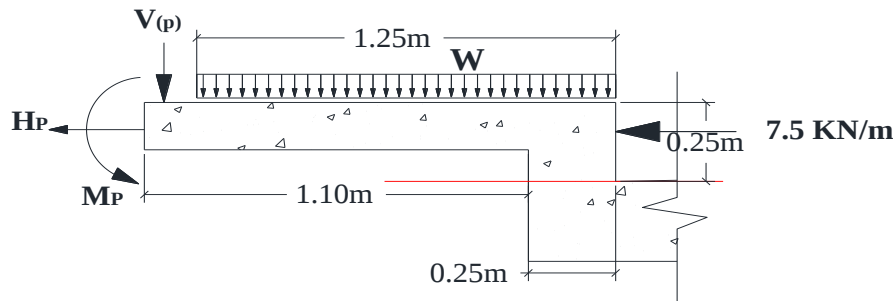
$$v_U = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

Como: $v_U = 0,31 \text{ N/mm}^2 < v_c = 0,76 \text{ N/mm}^2$

$$v_U = 0,31 < v_c / 2 = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE!!!!

4.3 DISEÑO DEL BORDILLO



Reacciones de los postes:

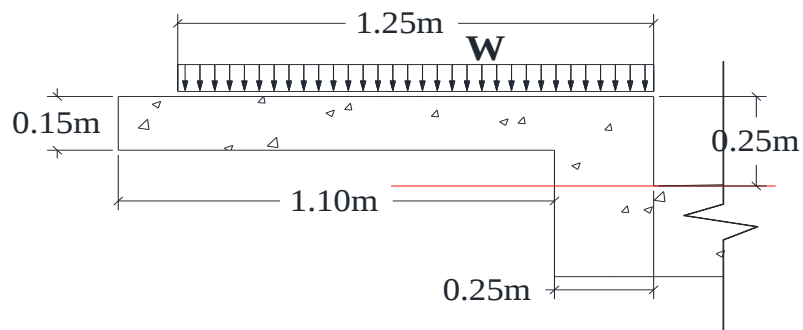
Longitud de la vereda:	$b_v = 1 \text{ m}$	
Longitud al bordillo:	$L_b = 1,225 \text{ m}$	$V_p = 1,68 \text{ kN}$
Peso propio de la vereda:	$DC = 3,60 \text{ kN/m}^2$	$H_p = 1,18 \text{ kN}$
Fuerza debido al choque:	$P = 7,5 \text{ kN/m.}$	$M_p = 1,18 \text{ kN-m.}$
altura del bordillo:	$a = 0,25 \text{ m}$	
Sobrecarga peatonal:	$WLL = 3,6 \text{ kN/m}^2$	
Espesor de la vereda:	$h_v = 0,15 \text{ m}$	
	$E = 1,72 \text{ m}$	
	$ab = 0,25 \text{ m}$	

Momento debido a la carga permanente:

$$M_{CM} = 5,42 \text{ kN-m}$$

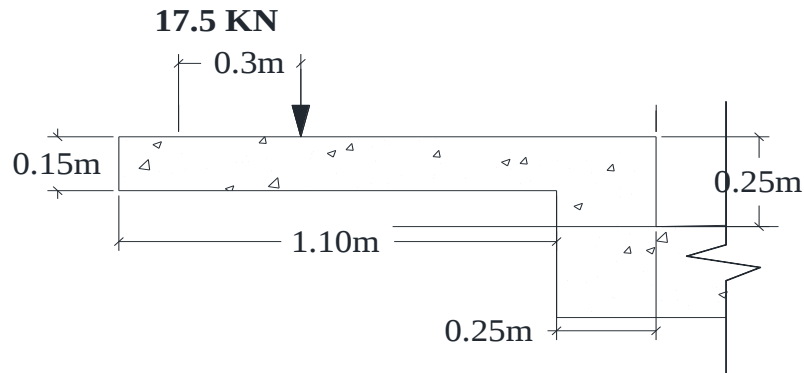
Momentos debidos a las sobrecarga viva:

HIPOTESIS I:



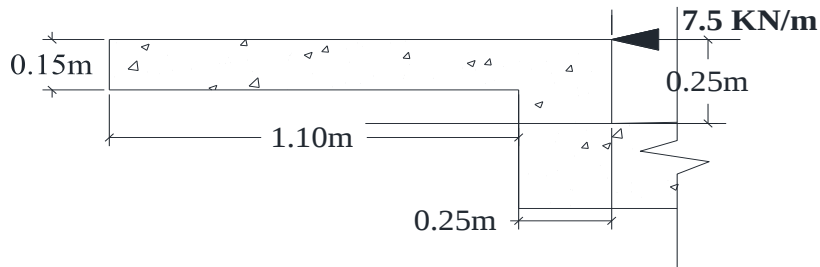
$$M_{CV1} = 2,70 \text{ kN-m/m.}$$

HIPOTESIS II:



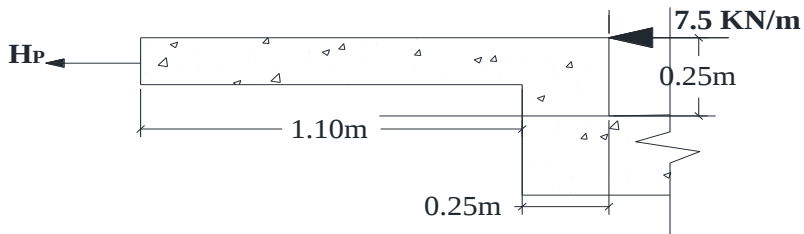
$$M_{CV2} = 9,39 \text{ kN-m.}$$

HIPOTESIS III:



$$M_{CV3} = 1,88 \text{ kN-m/m.}$$

Cortante debido a la sobre carga:



$$VCM = 1,18 \text{ kN/m.}$$

$$VCV = 7,50 \text{ kN/m.}$$

Estado de resistencia I: (ASSHTO LRFD 2004 apartado 3.4.1)

Combinacion de carga basica que representa el uso vehicular normal del puente, sin

$$M_u = 1,25.CM + 1,75.CV$$

Hipotesis I:	$M_u = 11,50 \text{ kN-m.}$
---------------------	-----------------------------

Hipotesis II:	$M_u = 23,21 \text{ kN-m.}$
----------------------	-----------------------------

Hipotesis III:	$M_u = 10,05 \text{ kN-m.}$ $V_u = 14,59 \text{ kN}$
-----------------------	---

Cálculo de armaduras:

Armadura a flexión:

<i>Momento último:</i>	$M_u = 23,21 \text{ kN-m.}$
<i>Resistencia Característica del Hº:</i>	$f_c = 21 \text{ N/mm}^2$
<i>Resistencia Característica del Acero:</i>	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
<i>Recubrimiento mínimo:</i>	$r = 25 \text{ mm}$
<i>Ancho de la sección:</i>	$b = 1000 \text{ mm}$
<i>altura :</i>	$h = 250 \text{ mm}$
<i>Diámetro adop. de barra:</i>	$\phi = 12 \text{ mm}$
<i>cuantía mínima:</i>	$\rho_{\min} = 0,0018$
<i>Altura efectiva:</i>	$d = 225 \text{ mm}$

Altura de compresiones:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \quad a = \quad 7 \text{ mm}$$

Armadura necesaria:

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 \cdot f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) \rho_{nec} = 0,0012$$

$$A_s = \rho_{nec} \cdot b \cdot d = \quad A_s = 277 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad A_s \text{ min} = 405 \text{ mm}^2$$

Como la armadura necesaria es **menor** que la armadura mínima , entoces diseñamos con la minima.

$A_s = 405 \text{ mm}^2$

Cálculo de la armadura principal (paralela al tráfico)

Número de hierros

ϕ mm	Area (mm ²)	Nº barras	Area(mm ²)	Esp(s) mm
12 mm.	113 mm ²	4	452,39	250,0

FINALMENTE: ϕ 12mm c / 25 cm

Para la armadura superior del bordillo, adoptamos dos hierros de $\phi = 10$ mm para fines constructivos.

Armadura a corte

Resistencia del hormigón al cortante (VC)

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Cortante nominal unitario (VU)

Coefficiente de seguridad para cortante: $\phi = 0,85$

$$V_U = \frac{V_d}{\phi * b * d} = 0,076 \text{ N/mm}^2$$

$$V_U = 0,076 \text{ N/mm}^2 < VC = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

TEORICAMENTE NO NECESITA ESTRIBOS, COLOCAR A_s min

$$V_U = 0,08 < VC/2 = 0,38 \text{ N/mm}^2$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE!!!!

Es recomendable colocar estribos por fines constructivos. Se adoptará la armadura principal de la vereda debido a que esta armadura trabajará en conjunto con el

Se usarán:

ϕ 8mm c /30cm

DISEÑO DE UN PUENTE DE VIGAS

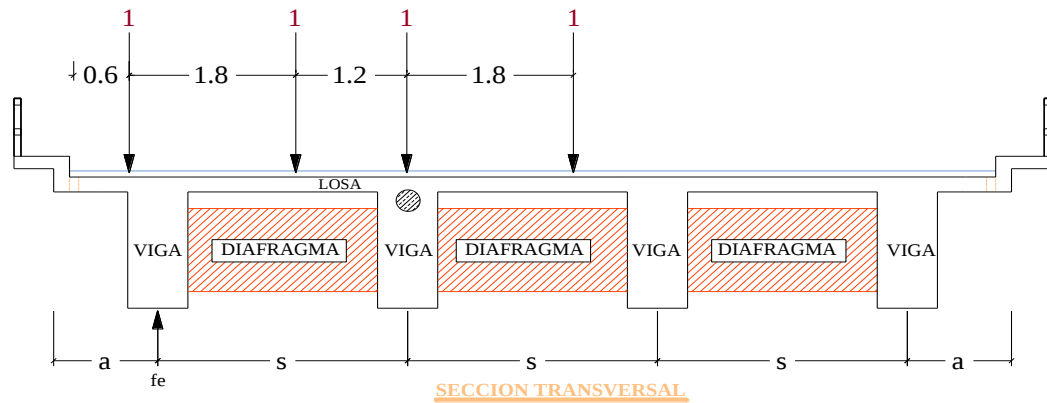
DATOS INICIALES

$$L_c = 19,55 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 7,2 \text{ m}$$

Fraccion de Carga:

$$\text{Para vigas T de Hormigon: } f_i = 0,547 * s$$



$$f_e(s) = 1(a + s - 0,85) + 1(a + s - 2,65) \quad Ec: 1$$

$$2a + 3s = 7,7 \quad \rightarrow \quad a = 3,85 - 1,5s \quad Ec: 2$$

$$f_i = f_e$$

$$s = 2 \text{ m}$$

$$a = 1,95 \text{ m}$$

4.4 DISEÑO DE LA LOSA

Predimensionamiento de la Losa

Alma de la viga

$$b_w = 0,4 \text{ m}$$

Espesor de losa

$$\text{Espaciamiento entre ejes } S' = 2,0 \text{ m}$$

$$S = 1,60 \text{ m}$$

$$t_{min} = 175 \text{ mm} \quad h = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 175 \text{ mm}$$

$$h = \frac{(S + 3000)}{30} = 153 \text{ mm} \approx 0,15 \text{ m}$$

$$h_{min} = 175 \text{ mm}$$

$$180 \text{ mm}$$

$$h \text{ asumido} = 0,18 \text{ m}$$

MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA

CRITERIOS LRFD APLICABLES

Resistencia I: $U=n[(1,25 \text{ o } 0,9)DC+(1,50 \text{ o } 0,65)DW+1,75(LL+IM)]$

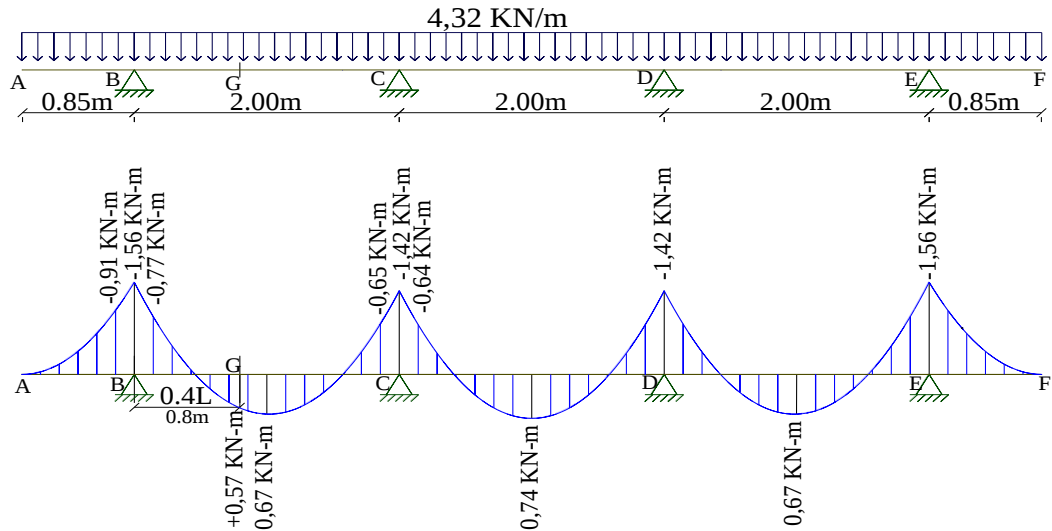
Servicio I: $U=n[1,0DC+1,0DW+1,0(LL+IM)]$

Momentos de flexion por cargas:

Carga muerta (DC)

Peso propio de losa: 4,32 kN/m

Diagramas de Momentos en la losa por Peso Propio



MDC= -1,42 kN-m

MDC(G)= 0,57 kN-m

MDC,ISQ= -0,65 kN-m

MDC,DER= -0,64 kN-m

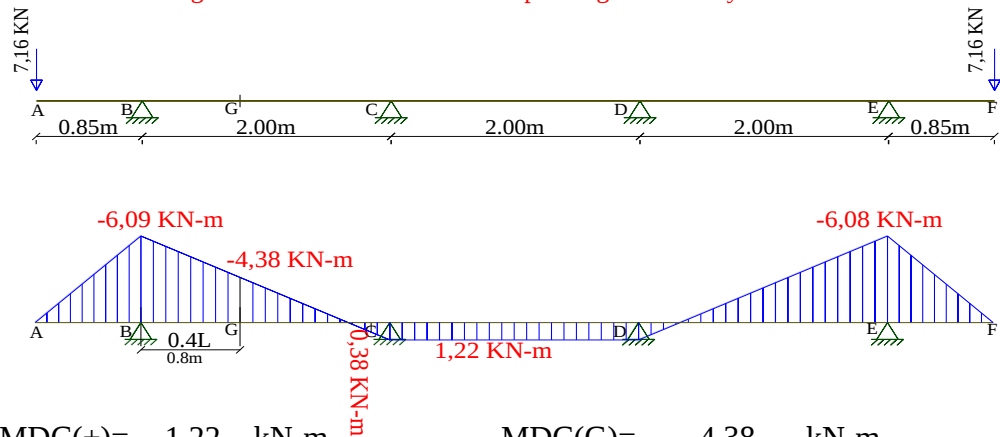
Peso de Acera y barandado:

Pbarandado= 1,70 kN

Pb+Pa= 7,16 kN

Pacera= 5,46 kN

Diagramas de Momentos en la losa por Carga de Acera y Barandado



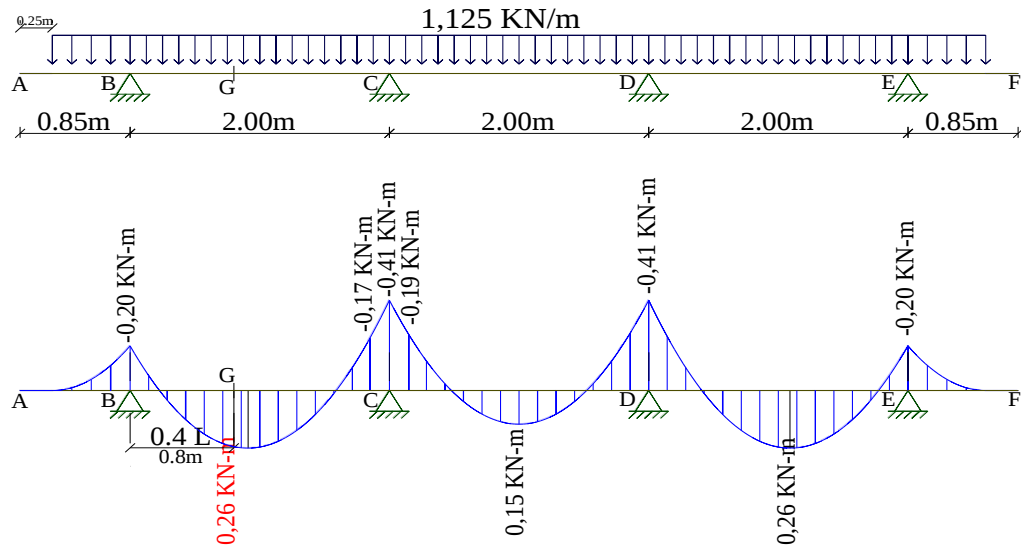
MDC(+)= 1,22 kN-m

MDC(G)= -4,38 kN-m

MDC,ISQ= 0,38 kN-m
MDC,DER= 1,22 kN-m

Carga por superficie de Rodadura (DW):

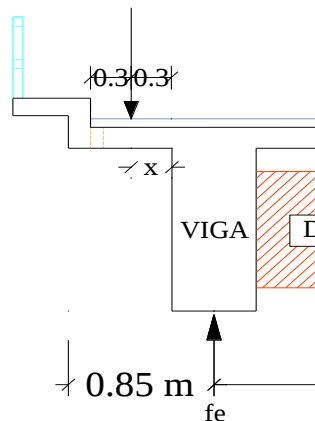
Diagramas de Momentos en la losa por Carga de Asfalto



MDW= -0,41 kN-m
MDW,ISQ= -0,17 kN-m
MDW,DER= -0,19 kN-m

MDW(G)= 0,26 kN-m

SOBRECARGA VEHICULAR



X= 0,3 m

Volado: $1140 + 0,833X = 1390$ mm
Momento positivo: $660 + 0,55S = 1760$ mm
Momento negativo: $1220 + 0,25S = 1720$ mm

Momento negativo por carga viva en el volado:

El factor de presencia múltiple es 1.2 para un carril cargado
y 1.0 para dos carriles cargados

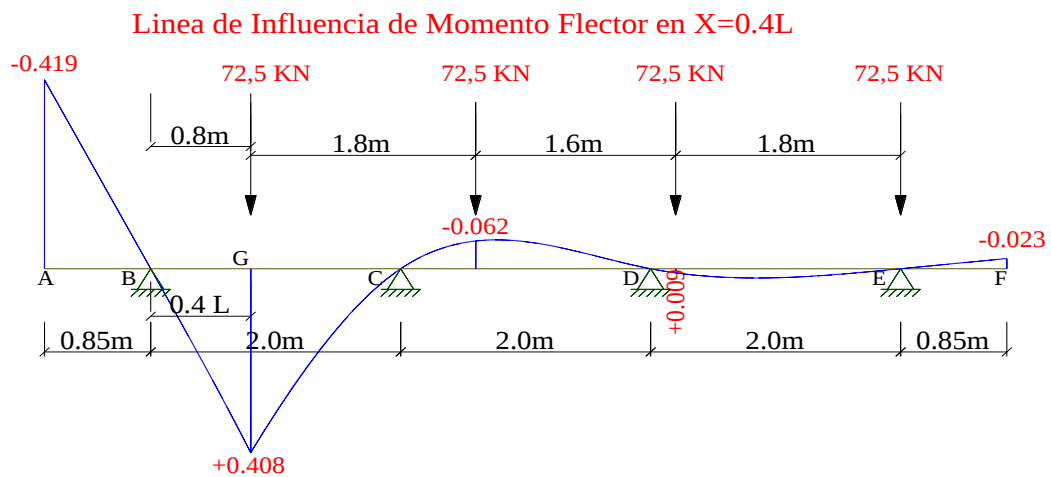
$$P = 72,5 \text{ kN}$$

$$m = 1,2$$

$$M_{B,izq} = \frac{-m * (P * X)}{E} = -18,78 \text{ kN-m}$$

Momento positivo por carga viva

Carga viva y efecto de Carga dinamica (LL+IM)



$$P = 72,5 \text{ kN}$$

Para un carril cargado

$$m = 1,2$$

$$M(+)= 30,1 \text{ kN-m}$$

Para dos carriles cargados

$$m = 1$$

$$M(+)= 25,7 \text{ kN-m}$$

Ancho de franja:

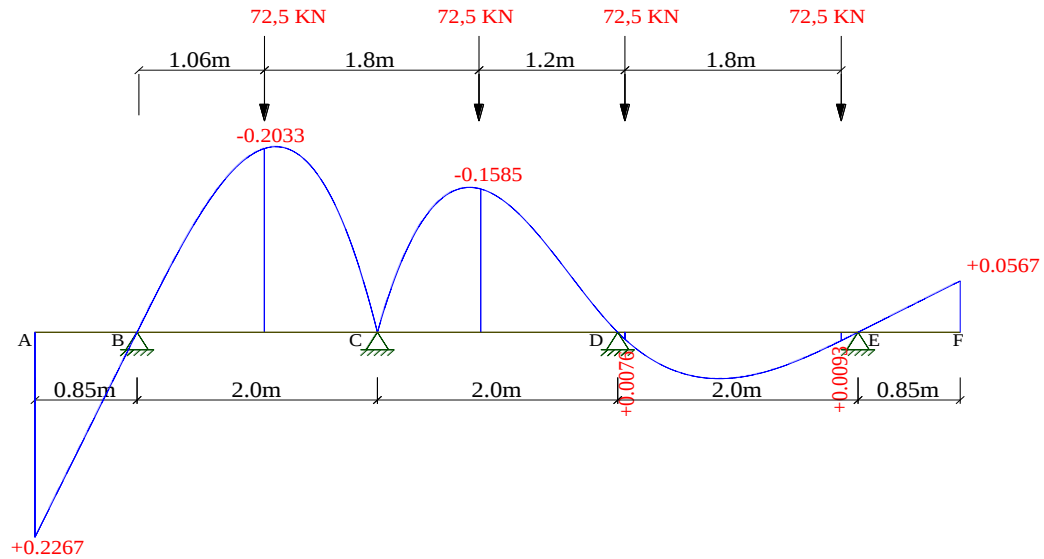
$$E = 660 + 0,55 * S = 1760 \text{ mm}$$

Momento positivo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(+)\text{LL+IM} = 22,7 \text{ kN-m}$$

Momento negativo por carga viva

Línea de Influencia de Momento Flector en Apoyo C



Para un carril cargado $m=1,2$

$$E = 1220 + 0,25 * S = 1620 \text{ mm}$$

$$P = 72,5 \text{ kN}$$

$$m = 1,2$$

$$MC = -31,48 \text{ kN-m}$$

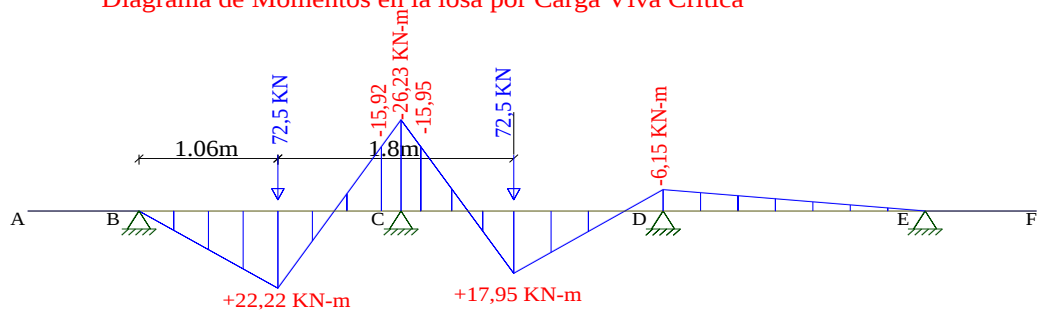
Para dos carriles cargados $m=1$

$$MC = -25,01 \text{ kN-m}$$

Momento negativo: 33% estado límite de resistencia y el ancho de franja

$$M(-)LL+IM = -25,8 \text{ kN-m}$$

Diagrama de Momentos en la losa por Carga Viva Crítica



Para un carril cargado $m=1,2$

$$E = 1220 + 0,25 * S = 1620 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 MC &= -26,23 \text{ kN-m} \\
 m &= 1,2 \\
 M(-)LL+IM &= -25,84 \text{ kN-m} \\
 M(-)LL+IM[izq] &= -15,68 \text{ kN-m} \\
 M(-)LL+IM[der] &= -15,71 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

Resumen de Momentos Negativos por Cargas en apoyo C					
carga	Tipo	M(-)izq	M(-)eje	M(-)der	Resistencia I
Losa	DC1	-0,65	-1,42	-0,64	1,25
Ac y Bar	DC2	0,38	1,22	1,22	0,90
Asfalto	DW	-0,17	-0,41	-0,19	1,50
Carga viva	LL+IM	-18,78	-25,84	-15,71	1,75

En cara de viga izquierda:

$$Mu = -33,58 \text{ kN-m}$$

Resumen de Momentos (+) por Cargas en G			
carga	Tipo	M(+)CL	Resistencia I
Losa	DC1	0,57	1,25
Ac y Bar	DC2	-4,38	0,90
Asfalto	DW	0,26	1,50
Carga viva	LL+IM	22,75	1,75

$$Mu = 36,96 \text{ kN-m}$$

CALCULO DEL ACERO NEGATIVO(Perpendicular al trafico).

$$\begin{aligned}
 f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \\
 f'_c &= 21 \text{ N/mm}^2 \\
 h &= 180 \text{ mm} \\
 \text{Recubrimiento} &= 50 \text{ mm} \\
 \text{Utilizando As } \phi &= 12 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 z &= 56 \text{ mm} \\
 d &= 124 \text{ mm} \\
 Mu &= 33,58 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,00624$$

$$a = \frac{As * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = 18,2 \text{ mm}$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$A_s = 773,4 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima $A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,0018$ Para acero de $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$A_{s \min} = 324,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 773,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = 324,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 773,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

de Barras = 6 ϕ 12 mm. c/ 15 cm

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ MPa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 21,4 \text{ mm}$$

$$d_e = 124,0 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,17 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

donde: $f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$

$$f_r = 2,89 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 5400000 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 18,71 \text{ kN-m}$$

b) $1,33M_u = 44,67 \text{ kN-m}$

el menor valor es $18,71 \text{ kN-m}$

la cantidad de acero calculada es $A_s = 773 \text{ mm}^2$
 y resiste un M_u de $M_u = 33,58 \text{ kN-m} > 18,71 \text{ kN-m}$

CALCULO DEL ACERO POSITIVO (Perpendicular al trafico).

$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
 $f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$
 $h = 180 \text{ mm}$
 Recubrimiento = 25 mm
 Utilizando $A_s \phi = 12 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $z = 31 \text{ mm}$
 $d = 149 \text{ mm}$
 $M_u = 37,0 \text{ kN-m}$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,00466$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b}$$

$$a = 16,34 \text{ mm}$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$A_s = 694,4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 5$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ Mpa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 19,2 \text{ mm}$$

$$d_e = 149$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,129 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2 M_{cr} \quad 1,2 * f_r * S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 5400000 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 18,71 \text{ kN-m}$$

$$b) \quad 1,33M_u = 49,16 \text{ kN-m}$$

el menor valor es 18,71 kN-m
 la cantidad de acero calculada es $A_s = 694,4 \text{ mm}^2$
 y resiste un M_u de $M_u = 36,96 \text{ kN-m} > 18,71 \text{ kN-m}$

As de temperatura

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{stemp} = 324 \text{ mm}^2$$

$$\text{como son dos capas } A_{s \text{ temp}} = 162 \text{ mm}^2$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{utilizando barra } \phi = 10 \text{ mm}$$

la separacion sera:

$$A_s = 162 \text{ mm}^2$$

$$s = 33,3 \text{ cm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 3,0$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 * h = 540 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

se usa $\phi = 10 \text{ mm}$ c/30 cm

As de distribucion:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} \leq 67\% \quad 0,67$$

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} = 96\%$$

$$A_{s \text{ repart}} = 465 \text{ mm}^2$$

Utilizando As ϕ 12,0 mm

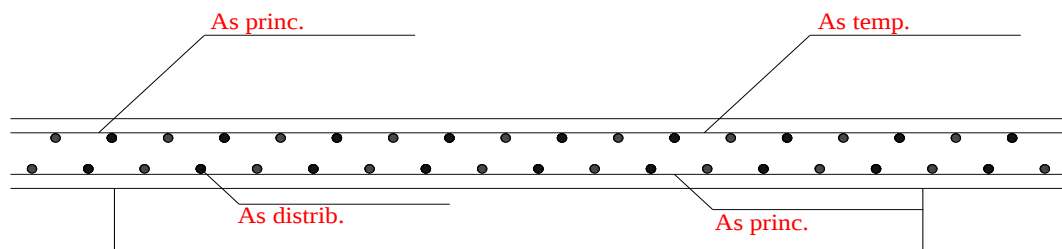
de Barras= 5

s= 20 cm

RESUMEN: para 1m

As princ(-)=	# de Barras= 6	$\emptyset$ 12 mm	c/ 15 cm
As temp=	# de Barras= 3	$\emptyset$ 10 mm	c/ 30 cm
As princ(+)=	# de Barras= 5	$\emptyset$ 12 mm	c/ 20 cm
As distrib=	# de Barras= 5	$\emptyset$ 12 mm	c/ 20 cm

SECCION DE LOSA APOYADA EN VIGAS



Revisión de fisuración por distribución de armadura

Acero negativo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\emptyset}{2} = 56 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$n_v = 1$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$d = 124,00 \text{ mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 16800 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 306 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

MDC(pp)=	-0,64 kN-m	
MDC(barrera;acera)=	1,22 kN-m	
MDC=	0,64 kN-m	
MDW=	-0,19 kN-m	
M(LL+IM)=	-15,71 kN-m	
Ms=	-15,26 kN-m	para 1 metro de franja

entonces si:

$$b = 150 \quad \text{mm}$$

$$M_s = M_s \cdot b = -2,29 \quad \text{kN-m}$$

$$E_s = 200000 \quad \text{N-mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \quad \text{N-mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

$$A_s = 113,10 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{st} = n \cdot A_s = 976,31 \quad \text{mm}^2$$

$$y = 34 \quad \text{mm}$$

$$c = d - y = 90 \quad \text{mm}$$

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 9873081 \quad \text{mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 180 \quad \text{N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

Acero positivo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\phi}{2} = 31 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$n_v = 1$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$d = 149,00 \text{ mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 12400 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 413 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

$$MDC(pp) = 0,57 \text{ kN-m}$$

$$MDC(\text{barrera;acera}) = -4,38 \text{ kN-m}$$

$$MDC = -3,37 \text{ kN-m}$$

$$MDW = 0,26 \text{ kN-m}$$

$$M(LL+IM) = 22,75 \text{ kN-m}$$

$M_s =$	19,63 kN-m	<i>para 1 metro de franja</i>
---------	------------	-------------------------------

entonces si:

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$M_s = M_s \cdot b = 3,93 \text{ kN-m}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

$$A_s = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{st}=n \cdot A_s = 976 \text{ mm}^2$$

$$y = 34 \text{ mm}$$

$$c = d - y = 115 \text{ mm}$$

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 15530530 \text{ mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 251,9 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

4.6 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

a.-)Pre-dimensionamiento

$$\begin{aligned}Long &= 19,55 \text{ m} \\ hlosa &= 0,18 \text{ m} \\ S &= 2,00 \text{ m} \\ hv &= 1,45 \text{ m} \\ bw &= 0,40 \text{ m} \\ \text{entonces } b \text{ efectivo} &= 1,85 \text{ m}\end{aligned}$$

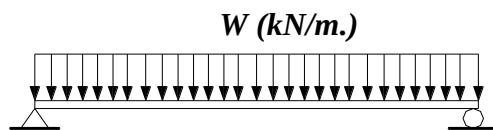
b.-)Momentos de flexion por cargas (viga exterior)

Momento de la Superestructura y Superficie de Rodadura (DC y DW) :

Carga Muerta (DC)

Cargas distribuidas

$$\begin{aligned}W_{viga} &= 11,96 \text{ kN/m} \\ W_{losa} &= 7,84 \text{ kN/m} \\ W_{DC} &= 19,80 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

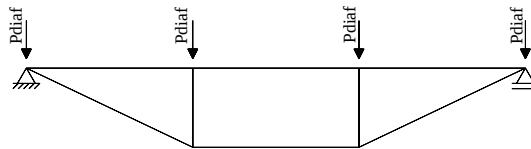


$$M_{DC} = \frac{W_{DC} * l^2}{8} = 945,98 \text{ kN-m}$$

$MDC1 = 945,98 \text{ kN-m}$

Cargas puntuales

$$P_{diaf} = 5,27 \text{ kN}$$

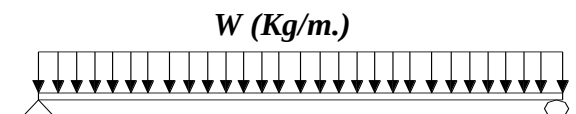


$$M_{DC2} = \frac{P_{diaf} \cdot L}{3} = 34,37 \text{ kN-m}$$

$$\text{luego: } MDC = MDC1 + MDC2 = 980,34 \text{ kN-m}$$

Cargas distribuidas acera y barandado (DW)

$$\begin{aligned}W_{ac} &= 5,57 \text{ kN/m} \\ W_{bar} &= 1,73 \text{ kN/m} \\ W_{DW} &= 7,29 \text{ kN/m}\end{aligned}$$



$$M_{DW} = \frac{W_{DC} * l^2}{8} = 348,36 \text{ kN-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$W_{sf} (2") = 2,04 \text{ kN/m}$$

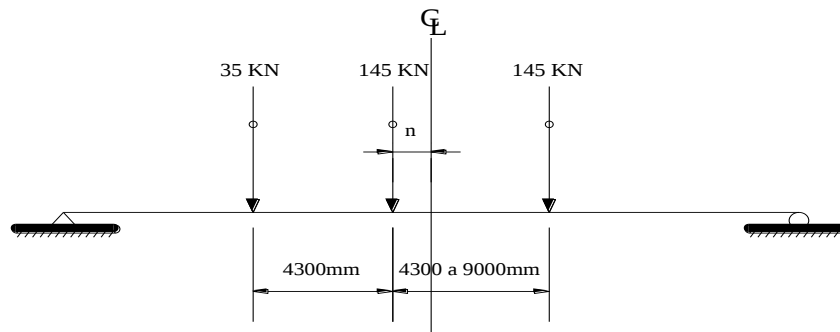
$$M_{DW} = \frac{W_{DW} * l^2}{8} = 97,54 \text{ kN-m}$$

MDW= 445,90 kN-m

Momento Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

Carga viva y efecto de carga dinamica (LL+IM): para vehiculo HL-93
y con la consideracion de la carga dinamica en estado limite de resistencia:

a).-Camión de Diseño HL-93 .



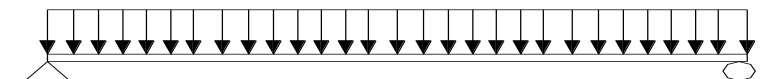
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$M_{TRUCK} = 1210,24 \text{ kN-m.}$

b).-Sobrecarga Distribuida .

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$M_{LANE} = 444,31 \text{ kN-m.}$

Momento Factorado por Impacto de la Sobrecarga Vehicular :

$$M_{LL+IM} = 1.33M_{TRUCK} + M_{LANE}$$

$M_{LL+IM} = 2053,93 \text{ kN-m.}$

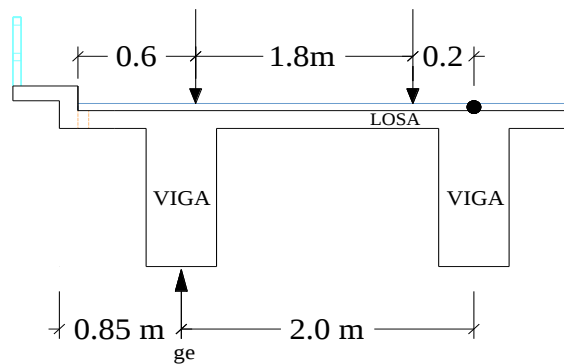
CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA:

Factores de Distribución Para Momentos.

PARA VIGAS EXTERIORES.

Para un Carril de Diseño Cargado:

Ley de momentos



$$\begin{aligned} NL &= 1 & x1 &= 1 \\ NB &= 4 & x2 &= 3 \\ e &= 2 \\ X_{ext} &= 3 \end{aligned}$$

$$g_e = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \Sigma e}{\Sigma x^2} = 0,55$$

factor de presencia múltiple $m=1.2$

$$g = 1,2 \cdot g_e = 0,66$$

Para dos o mas Carriles de Diseño Cargados:

$$g = e \cdot g_{int} =$$

$$d_e = 600 \text{ mm}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} = 0,98$$

$$g_{int} = 0,64$$

$$g = e \cdot g_{int} = 0,63$$

Se escoge el mayor entre los dos.

$g_{vi} = 0,66$

Momento Factorado.

Para vigas exteriores:

$$M_{LL+IM(VE)} = M_{LL+IM} \cdot mg_{ve} \quad \text{Entonces:}$$

$$M_{LL+IM(UVE)} = 1355,59 \text{ kN-m.}$$

Resumen de momentos flectores y criterios LRFD

M_{LL+IM}	1355,59 kN-m.
M_{DC}	980,34 kN-m.
M_{DW}	445,90 kN-m.

Momentos Positivos por Cargas

carga	M(+)Kg-m	r	
		resistencia I	servicio I
DC	980,34 kN-m.	1,25	1
DW	445,90 kN-m.	1,5	1
LL+IM	1355,59 kN-m.	1,75	1

$$\text{Resistencia I} \quad U = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL+IM))$$

$$\text{Servicio I} \quad U = n(1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL+IM))$$

CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL (diseño como viga T)

Para el estado limite de resistencia I con $n=1$

$$Mu = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL+IM))$$

$$Mu = 4266,57 \text{ kN-m.}$$

$$\text{entonces } b \text{ efectivo} = 1850 \text{ mm}$$

$$\text{con } c = t = 180 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 * c = 153 \text{ mm}$$

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Calculo de "z"

tomando momentos en la base de la viga siendo $A = 509 \text{ mm}^2$

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \quad Z = 125 \text{ mm}$$

$$f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 1325 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 9041 \text{ mm}^2$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} = 0,00369$$

$$c = 1,18 \frac{\rho f_y d}{0,85 f_c} = 136 \text{ mm}$$

$$136 \text{ mm} < 180 \text{ mm.}$$

se diseñara como viga rectangular

$$\begin{aligned} f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \\ f'_c &= 21 \text{ N/mm}^2 \\ h &= 1450 \text{ mm} \\ \text{Recubrimiento} &= 50 \text{ mm} \\ \text{Utilizando } A_s \varphi &= 25 \text{ mm} \\ b &= 400 \text{ mm} \\ z &= 125 \text{ mm} \\ d &= 1325 \text{ mm} \\ M_u &= 4266,57 \text{ kN-m.} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} = 113 \text{ mm}$$

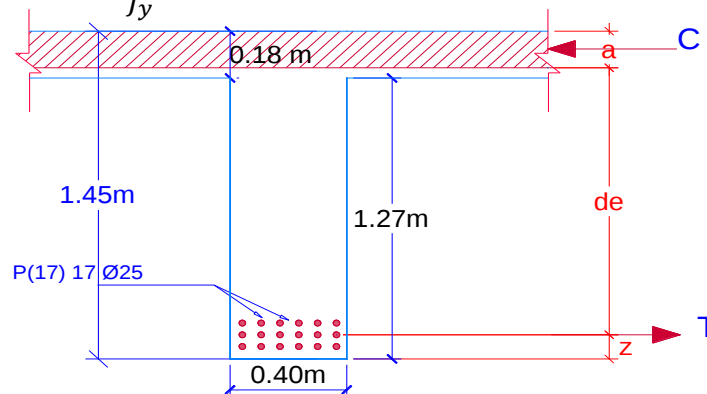
$$A_s = \frac{M_u}{0,9 * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 8899 \text{ mm}^2$$

de Barras = 18

Comprobacion Asmin

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c} b * d}{4 * f_y} = 1446 \text{ mm}^2 \leq A_s$$

$$A_{smin} = \frac{1,4 * b * d}{f_y} = 1767 \text{ mm}^2 \leq A_s$$



VERIFICACION MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO

$$A_s = 9157 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s f_y = 3845,80 \text{ kN}$$

$$C = 0,85 * f'_c * a * b_{effect} = 3737,46 \text{ kN}$$

$$M = C * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 4740,63$$

$$M = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 4878,06 \text{ kN-m}$$

$$\phi M \geq M_u$$

$$\phi = 0,9$$

$$MR = 4390,25 \text{ kN-m.} \geq Mu = 4266,57 \text{ kN-m.}$$

As Maximo:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

para $f_c < 28 \text{ Mpa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 133 \text{ mm}$$

$$d_e = 1325 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,10 \leq 0,42$$

As Minimo:

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1,2.M_{cr}$ y $1,33.M_u$

a)

$$1,2M_{cr} = 1,2 \cdot f_r \cdot S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 648271 \text{ cm}^3$$

$$1,2.M_{cr} = 2245,89 \text{ kN-m.}$$

b) $1,33.M_u = 5674,53 \text{ kN-m}$

el menor valor es 2245,89 KNm
 la cantidad de acero calculada es $A_s = 8899 \text{ mm}^2$
 y resiste un M_u de: 4267 kN-m > 2246 kN-m

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad [SI]$$

$$\begin{aligned} A_{stemp} &= 914,4 \text{ mm}^2 \\ \text{como son dos capas } A_{s \text{ temp}} &= 457 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{utilizando barra } \phi &= 20 \text{ mm} \\ A_s &= 457 \text{ mm}^2 \\ \# \text{ de Barras} &= 2 \\ S_{max} = 3 \cdot h_{losa} &= 1200 \text{ mm} \\ S_{max} &= 450 \text{ mm} \\ \text{se usa } \phi &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

Para el acero positivo:

$$d_c = \text{recub} + \phi_{estribo} + \frac{\phi}{2} = 112 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$n_v = 18$$

$$A = \frac{(2d_c)b_w}{n_v} = 4991 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm}$$

luego:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} = 364 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 252 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

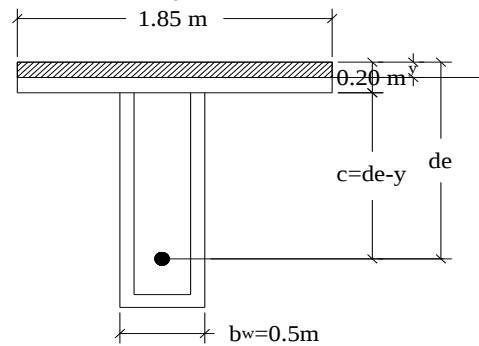
$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{(LL+IM)})$$

$$M_s = 2781,84 \text{ kN-m.}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = n \cdot A_s = 76818 \text{ mm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$y = 332 \text{ mm}$$

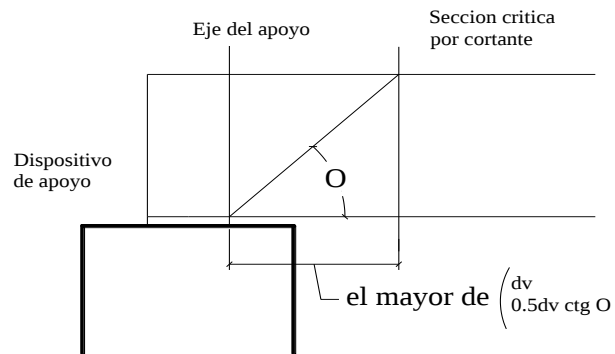
$$c = 993,0 \text{ mm}$$

$$I = A_{st} c^2 + \frac{b \cdot y^3}{3} = 98312641803 \text{ mm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 243 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Diseño por Corte:

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo



Determinación del peralte efectivo por corte

$$\theta = 45^\circ$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1268 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l} \text{no menor que} \\ \text{el mayor valor} \end{array} \left\{ \begin{array}{ll} 0,9d_e = & 1193 \text{ mm} \\ 0,72h & 1044 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en: 1281 mm

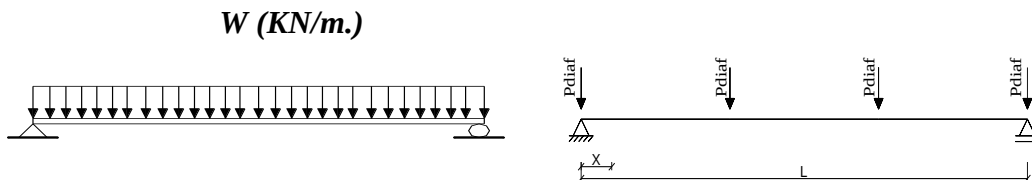
CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Cortante de la Superestructura (DC)

Peso de la Superestructura:

$$W_{DC} = 19,80 \text{ kN/m.}$$

$$P_{diaf} = 5,27 \text{ kN}$$



Cortante de la Superestructura y diafragma:

$$V_{DC} = 204,10 \text{ kN}$$

Superficie de Rodadura (DW) :

Peso de la Superficie de Rodadura

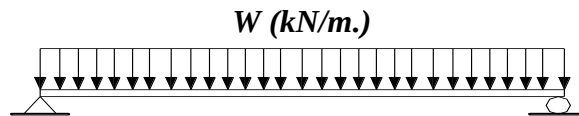
$$W_{DW} = 2,04 \text{ kN/m.}$$

Cortante de la Superficie de Rodadura

$$V_{DW} = 19,96 \text{ kN}$$

Cargas distribuidas acera y barandado (DW)

$$\begin{aligned} W_{ac} &= 5,57 && \text{kN/m} \\ W_{bar} &= 1,73 && \text{kN/m} \\ W_{DW} &= 7,29 && \text{kN/m} \end{aligned}$$



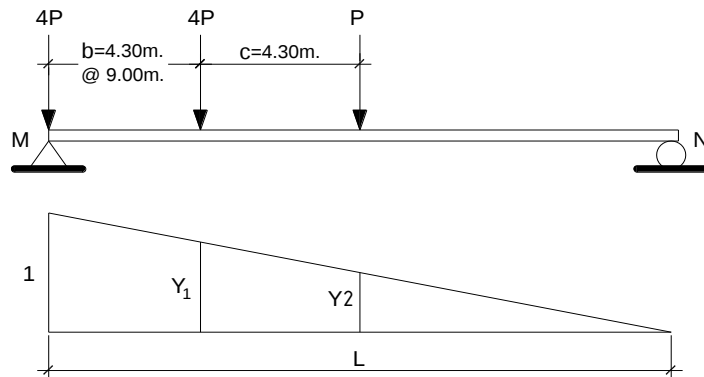
$$V_{DW} = \frac{W_{DC} * l}{2} = 71,27 \text{ kN}$$

$$V_{DW} = 91,23 \text{ kN}$$

Cortante Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

a).-Camión de Diseño HL-93 (Truck).

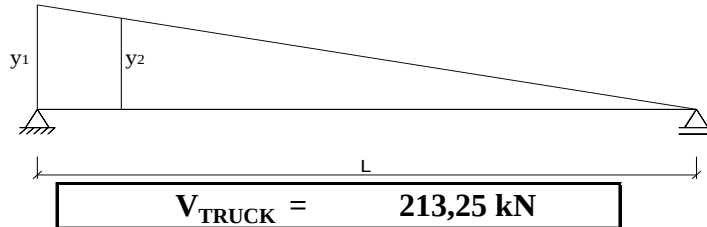
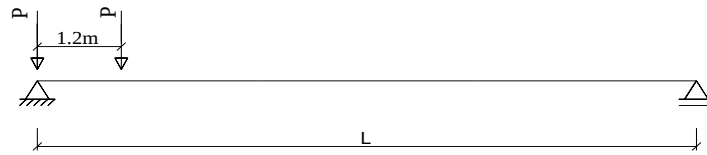
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.



$$V_{TRUCK} = 277,71 \text{ kN}$$

a).-Camión de Diseño Tandem

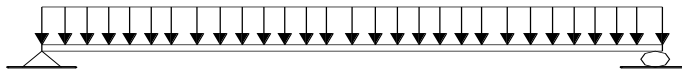
$$P = 110 \text{ kN}$$



b).-Sobrecarga Distribuida (Lane).

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$V = \frac{WL}{2}$$

$$V_{\text{LANE}} = 90,91 \text{ kN}$$

La Cortante amplificada de la sobrecarga vehicular será:

$$V_{\text{LL+IM}} = 1.33V_{\text{TRUCK}} + V_{\text{LANE}}$$

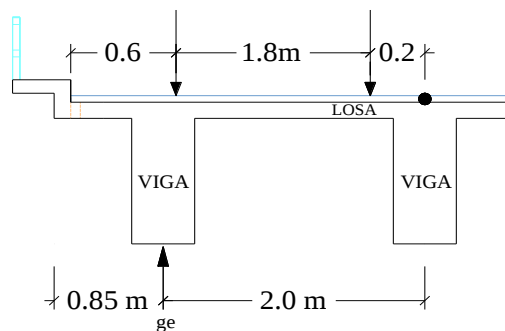
$$V_{\text{LL+IM}} = 460,26 \text{ kN}$$

Factores de Distribución Para Corte.

PARA VIGAS EXTERIORES.

Para un Carril de Diseño Cargado:

Ley de momentos



$$\begin{aligned}
 N_L &= 1 & x_1 &= 1 \\
 N_B &= 4 & x_2 &= 3 \\
 e &= 2 \\
 X_{ext} &= 3
 \end{aligned}$$

$$g_e = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \Sigma e}{\Sigma x^2} = 0,55$$

factor de presencia múltiple m=1.2

$$g = 1,2 \cdot g_e = 0,66$$

Para dos Carriles de Diseño Cargado:

$$g = e g_{interior} \quad \text{de} = 600 \text{ mm}$$

$$g_{int} = 0,72$$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000} = \boxed{e = 0,80}$$

$$\boxed{g_{ve} = 0,58}$$

Se escoge el mayor entre los dos.

$$\boxed{g_{ve} = 0,66}$$

Cortante Factorado

Para vigas exteriores

$$V_{LL+IM (VE)} = V_{LL+IM} \cdot mg_{ve} \quad \text{Entonces :}$$

$$\boxed{V_{LL+IM (UVE)} = 303,77 \text{ kN}}$$

Resumen:

V_{LL+IM}	303,77 kN
V_{DC}	204,10 kN
V_{DW}	91,23 kN

Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 923,57 \text{ kN}$$

$$V_r = \emptyset V_n$$

$$\phi = 0.9$$

$$\text{siendo } V_n \text{ el menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Donde:

Cortante resistente concreto $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$ [N]
para $\beta=2$

$V_c = 385,96 \text{ kN}$

Cortante resistente acero: $V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$

$$\text{con } \begin{cases} \alpha = 45^\circ \\ \theta = 90^\circ \end{cases} \left\{ V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \right.$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

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

$$A_v = 226 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{A_v f_y d_v}{s} = 803,34 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente

	$V_p = 0$
$V_n = V_c + V_s + V_p$	$V_n = 1189,30 \text{ kN}$
$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$	$V_n = 2663,66 \text{ kN}$

$V_n = 1189,30 \text{ kN}$
--

Cortante Resistente total

$$V_r = \phi V_n \quad V_r = 1070,37 \text{ kN} > 923,57 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal minimo

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 54 \text{ mm}^2 < 226,19 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = 2,02 \text{ N/mm}^2$$

tambien:

$$\begin{array}{ll} \text{si } v_u < 0,125f_c & s_{max} = 0,8d_v \leq 600mm \\ \text{si } v_u \geq 0,125f_c & s_{max} = 0,4d_v \leq 30mm \end{array}$$

$$\text{como } v_u = 2,02 \text{ N/mm}^2 < 2,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{como } v_u < 0,125f_c$$

$$\text{entonces } s_{max} = 0,8d_v = 1014,7 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{luego } s = 150 \text{ mm} < s_{max} = 600 \text{ mm}$$

4.5 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL INTERIOR

a.-)Pre-dimensionamiento

$$Long = 19,55 \text{ m}$$

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

$$distancia entre ejes S' = 2 \text{ m}$$

tabla (2.5.2.6.3-1)

$$h_{min} = 0,07.L = 1,37 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{15} = 1,30 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{12} = 1,63 \text{ m}$$

$$Adaptamos \rightarrow h = 1,45 \text{ m}$$

Alma de la viga:

$$0,30h \leq b \leq 0,5h$$

$$0,4 \text{ m.} \leq b \leq 0,7 \text{ m.}$$

Adoptamos:

$$b_w = 0,4 \text{ m}$$

b.-)Momentos de flexion por cargas (viga interior)

Definir ancho efectivo b (Art. 4.6.2.6)

b efectivo es el menor valor de:

$$b_{efect} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{L_{efect}}{4} & = 4,89 \text{ m} \\ 12t_s + b_w & = 2,56 \text{ m} \\ S = esp. de vigas & = 2,00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$entonces b efectivo = 2,00 \text{ m}$$

Momentos de Flexion por Cargas

Momento de la Superestructura y Superficie de Rodadura (DC y DW) :

Carga Muerta (DC)

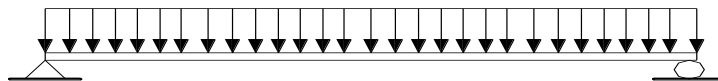
Cargas distribuidas

$$W_{viga} = 12,19 \text{ kN/m}$$

$$W_{losa} = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$W_{DC} = 20,83 \text{ kN/m}$$

$W \text{ (kN/m.)}$



$$M_{DC} = \frac{W_{DC} * l^2}{8} = 995,26 \text{ kN/m}$$

MDC1= 995,26 kN/m

Cargas puntuales

$$P_{diaf} = 10,55 \text{ kN}$$



$$M_{DC2} = \frac{P_{diaf} \cdot L}{3} = 68,74 \text{ kN-m}$$

luego: MDC= MDC1+ MDC2= 1063,99 kN-m

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$W_{asf} (2'') = 2,25 \text{ kN/m}$$

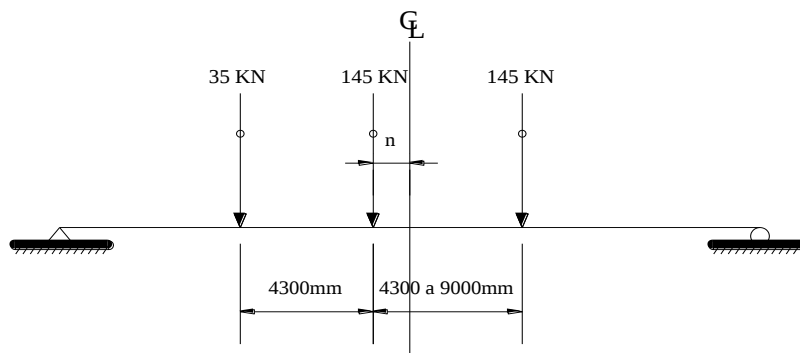
$$M_{DW} = \frac{W_{DW} * l^2}{8} = 107,49 \text{ kN-m}$$

MDW= 107,49 kN-m

Momento Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

Carga viva y efecto de carga dinamica (LL+IM): para vehiculo HL-93
y con la consideracion de la carga dinamica en estado limite de resistencia:

a).-Camión de Diseño HL-93 .



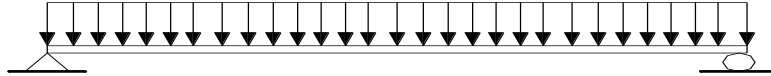
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$M_{TRUCK} = 1210,24 \text{ kN-m.}$$

b).-Sobrecarga Distribuida .

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$M_{LANE} = 444,31 \text{ kN-m.}$$

5.3.-Momento Factorado por Impacto de la Sobrecarga Vehicular :

$$M_{LL+IM} = 1.33M_{TRUCK} + M_{LANE}$$

$$M_{LL+IM} = 2053,93 \text{ kN-m.}$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA:

3.1.- Factores de Distribución Para Momentos.

3.1.1.- PARA VIGAS INTERIORES.

Para un Carril de Diseño Cargado:

$$g_{mi1} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1}$$

Calculo de :

$$\left(\frac{k_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1} = 1,11 \quad n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1$$

$$I_{viga} = \frac{bh^3}{12} = 0,06828 \text{ m}^4$$

$$I_{viga} = 6827943 \text{ cm}^4$$

$$A_{viga} = 5080 \text{ cm}^2$$

$$e_g = 72,5 \text{ cm}$$

$$k_g = n(I_{viga} + A_{viga}e_g^2) = 33529693$$

$$g_{mi1} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1} = 0,47$$

Para dos o mas Carriles de Diseño Cargados:

$$g_{mi2} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1} = 0,64$$

Para un carril de diseño cargado.

gi =	0,47
------	------

Para dos carriles de diseño cargado.

gi =	0,64
------	------

Se escoge el mayor entre los dos.

gvi =	0,64
-------	------

5.4.- Momento Factorado.

Para vigas interiores:

$$M_{LL+IM(VI)} = M_{LL+IM} \cdot gvi$$

Entonces:

$M_{LL+IM(UVI)} = 1314,39 \text{ kN-m.}$
--

Resumen de momentos flectores y criterios LRFD

M_{LL+IM}	1314,39 kN-m.
M_{DC}	1063,99 kN-m.
M_{DW}	107,49 kN-m.

Momentos Positivos por Cargas

carga	M(+)Tn-m	r	
		resistencia	servicio I
DC	1063,99 kN-m.	1,25	1
DW	107,49 kN-m.	1,5	1
LL+IM	1314,39 kN-m.	1,75	1

Resistencia I $U=n(1,25DC+1,5DW+1,75(LL+IM))$

Servicio I $U=n(1,0DC+1,0DW+1,0(LL+IM))$

CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL (diseño como viga T)

Para el estado limite de resistencia I con n=1

$$Mu=n(1,25DC+1,5DW+1,75(LL+IM))$$

Mu=	3791,42 kN-m.
-----	---------------

ancho efectivo de viga T art(4.6.2.6)

b efectivo es el menor valor de:

$$b_{effect} = \begin{cases} \frac{L_{effect}}{4} = & 4,89 \text{ m} \\ 12t_s + b_w = & 2,56 \text{ m} \\ S = esp. de vigas = & 2,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{entonces } b \text{ efectivo} = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{con } c=t = 20 \text{ cm}$$

$$a=0,85*c= 17 \text{ cm}$$

utilizando ϕ 1 " con la distribucion mostrada , estribos de 1/2"
y recubrimiento de $r=5\text{cm}$

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Calculo de " z"

$$\text{tomando momentos en la base de la viga siendo } A = 509 \text{ mm}^2$$

$$Z = 125 \text{ mm}$$

$$d = 1325 \text{ mm} \quad f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 7619 \text{ mm}^2 \quad f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} = 0,00288$$

$$c = 1,18 \frac{\rho f_y d}{0,85 f_c} = 106 \text{ mm}$$

$$105,77 < 180 \text{ mm}$$

se diseñara como viga rectangular

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Utilizando } A_s \phi = 25 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$z = 125 \text{ mm}$$

$$d = 1325 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 3791,42 \text{ kN-m.} \\ s &= 37 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 7843 \text{ mm}^2$$

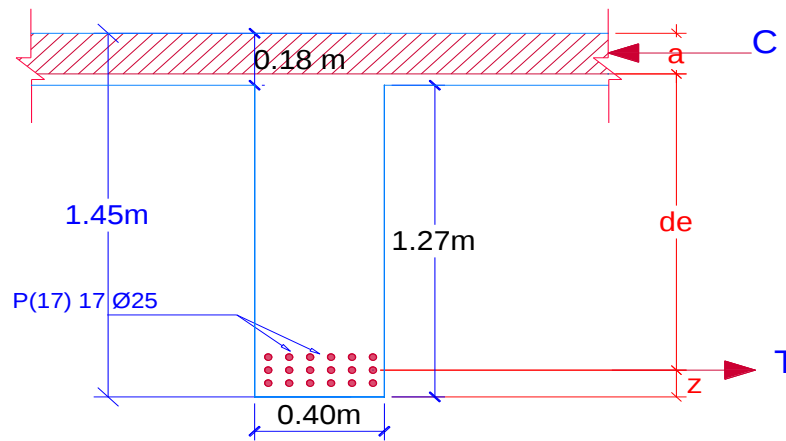
$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} = 92 \text{ mm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 16$$

Comprobacion Asmin

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c} b * d}{4 * f_y} = 1446 \text{ mm}^2 \leq A_s$$

$$A_{smin} = \frac{1,4 * b * d}{f_y} = 1767 \text{ mm}^2 \leq A_s$$



Cálculo de T

$$\begin{aligned} A_s &= 8139 \text{ mm}^2 \\ T = A_s f_y &= 3418,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M = T * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4371,79 \text{ kN-m}$$

$$\phi M \geq M_u$$

$$\Phi = 0,9$$

$$MR = 3934,61 \text{ kN-m.} \geq Mu = 3791,42 \text{ kN-m.}$$

As Maximo:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

para $f_c < 28 \text{ Mpa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 109 \text{ mm}$$

$$d_e = 1325 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,08 \leq 0,42$$

As Minimo:

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1,2.M_{cr}$ y $1,33.M_u$

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 \cdot f_r \cdot S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63\sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad S = 700833 \text{ cm}^3$$

$$1,2.M_{cr} = 2428 \text{ kN-m}$$

$$b) \quad 1,33.M_u = 5043 \text{ kN-m}$$

el menor valor es 2428 kN-m

la cantidad de acero calculada es $A_s = 7843 \text{ mm}^2$

y resiste un M_u de: $3791 \text{ kN-m} > 2428 \text{ kN-m}$

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{stemp} = 914,4 \text{ mm}^2$$

como son dos capas A_s temp= 457,2 mm²
 utilizando barra ϕ = 20 mm
 A_s = 457,2 mm²
 # de Barras= 2
 $S_{max}=3.h_{losa}$ = 1200 mm
 S_{max} = 450 mm
 # de Barras= 2 se usa ϕ = 20 mm

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

Para el acero positivo:

$$d_c = \text{recub} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi}{2} = 112 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$n_v = 16$$

$$A = \frac{(2d_c)b_w}{n_v} = 5615 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm}$$

luego:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} = 350 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 252 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

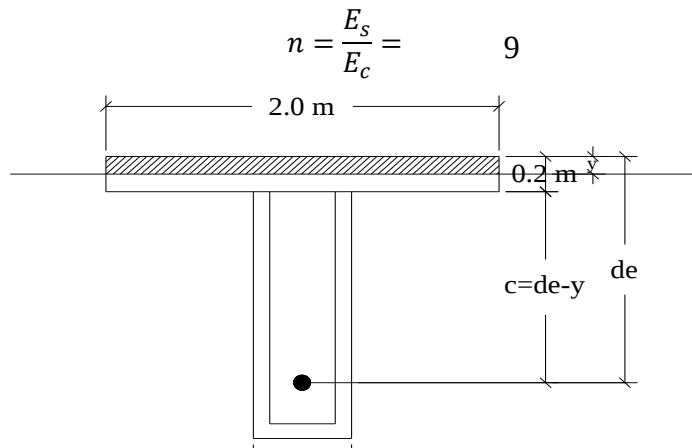
Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{(LL+IM)})$$

$$M_s = 2485,88 \text{ KN-m.}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = n \cdot A_s = 67705 \text{ mm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

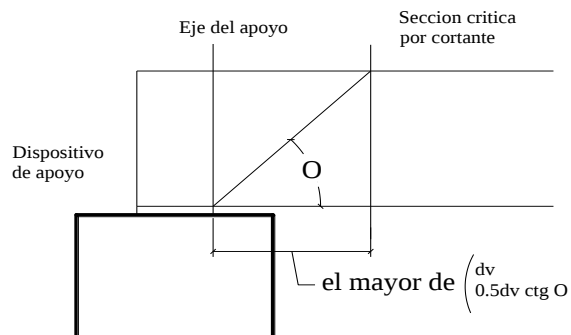
$$\begin{aligned} y &= 329,00 \text{ mm} \\ c &= 996,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$I = A_{st}c^2 + \frac{b \cdot y^3}{3} = 90905222799 \text{ mm}^4.$$

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 235 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Diseño por Corte:

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo



Determinación del peralte efectivo por corte

$$\theta = 45^\circ$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1279 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{no menor que} \\ \text{el mayor valor} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0,9d_e = 1193 \text{ mm} \\ 0,72h = 1044 \text{ mm} \end{array}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en: 1291 mm

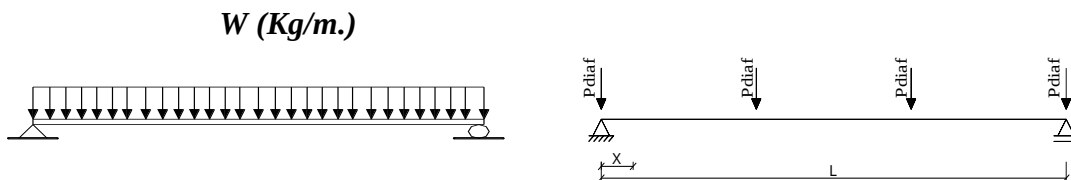
CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Cortante de la Superestructura (DC)

Peso de la Superestructura:

$$W_{DC} = 20,83 \text{ kN/m.}$$

$$P_{diaf} = 10,55 \text{ kN}$$



Cortante de la Superestructura y diafragma:

$$V_{DC} = 224,73 \text{ kN-m.}$$

Superficie de Rodadura (DC y DW) :

Peso de la Superficie de Rodadura

$$W_{DW} = 2,25 \text{ kN-m.}$$

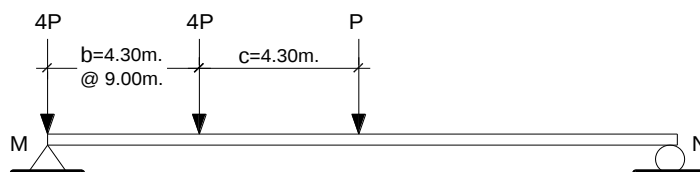
Cortante de la Superficie de Rodadura

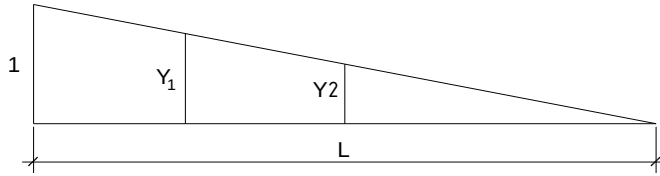
$$V_{DW} = 21,99 \text{ kN-m.}$$

Cortante Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

a).-Camión de Diseño HL-93 (Truck).

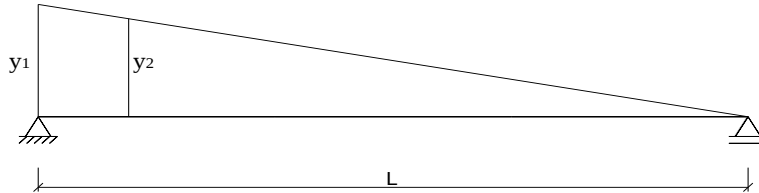
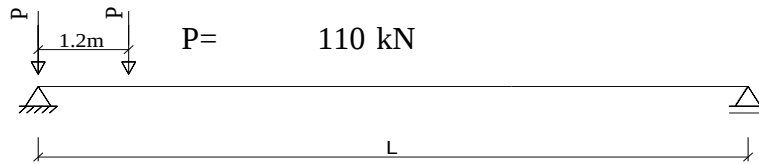
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.





$$V_{\text{TRUCK}} = 277,71 \text{ kN}$$

a).-Camión de Diseño Tandem

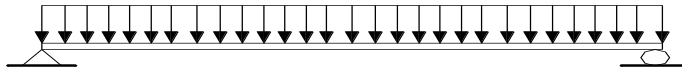


$$V_{\text{TRUCK}} = 213,25 \text{ kN}$$

b).-Sobrecarga Distribuida (Lane).

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$V = \frac{WL}{2}$$

$$V_{\text{LANE}} = 90,91 \text{ kN}$$

La Cortante amplificada de la sobrecarga vehicular será:

$$V_{\text{LL+IM}} = 1.33V_{\text{TRUCK}} + V_{\text{LANE}}$$

$$V_{\text{LL+IM}} = 460,26 \text{ kN}$$

Factores de Distribución Para Corte.

PARA VIGAS INTERIORES.

Para un Carril de Diseño Cargado:

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

$$g = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,62$$

Para dos Carriles de Diseño Cargado:

$$g = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0,72$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1100 \leq S \leq 4900 \\ 6000 \leq L \leq 73000 \\ 110 \leq t_s \leq 300 \\ N_b \geq 4 \end{array} \right\}$$

Donde :

Para un Carril de Diseño Cargado:

$g_i = 0,62$

Para dos Carriles de Diseño Cargado:

$g_i = 0,72$

Se escoge el mayor entre los dos.

$g_{vi} = 0,72$

Cortante Factorado

Para vigas interiores:

$$V_{LL+IM(VI)} = V_{LL+IM} \cdot mg_{vi}$$

Entonces ;

$V_{LL+IM(UVI)} = 331,67 \text{ kN}$

Resumen:

V_{LL+IM}	331,67 kN
V_{DC}	224,73 kN
V_{DW}	21,99 kN

Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 894,33 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi V_n$$

$$\phi = 0.9$$

$$\text{siendo } V_n \text{ el menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Donde:

Cortante resistente concreto $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$ [N]
para $\beta=2$

$V_c = 389137 \text{ kN}$

Cortante resistente acero: $V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$

$$\text{con } \begin{cases} \alpha = 45^\circ \\ \theta = 90^\circ \end{cases} V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$A_v = 226 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{A_v f_y d_v}{s} = 607472 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente

$$V_p = 0$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad V_n = 996,61 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad V_n = 2685,62 \text{ kN}$$

$V_n = 996,61 \text{ kN}$

Cortante Resistente total

$$V_r = \phi V_n \quad V_r = 896,95 \text{ kN} > 894,33 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal minimo

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 72,45 \text{ mm}^2 < 226,19 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = 1,94 \text{ N/mm}^2$$

tambien:

$$\begin{array}{ll} \text{si } v_u < 0,125f_c & s_{max} = 0,8d_v \leq 600mm \\ \text{si } v_u \geq 0,125f_c & s_{max} = 0,4d_v \leq 300mm \end{array}$$

$$\text{como } v_u = 1,94 \text{ N/mm}^2 < 2,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{como } v_u < 0,125f_c$$

$$\text{entonces } s_{max} = 0,8d_v = 1023 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{luego } s = 200 \text{ mm} < s_{max} = 600 \text{ mm.}$$

$$\text{usar: } \phi 12 \text{ mm. } c/20 \text{ cm}$$

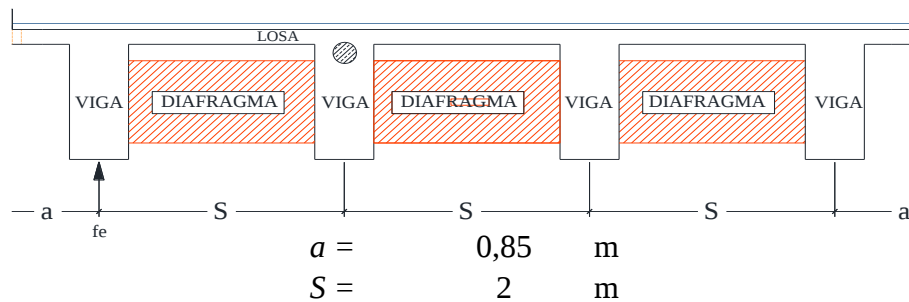
4.7 Diseño de los Diafragmas

DATOS:

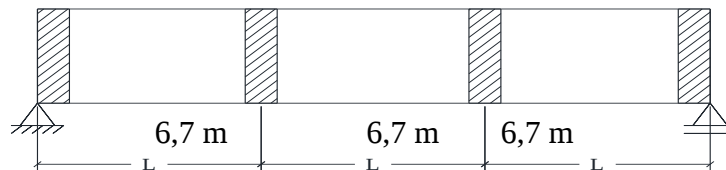
$$\begin{aligned} f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ \gamma_{HA} &= 24 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Dimensioneas previas:

$$\begin{aligned} \text{Longitud del Tramo, } L &= 20 \text{ m} \\ \text{Espac. Entre Diafrag.} &= 6,67 \text{ m} \\ \text{Separación Vigas, } S &= 2,00 \text{ m} \\ \text{Ancho de Calzada, } a &= 7,20 \text{ m} \end{aligned}$$

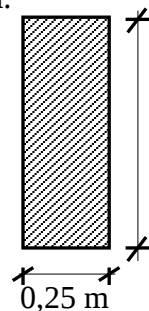


Ubicación de los diafragmas:



Cargas permanentes.-

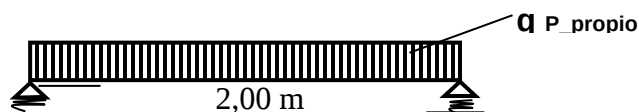
La base de las vigas transversales deben ser por lo menos de 15 cm para que se pueda colocar doble armadura. La altura se lo determina descontando la losa una altura libre de 25 cm.



$$P_{\text{Propio}} = b * h * \gamma_{HA}$$

$$g_{HA} = 24 \text{ kN/m}^3$$

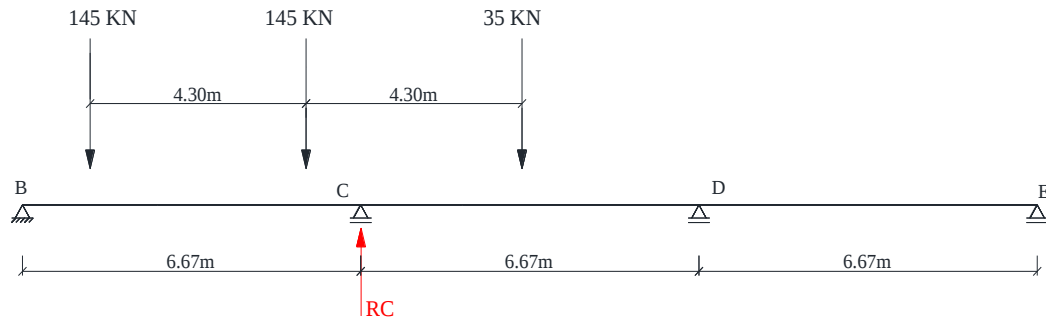
$$P_{\text{propio}} = 7,06 \text{ KN/m}$$



$$\text{MDC} = 3,53 \text{ kN-m} \quad \text{VDC} = 7,06 \text{ kN}$$

Sobrecarga vehicular.-

Calculamos la reacción que genera el eje del camión ubicándolo donde genere la máxima reacción en dirección longitudinal para un diafragma.



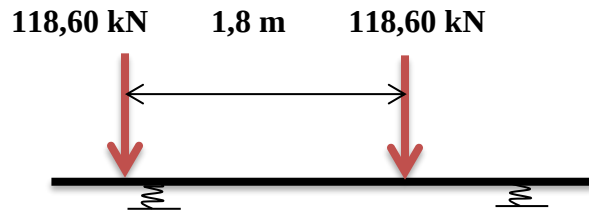
Como se tiene tres diafragmas la estructura es continua es decir hiperestática por lo cual se lo resuelve con la ayuda de un paquete generando una envolvente de reacciones para generar la máxima reacción la cual es la siguiente.

La reacción máxima se la encuentra a una distancia de 1,533 m hacia la derecha del apoyo como muestra en la figura anterior.

$$R_{1\text{MAX}} = 237,20 \text{ kN}$$

La reacción anterior es para todo el eje del camión.

Para determinar el momento máximo se ubica la reacción que generaría el tren de ruedas ya que es lo más desfavorable con una ubicación de acuerdo al teorema de Barre.



Según la norma a la que nos basamos añadimos el impacto un porcentaje del 33%.

$$\text{MLL (+)} = 41,12 \text{ kN-m} \quad \text{IMLL (+)} = 13,570 \text{ kN-m}$$

Ahora calculamos los efectos del cortante de la carga viva que serán:

$$\text{VLL} = 213,480 \text{ kN} \quad \text{VLL} = 70,448 \text{ kN}$$

Combinación de cargas

Tomaremos en cuenta que solo interviene efectos por carga permanente y sobrecarga vehicular que ya viene afectada por el impacto del 33%.

$$Mu = 1 * \{1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LL}\} = 100,119 \text{ kN-m}$$

$$Vu = 1 * \{1.25 * V_{DC} + 1.75 * V_{LL}\} = 505,70 \text{ kN}$$

$$R_U = 1 * (1,25 * R_{DC} + 1,75 * (R_{LL} + I_{RLL})) = 505,70 \text{ kN}$$

Por ser el diafragma una Viga de Grán Canto, debe ser diseñada con un par de fuerzas:

Diseño como viga de gran canto.

De acuerdo a bibliografía para una viga de gran canto se tiene la siguiente relacion:

$$\frac{T_U}{R_U} = \frac{\frac{S}{4}}{0,6 * S} \quad \text{De donde:} \quad \frac{T_U}{R_U} = \frac{1}{2,4} \quad \text{De donde:} \quad T_U = \frac{R_U}{2,40}$$

Donde:

T_U = Traccion ultima de diseño. (kN)

S = Espaciamiento ente apoyos (m)

R_U = Reaccion ultima en el apoyo (kN)

Diseño a traccion

Traccion ultima de diseño::	$T_U =$	210,71	kN
Resistencia Característica del Hº:	$f'c =$	21	MPa
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	420	MPa
Recubrimiento mínimo:	$r =$	25	mm
Altura de la viga (diafragma):	$h =$	1200	mm
Diámetro adop. de barra:	$f =$	16	mm
Base de la viga (diafragma).	$b =$	250	mm

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{T_U}{f_y}$$

$$A_s = 5,017 \text{ cm}^2$$

Comprovacion en el apoyo:

$$\frac{R_U}{a_o * b_o} \leq 0,70 * f'c$$

Donde:

a_o, b_o son las dimensiones del apoyo (m)

$$a_o = 0,20 \text{ m}$$

$$b_o = 0,40 \text{ m}$$

$$\frac{K_U}{a_o * b_o} \leq 0,70 * f'c$$

$$6,32 \text{ MPa} < = 14,70 \text{ MPa}$$

Diseño a flexion.

Momento último:	$M_u =$	100,12	kN-m
Resistencia Característica del Hº:	$f'c =$	21	MPa
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	420	MPa
Recubrimiento mínimo:	$r =$	25	mm
Altura de la viga (diafragma):	$h =$	1200	mm
Diámetro adop. de barra:	$f =$	16	mm
Base de la viga (diafragma).	$b =$	200	mm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \mathbf{d = 1167 \quad mm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_U}{f'c * b * d^2}} \right) \quad \mathbf{a = 27 \quad mm}$$

Armadura necesaria (As).- $A_S = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y} \quad \mathbf{As = 230 \quad mm^2}$

Armadura minima: $A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * h$

$$\mathbf{A_{min} = 825 \quad mm^2}$$

$$\mathbf{Asnec = 825 \quad mm^2}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ²)
12	8	9,048
16	5	10,053
20	3	9,425

Finalmente USAR:

3Ø 20mm.

Armadura de Distribución:

$$d = 1167 \text{ mm}$$

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser menos de: $A_v = 0,0025 * b_w * S$

Donde: $S \leq 300,00 \text{ mm}$

$$S \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 233 \text{ mm} \quad A_v = 117 \text{ mm}^2$$

$\emptyset$ (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ²)
6	5	1,414
8	3	1,508
10	2	1,571

As. Vertical.-

Finalmente USAR:

$\emptyset 8mm$ c/ 30 cm

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de: $A_{vh} = 0,0015 * b_w * S$

Donde: $S \leq 300 \text{ mm}$

$$S \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 233 \text{ mm} \quad A_v = 70 \text{ mm}^2$$

$\emptyset$ (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ²)
8	2	1,005
10	2	1,571

As. Horizontal.-

Finalmente USAR:

$\emptyset 8mm$ c/ 30cm

4.8 DISEÑO DEL APARATO DE APOYO DE NEOPRENO

Carga Muerta(DC)

$$WDC = 20,83 \text{ kN/m}$$

$$P_{diaf} = 10,55 \text{ KN}$$

$$RDC = 224,728224 \text{ Kg}$$

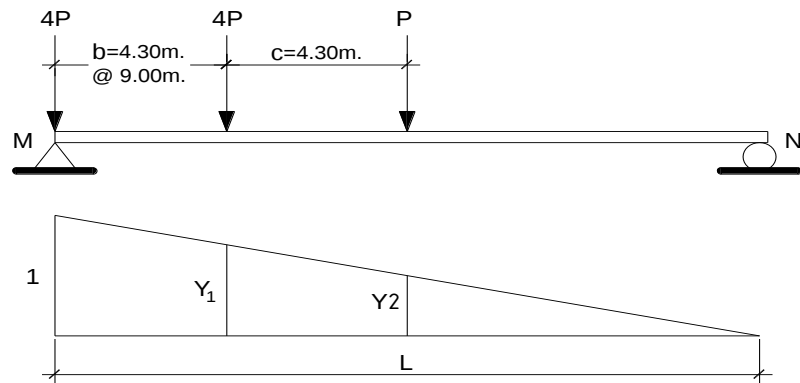
Superficie de Rodadura(DW)

$$WDW = 2,25 \text{ kN/m}$$

$$RDW = 21,99 \text{ Kn}$$

Carga viva (LL)

camion de diseño



$$RLL = 277,71 \text{ kN}$$

$$R(LL+IM) = 369,35 \text{ kN}$$

Reaccion Ultima

$$Ru = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL+IM))$$

$$Ru = 960 \text{ kN}$$

$$N = 960,27 \text{ kN}$$

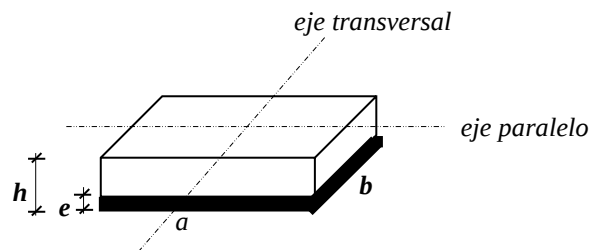
$$H1 = 10,21 \text{ kN}$$

Cargas instantaneas:

$$H2 = 72,50 \text{ KN}$$

$$\sigma_{nm} = 10 \text{ Mpa}$$

$$G = 0,9 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_{nm} < 10 \text{ MPa} \quad A = \frac{N}{\sigma_{nm}} = 0,096 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{A} = 0,3 \text{ m}$$

Se Adopta: $a = 0,30 \text{ m}$

espesor e = 1,5 cm.

condicion $12 < \frac{a}{e} < 22$ $12 < 20,0 < 22$

Fatiga admisible = $\sigma_{nm} \leq 0,6 \frac{a}{e} < 13,2 \text{ MPa}$

$\sigma_{nm} = 12,0 \text{ MPa} < 13,2 \text{ MPa}$

Area requerida por el neopreno:

$$A_{req} = \frac{N}{\sigma_n} = 8,00 \text{ m}^2$$

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 26,67 \text{ m}$$

Se Adopta: $b = 0,35 \text{ m}$.

Fatiga media en el aparato de apoyo:

$$\sigma_m \frac{N}{a * b} = 9,1 \text{ MPa} < 12 \text{ MPa}$$

Distorsion por influencia lenta:

$$\gamma_1 = \frac{H}{A * G} = 0,1 \text{ MPa} < 0,7$$

Distorsion por influencia lenta:

$$\gamma_2 = \frac{H}{A * G} = 0,77 \text{ MPa} < 1,2$$

Deformacion horizontal:

$d = 0,03 \text{ m}$

$$h = \frac{d}{\gamma_1 + \gamma_2} = 0,0343 \text{ m}$$

Numero de placas

$$n = \frac{h}{e} = 2,29$$

Se Adopta:

$$n = 3,0$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

Rotacion:

$$\varphi = 3,3 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \sigma_n = 0,0050 \text{ rad}$$

$$n * \varphi = 0,0149 \text{ rad}$$

$$\mu = 0,0861 < 0,4$$

Modulo de elasticidad del neopreno

$$E_n = \varphi * G * \left(\frac{a}{e}\right)^2 = 180 \text{ MPa}$$

$$\Delta h = \frac{\sigma_m}{E_n} * h = 0,0023 \text{ m}$$

Fatiga en las placas:

$$\sigma_a = 0,75 \frac{e}{s} * \sigma_m = 102,9 \text{ MPa} < 140 \text{ MPa}$$

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

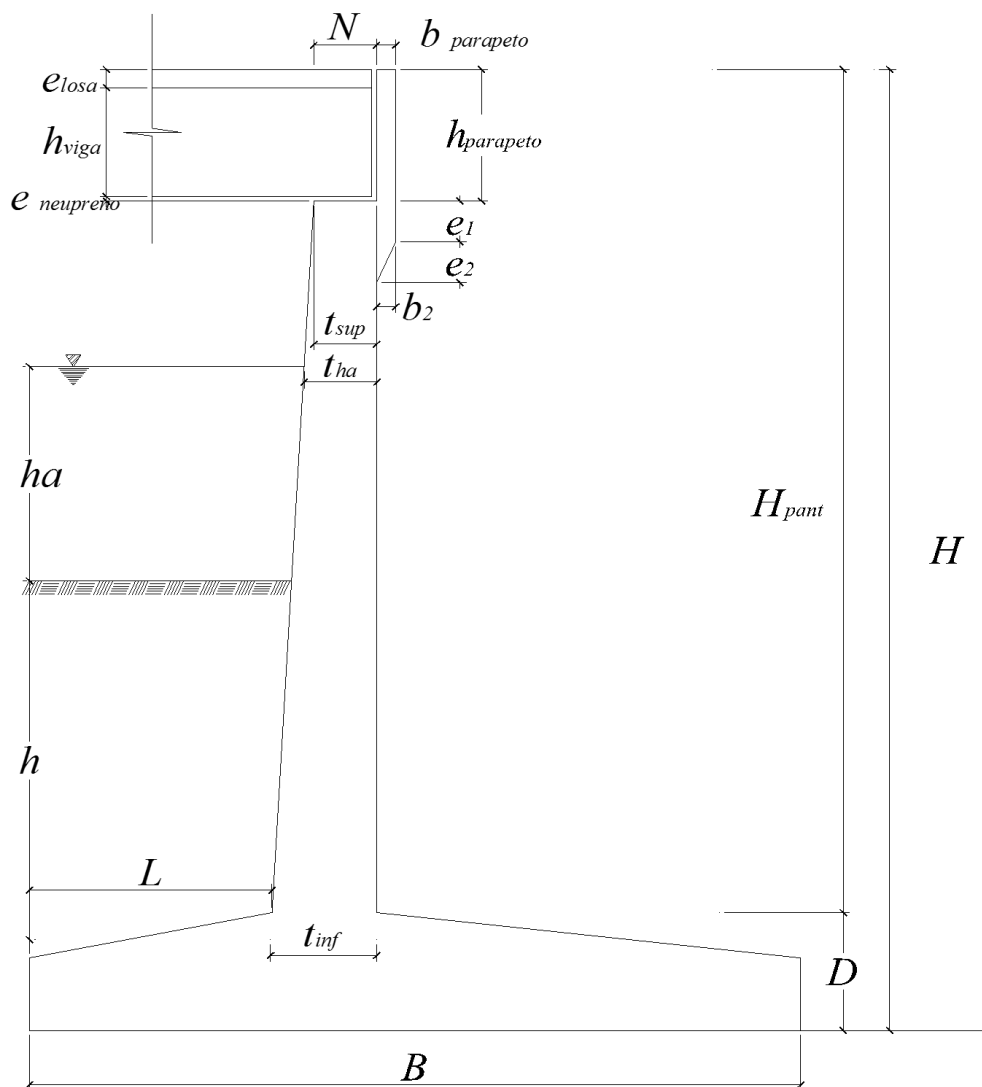
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR QUEBRADA DE LA
COMUNIDAD DE BARREDERO

DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO

LONGITUD: 20,00 m

ANCHO TOTAL: 9,90 m (Ancho de vía + veredas)

FECHA: 27/10/2018



DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR QUEBRADA DE LA
COMUNIDAD DE BARREDERO

DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO

LONGITUD: 20,00 m

ANCHO TOTAL: 9,90 m (Ancho de vía + veredas)

FECHA: 27/10/2018

Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones"
de Braja M. Das, pgna. 389 y puentes de manterola

	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	H	10,29 m	10,29 m	Dato
	h	4,90 m	4,90 m	Dato
(1)	$B=0.6H$	6,17 m	8,00 m	Criterio
(1)	$D=H/8$	1,29 m	1,30 m	Criterio
	$D'=H/12$	0,86 m	0,80 m	Criterio
	$t_{sup}=H/24$	0,45 m	0,45 m	Criterio
(1)	$t_{inf}=0.1H$	1,03 m	1,10 m	Criterio
(1)	$L=B/3$	2,06 m	2,50 m	Criterio
	elosa	0,20 m	0,20 m	Dato
	hviga	1,20 m	1,20 m	Dato
	eneopreno	0,05 m	0,05 m	Dato
	hparapeto	1,45 m	1,45 m	elosa+hviga+eneopreno
	bparapeto	0,20 m	0,20 m	Asumido
	e1	0,45 m	0,45 m	Asumido
	e2	0,45 m	0,45 m	Asumido
	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	b1	0,00 m	0,00 m	Asumido
	b2	0,20 m	0,20 m	Asumido
	s°	5,51°	5,51°	Calculado
(2)	Nmínimo	0,23 m	--	Según Norma MTC
	N	0,45 m	0,45 m	Calculado
	ha	3,24 m	3,24 m	Dato
	tha	0,50 m	0,50 m	Calculado
	Hpant	8,99 m	8,99 m	Calculado

DEFINICION DE CARGAS

a) DATOS PREVIOS

$$g_{\text{concreto}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$$

$$g_m = 17,66 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$A = 0,30$$

Reacciones debido a:

$$R(DC) = 966,68 \text{ kN}$$

$$R(DW) = 79,46 \text{ kN}$$

$$R(LL) = 766,13 \text{ kN}$$

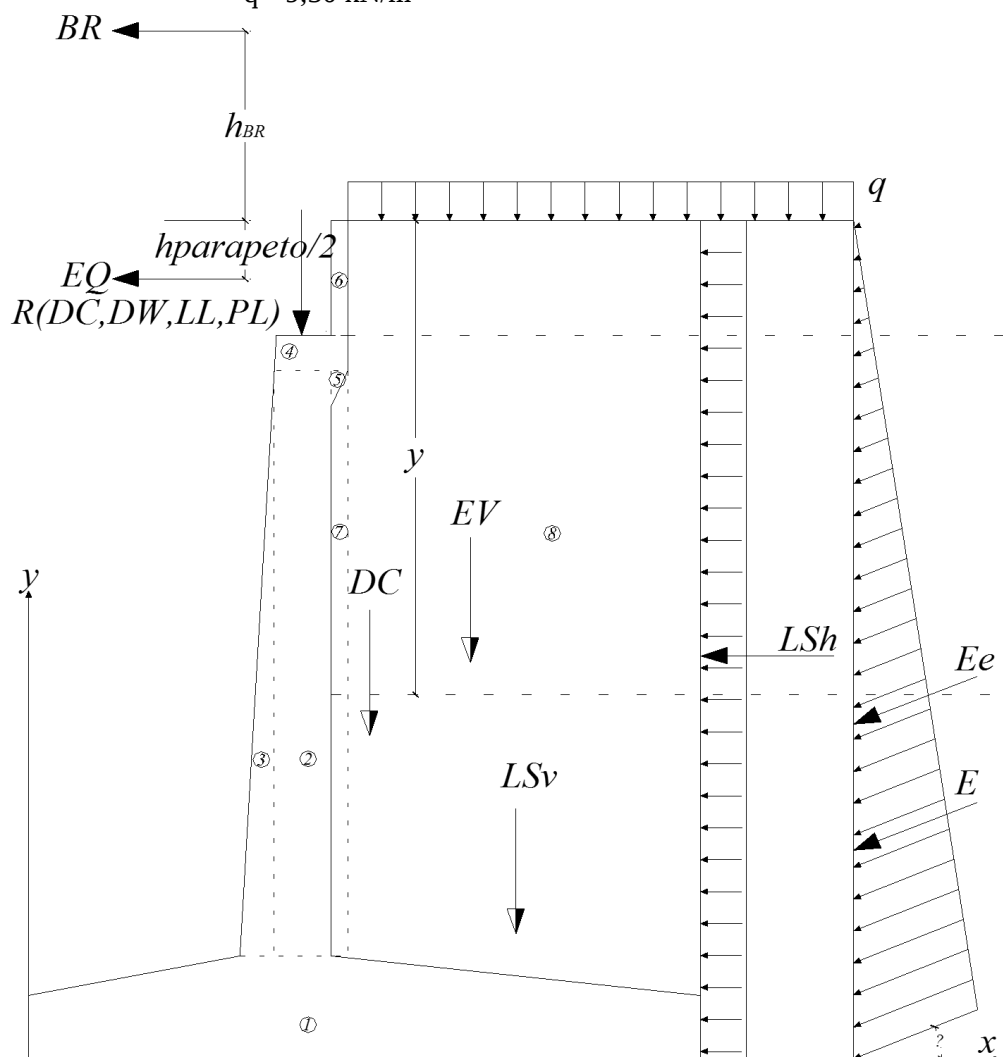
$$R(PL) = 89,96 \text{ kN}$$

Incremento de carga viva por efectos dinámicos, Tabla 2.4.3.3 del

"Manual de Diseño de Puentes" del MTC

$$\% \text{ Impacto} = 33,00\%$$

$$q = 9,30 \text{ kN/m}$$



b) PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

DEFINICION DE CARGAS

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m³)	DC (kN)	x (m)	DC*x (kN*m)
1	8,68	204,24	3,91	797,97
2	3,19	75,12	3,38	253,52
3	2,45	57,69	2,93	169,24
Nº	VOL. (m³)	DC (kN)	x (m)	DC*x (kN*m)
4	0,05	1,06	3,67	3,88
5	0,29	6,89	3,48	23,93
6	0,29	6,83	3,70	25,26
S	--	351,83	--	1273,80
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m³)	EV (kN)	x (m)	EV*x (kN*m)
8	1,37	24,24	3,70	89,70
9	37,76	666,73	5,90	3933,71
S	--	690,98	--	4023,42

$$DC = 351,83 \text{ kN}$$

$$x = 3,62 \text{ m}$$

$$EV = 690,98 \text{ kN}$$

$$x = 5,82 \text{ m}$$

c) PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC = 97,64 \text{ kN/m}$$

$$x = 3,38 \text{ m}$$

d) CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW = 8,03 \text{ kN/m}$$

$$x = 3,38 \text{ m}$$

e) PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$d = f/2 = 15,5^\circ$$

$$gm = 17,66 \text{ kN/m}^3$$

Ka obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.

DEFINICION DE CARGAS

$$K_a = 0,2896$$

$$k_h = A/2 = 0,15$$

$$q = 8,53^\circ$$

$$K_e = 0,3930$$

$$z = \frac{(0,6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(Pa)}{P_{ae}}$$

Empuje estático:

$$E = 270,71 \text{ kN}$$

$$EH = 260,87 \text{ kN}$$

$$EV = 72,35 \text{ kN}$$

$$y = 3,43 \text{ m}$$

$$x = 8,00 \text{ m}$$

Empuje dinámico:

$$E_e = 367,43 \text{ kN}$$

$$EH_e = 354,07 \text{ kN}$$

$$EV_e = 98,19 \text{ kN}$$

$$DE_e = 96,72 \text{ kN}$$

$$y = 4,15 \text{ m}$$

$$x = 8,00 \text{ m}$$

El punto de aplicación de E_e se obtiene según la metodología propuesta en el texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pág. 361

f) CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$LL = 77,39 \text{ kN/m}$$

$$x = 3,38 \text{ m}$$

g) CARGA DE IMPACTO (IM):

$$IM = 25,54 \text{ kN/m}$$

$$x = 3,38 \text{ m}$$

h) FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

$$BR = 5\%LL = 3,87 \text{ kN}$$

Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración a 1.8m sobre el tablero, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, título 2.4.3

$$h_{BR} = 1,80 \text{ m}$$

$$y = 12,09 \text{ m}$$

i) SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

$$PL = 9,09 \text{ kN/m}$$

$$x = 3,38 \text{ m}$$

DEFINICION DE CARGAS

j) SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$\begin{aligned}
 pH &= 2,69 \text{ kN/m} & LSV &= 40,92 \text{ kN} \\
 LSH &= 27,71 \text{ kN} & x &= 5,80 \text{ m} \\
 y &= 5,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

k) SUBPRESION DE AGUA (WA):

$$\begin{aligned}
 WA &= -14,14 \text{ kN} \\
 x &= 4,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

l) FUERZA SISMICA (EQ):

$$\begin{aligned}
 EQ=10\%DC &= 9,76 \text{ kN} \\
 y &= 9,57 \text{ m}
 \end{aligned}$$

f) COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

a) DATOS PREVIOS

F.S.D.=	1,50	m=	0,60
F.S.V.=	2,00	st=	0,30 N/mm ²

b) FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (kN)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSF
RESISTENCIA 1	391,30	48,50	6,77	0,00	468,90
RESISTENCIA 1	391,30	48,50	6,77	0,00	468,90
RESISTENCIA 1	391,30	48,50	6,77	0,00	468,90
RESISTENCIA 1	391,30	48,50	6,77	0,00	468,90
EV. EXTREMO 1	531,11	13,86	1,93	9,76	556,66
EV. EXTREMO 1	531,11	13,86	1,93	9,76	556,66
EV. EXTREMO 1	531,11	13,86	1,93	9,76	556,66
EV. EXTREMO 1	531,11	13,86	1,93	9,76	556,66

MOMENTOS ACTUANTES (kN-m)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	1342,17	249,51	81,87	0,00	1757,23
RESISTENCIA 1	1342,17	249,51	81,87	0,00	1757,23
RESISTENCIA 1	1342,17	249,51	81,87	0,00	1757,23
RESISTENCIA 1	1342,17	249,51	81,87	0,00	1757,23
EV. EXTREMO 1	2205,32	71,29	23,39	93,40	2393,39
EV. EXTREMO 1	2205,32	71,29	23,39	93,40	2393,39
EV. EXTREMO 1	2205,32	71,29	23,39	93,40	2393,39
EV. EXTREMO 1	2205,32	71,29	23,39	93,40	2393,39

c) FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (kN)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSF
RESISTENCIA 1	404,53	5,22	135,43	44,69	15,90	1030,48	71,61	-14,14	1778,40
RESISTENCIA 1	404,53	12,04	135,43	44,69	15,90	1030,48	71,61	-14,14	1785,56
RESISTENCIA 1	561,84	5,22	135,43	44,69	15,90	1030,48	71,61	-14,14	1943,58
RESISTENCIA 1	561,84	12,04	135,43	44,69	15,90	1030,48	71,61	-14,14	1950,75
EV. EXTREMO 1	404,53	5,22	38,69	12,77	4,54	1065,38	20,46	-14,14	1537,45
EV. EXTREMO 1	404,53	12,04	38,69	12,77	4,54	1065,38	20,46	-14,14	1544,27
EV. EXTREMO 1	561,84	5,22	38,69	12,77	4,54	1065,38	20,46	-14,14	1694,76
EV. EXTREMO 1	561,84	12,04	38,69	12,77	4,54	1065,38	20,46	-14,14	1701,58

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

MOMENTOS RESISTENTES (kN-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSM
RESISTENCIA 1	1443,02	17,61	457,07	150,83	53,67	6212,94	415,34	-56,56	9128,60
RESISTENCIA 1	1443,02	40,63	457,07	150,83	53,67	6212,94	415,34	-56,56	9152,78
RESISTENCIA 1	2004,19	17,61	457,07	150,83	53,67	6212,94	415,34	-56,56	9717,83
RESISTENCIA 1	2004,19	40,63	457,07	150,83	53,67	6212,94	415,34	-56,56	9742,01
EV. EXTREMO 1	1443,02	17,61	130,59	43,09	15,33	6492,09	118,67	-56,56	8203,84
EV. EXTREMO 1	1443,02	40,63	130,59	43,09	15,33	6492,09	118,67	-56,56	8226,86
EV. EXTREMO 1	2004,19	17,61	130,59	43,09	15,33	6492,09	118,67	-56,56	8765,01
EV. EXTREMO 1	2004,19	40,63	130,59	43,09	15,33	6492,09	118,67	-56,56	8788,04

d) ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

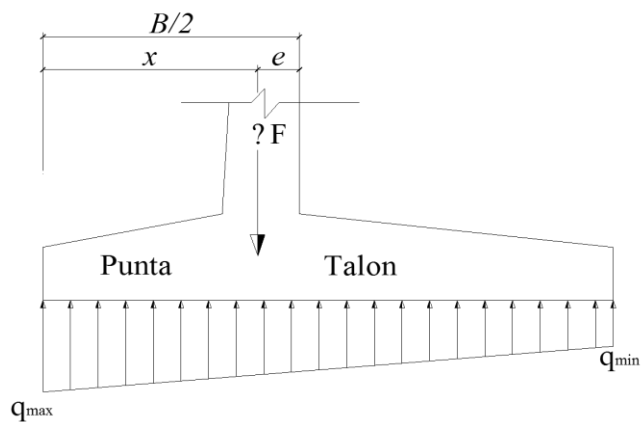
COMBINACION	mSFV/SFH	
RESISTENCIA 1	2,28	OK!
RESISTENCIA 1	2,28	OK!
RESISTENCIA 1	2,49	OK!
RESISTENCIA 1	2,50	OK!
EV. EXTREMO 1	1,66	OK!
EV. EXTREMO 1	1,66	OK!
EV. EXTREMO 1	1,83	OK!
EV. EXTREMO 1	1,83	OK!

e) ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	SMR/SMA	
RESISTENCIA 1	5,19	OK!
RESISTENCIA 1	5,21	OK!
RESISTENCIA 1	5,53	OK!
RESISTENCIA 1	5,54	OK!
EV. EXTREMO 1	3,43	OK!
EV. EXTREMO 1	3,44	OK!
EV. EXTREMO 1	3,66	OK!
EV. EXTREMO 1	3,67	OK!

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

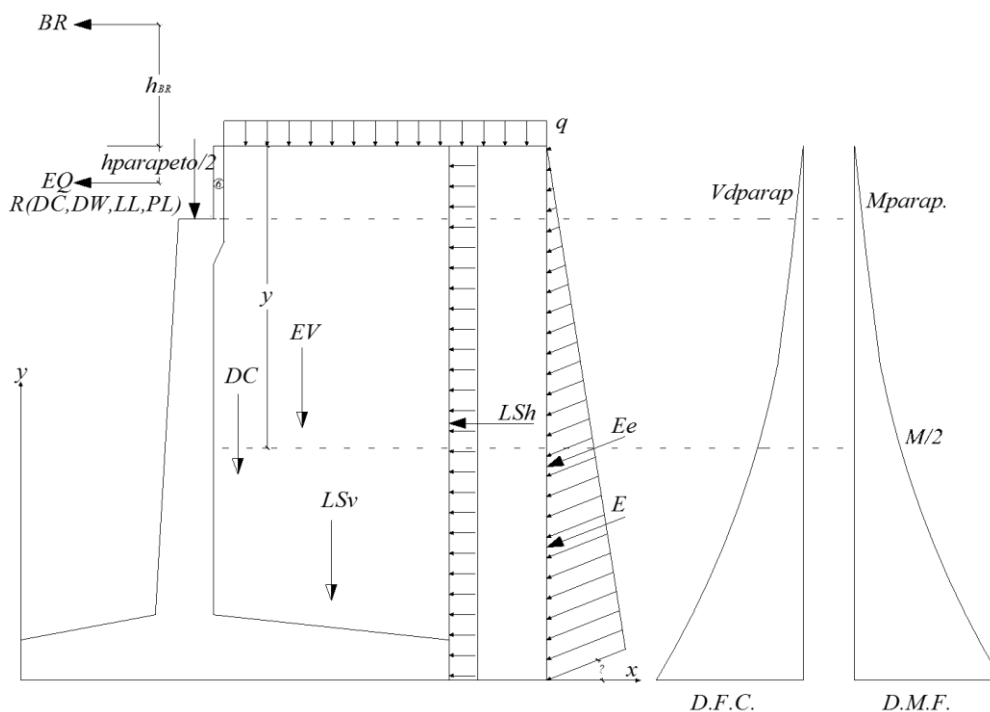
f) PRESIONES SOBRE EL SUELO



$$B/6 = 1,33 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (kN/m)		qmin (kN/m)	
RESISTENCIA 1	4,14	0,14	OK!	246,47	OK!	198,13	OK!
RESISTENCIA 1	4,14	0,14	OK!	246,94	OK!	199,45	OK!
RESISTENCIA 1	4,10	0,10	OK!	260,41	OK!	225,48	OK!
RESISTENCIA 1	4,09	0,09	OK!	260,89	OK!	226,80	OK!
EV. EXTREMO 1	3,78	0,22	OK!	223,99	OK!	160,37	OK!
EV. EXTREMO 1	3,78	0,22	OK!	225,25	OK!	160,82	OK!
EV. EXTREMO 1	3,76	0,24	OK!	250,04	OK!	173,65	OK!
EV. EXTREMO 1	3,76	0,24	OK!	251,29	OK!	174,10	OK!

ANÁLISIS ESTRUCTURAL



a) CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 8,99 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (kN) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	295,36	42,13	6,77	0,00	361,48
RESISTENCIA 1	295,36	42,13	6,77	0,00	361,48
RESISTENCIA 1	295,36	42,13	6,77	0,00	361,48
RESISTENCIA 1	295,36	42,13	6,77	0,00	361,48
EV. EXTREMO 1	400,89	12,04	1,93	9,76	424,63
EV. EXTREMO 1	400,89	12,04	1,93	9,76	424,63
EV. EXTREMO 1	400,89	12,04	1,93	9,76	424,63
EV. EXTREMO 1	400,89	12,04	1,93	9,76	424,63

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

COMBINACIÓN	MOMENTO M (kN-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	895,04	190,45	73,06	0,00	1216,48
RESISTENCIA 1	895,04	190,45	73,06	0,00	1216,48
RESISTENCIA 1	895,04	190,45	73,06	0,00	1216,48
RESISTENCIA 1	895,04	190,45	73,06	0,00	1216,48
EV. EXTREMO 1	1470,63	54,41	20,88	73,62	1619,54
EV. EXTREMO 1	1470,63	54,41	20,88	73,62	1619,54
EV. EXTREMO 1	1470,63	54,41	20,88	73,62	1619,54
EV. EXTREMO 1	1470,63	54,41	20,88	73,62	1619,54

b) UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 6,291 \text{ m}$$

$$t_y = 0,836 \text{ m}$$

$$M_u = 1619,54 \text{ kN-m}$$

$$M_u/2 = 809,82 \text{ kN-m} \quad \text{OK!}$$

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (kN-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	nS(M/2)
RESISTENCIA 1	438,35	93,27	54,79	0,00	615,73
RESISTENCIA 1	438,35	93,27	54,79	0,00	615,73
RESISTENCIA 1	438,35	93,27	54,79	0,00	615,73
RESISTENCIA 1	438,35	93,27	54,79	0,00	615,73
EV. EXTREMO 1	720,24	26,65	15,65	47,27	809,82
EV. EXTREMO 1	720,24	26,65	15,65	47,27	809,82
EV. EXTREMO 1	720,24	26,65	15,65	47,27	809,82
EV. EXTREMO 1	720,24	26,65	15,65	47,27	809,82

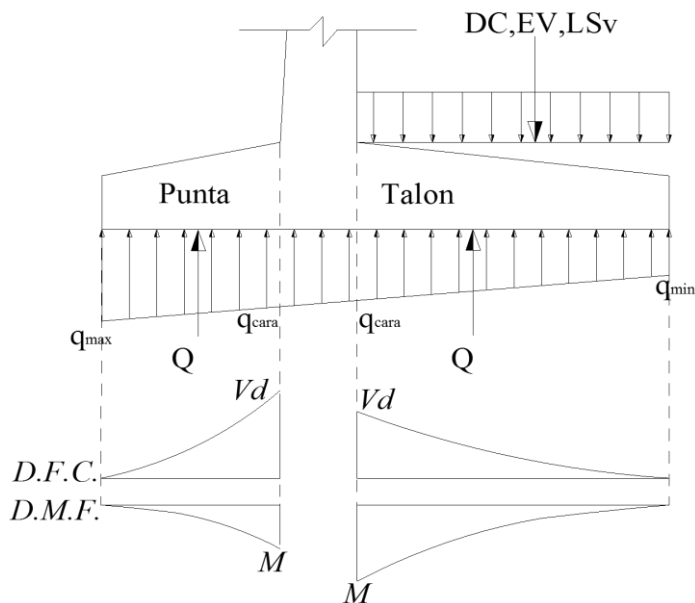
c) CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V_{dparap} (kN) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	7,24	6,60	6,77	0,00	21,64
RESISTENCIA 1	7,24	6,60	6,77	0,00	21,64
RESISTENCIA 1	7,24	6,60	6,77	0,00	21,64
RESISTENCIA 1	7,24	6,60	6,77	0,00	21,64
EV. EXTREMO 1	9,83	1,89	1,93	9,76	23,42
EV. EXTREMO 1	9,83	1,89	1,93	9,76	23,42
EV. EXTREMO 1	9,83	1,89	1,93	9,76	23,42
EV. EXTREMO 1	9,83	1,89	1,93	9,76	23,42

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

COMBINACIÓN	MOMENTO M_{parap} (kN-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	23,28	4,95	22,01	0,00	52,76
RESISTENCIA 1	23,28	4,95	22,01	0,00	52,76
RESISTENCIA 1	23,28	4,95	22,01	0,00	52,76
RESISTENCIA 1	23,28	4,95	22,01	0,00	52,76
EV. EXTREMO 1	38,26	1,42	6,29	7,08	53,04
EV. EXTREMO 1	38,26	1,42	6,29	7,08	53,04
EV. EXTREMO 1	38,26	1,42	6,29	7,08	53,04
EV. EXTREMO 1	38,26	1,42	6,29	7,08	53,04

d) CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALÓN DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	q_{cara} (Ton/m)	CORTANTE V_d (kN) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nSVd
RESISTENCIA 1	224,717	-119,83	-71,61	-932,82	1024,82	-104,40
RESISTENCIA 1	225,570	-119,83	-71,61	-932,82	1027,71	-101,37
RESISTENCIA 1	244,694	-166,43	-71,61	-932,82	1098,60	-75,86
RESISTENCIA 1	245,548	-166,43	-71,61	-932,82	1101,49	-72,83
EV. EXTREMO 1	195,362	-119,83	-20,46	-932,82	912,10	-161,01
EV. EXTREMO 1	196,255	-119,83	-20,46	-932,82	916,76	-156,34
EV. EXTREMO 1	215,665	-166,43	-20,46	-932,82	1012,91	-106,79
EV. EXTREMO 1	216,558	-166,43	-20,46	-932,82	1017,58	-102,13

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (kN-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nSM
RESISTENCIA 1	224,717	-266,65	-157,54	-2052,20	2315,61	-168,81
RESISTENCIA 1	225,570	-266,65	-157,54	-2052,20	2321,44	-162,70
RESISTENCIA 1	244,694	-370,35	-157,54	-2052,20	2470,07	-115,52
RESISTENCIA 1	245,548	-370,35	-157,54	-2052,20	2475,89	-109,41
EV. EXTREMO 1	195,362	-266,65	-45,01	-2052,20	2075,87	-287,99
EV. EXTREMO 1	196,255	-266,65	-45,01	-2052,20	2086,83	-277,02
EV. EXTREMO 1	215,665	-370,35	-45,01	-2052,20	2309,48	-158,08
EV. EXTREMO 1	216,558	-370,35	-45,01	-2052,20	2320,44	-147,11

e) CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA
DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	q _{cara} (kN/m)	CORTANTE V _d (kN) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
RESISTENCIA 1	231,362	-67,49	585,34	543,74
RESISTENCIA 1	232,100	-67,49	586,83	545,30
RESISTENCIA 1	249,497	-93,73	624,64	557,45
RESISTENCIA 1	250,235	-93,73	626,12	559,01
EV. EXTREMO 1	204,110	-67,49	524,43	456,94
EV. EXTREMO 1	205,113	-67,49	527,19	459,70
EV. EXTREMO 1	226,169	-93,73	583,36	489,62
EV. EXTREMO 1	227,171	-93,73	586,12	492,39

COMBINACIÓN	q _{cara} (kN/m)	MOMENTO M (kN-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
RESISTENCIA 1	231,362	-86,08	785,94	734,85
RESISTENCIA 1	232,100	-86,08	787,15	736,12
RESISTENCIA 1	249,497	-119,56	825,15	740,87
RESISTENCIA 1	250,235	-119,56	826,37	742,15
EV. EXTREMO 1	204,110	-86,08	720,69	634,61
EV. EXTREMO 1	205,113	-86,08	724,86	638,78
EV. EXTREMO 1	226,169	-119,56	806,25	686,69
EV. EXTREMO 1	227,171	-119,56	810,42	690,86

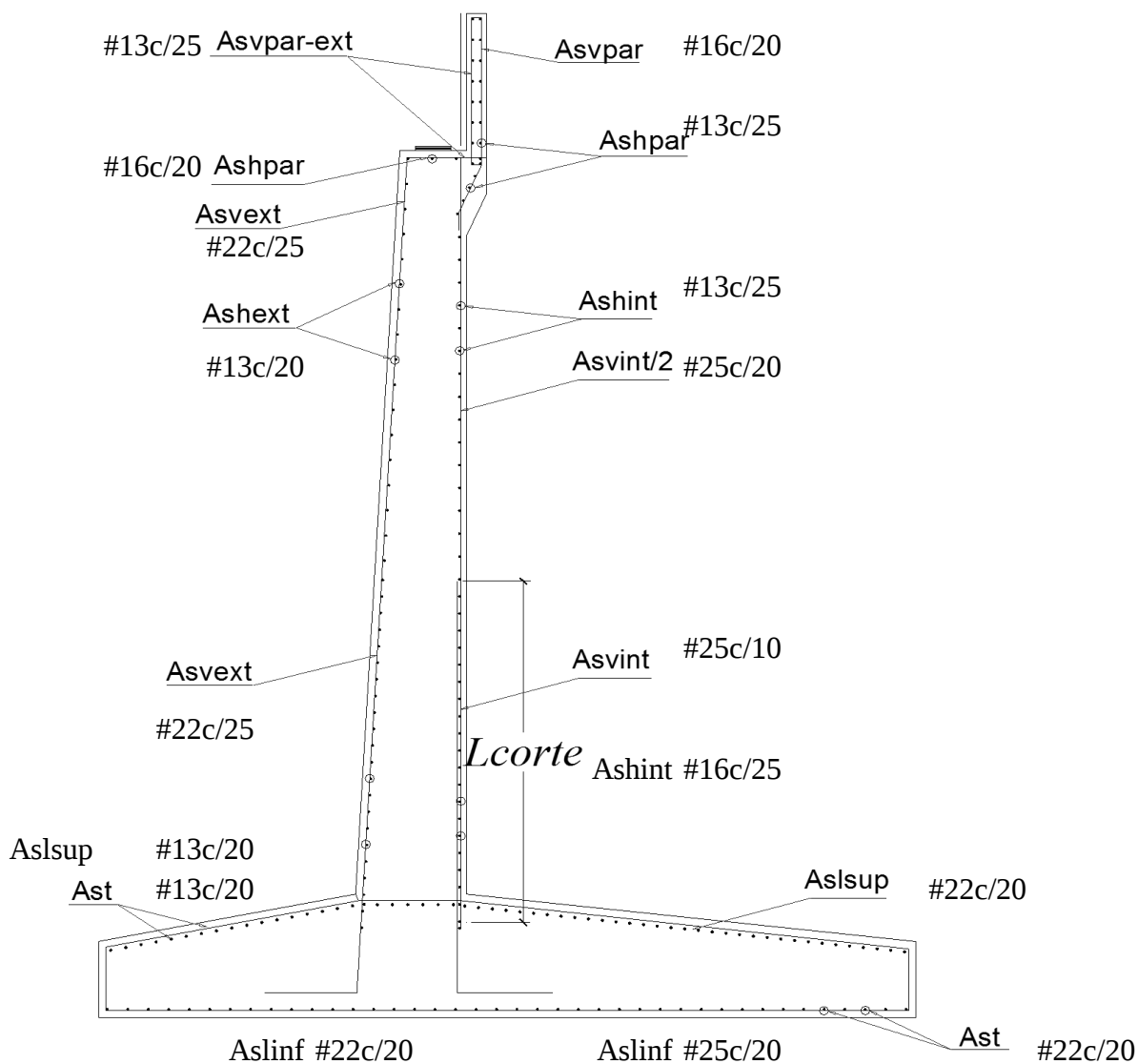
DISEÑO ESTRUCTURAL

a) DATOS

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 21 \text{ N/mm}^2 & f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \\
 r(\text{pant}) &= 0,050 \text{ m} & r(\text{zapata}) &= 0,075 \text{ m} \\
 \phi \text{ (Flexión)} &= 0,90 & \phi \text{ (Corte)} &= 0,90
 \end{aligned}$$

AREAS DE ACERO

BARRA	f	A (cm ²)
#10	3/8"	0,7 cm ²
#13	1/2"	1,3 cm ²
#16	5/8"	2,0 cm ²
#19	3/4"	2,9 cm ²
#22	7/8"	3,9 cm ²
#25	1"	5,1 cm ²
#29	1 1/8"	6,4 cm ²



DISEÑO ESTRUCTURAL

b) DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 712,01 \text{ kN}$$

$$V_u = 424,63 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	1619,54 kN-m
d	1,05 m
a	10,1 cm
As	42,9 cm ²
ρ	0,0041
ρ_{min}	0,0015
#25	5,1 cm ²
Nº Aceros	0
s (Calculado)	0 cm
s (Redond.)	10 cm
Asvint	#25c/10
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	3,42 m
Lcorte (redond)	3,40 m
Asvint/2	#25c/20

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#22	3,9 cm ²
Asmin	15,8 cm ²
Nº Aceros	4
s (Calculado)	25
s (Redond.)	25 cm
Asvext	#22c/25

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#16	2,0 cm ²
ρ	0,0020
Ash	21,0 cm ²
Ash/3	7,0 cm ²
Nº Aceros	4
s (Calculado)	28,29 cm
s (Redond.)	25 cm
Ashint	#16c/25
#16	2,0 cm ²
2*Ash/3	14,0 cm ²
Nº Aceros	7
s (Calculado)	15 cm
s (Redond.)	15 cm
Ashex	#16c/15

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#13	1,3 cm ²
ρ	0,0020
Ash	15,7 cm ²
Ash/3	5,2 cm ²
Nº Aceros	4
s (Calculado)	25,00 cm
s (Redond.)	25 cm
Ashint	#13c/25
#16	1,98
2*Ash/3	10,5 cm ²
Nº Aceros	5
s (Calculado)	19cm
s (Redond.)	20 cm
Ashex	#13c/20

DISEÑO ESTRUCTURAL**c) DISEÑO DEL PARAPETO****VERIFICACION DE CORTANTE**

$$\Theta V_c = 103,69 \text{ kN}$$

$$V_u = 23,42 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	53,04 kN-m
d	0,15 m
a	2,39 cm
As	10,2 cm ²
ρ	0,0068
ρ_{min}	0,0015
#16	1,98 cm ²
Nº Aceros	0
s (Calculado)	0,0cm
s (Redond.)	20 cm
Asvpar	#16c/20

OK!

ACERO VERTICAL EXTERIOR

Asvpar-ext	#13c/25
------------	---------

ACERO HORIZONTAL

Ashpar	#13c/25
--------	---------

d) DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA**VERIFICACION DE CORTANTE**

$$\phi V_c = 847,63 \text{ kN}$$

$$V_u = 161,01 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	109,41 kN-m
d	1,23 m
a	5,69 cm
As	24,2 cm ²
ρ	0,0020
ρ_{min}	0,0015
#25	5,1 cm ²
Nº Aceros	0
s (Calculado)	0,00 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslinf	#25c/20

OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#22	3,9 cm ²
Asmin	18,4 cm ²
Nº Aceros	5
s (Calculado)	21,12 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslsup	#22c/20

DISEÑO ESTRUCTURAL

ACERO VERTICAL

Ast	#22c/20
-----	---------

e) DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\Theta V_c = 847,63 \text{ kN}$$

$$V_u = 559,01 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	742,15 kN-m
d	1,23 m
a	3,83 cm
As	16,3 cm ²
ρ	0,0013
ρ_{min}	0,0015
#22	3,9 cm ²
Nº Aceros	0
s (Calculado)	0,00 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslinf	#22c/20

Usar Asmin!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#13	1,3 cm ²
Asmin	18,4 cm ²
Nº Aceros	5,0
s (Calculado)	20,00 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslsup	#13c/20

ACERO VERTICAL

Ast	#13c/20
-----	---------

UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO

Proyecto : DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA BARREDERO

Tipo de obra : CIVIL

PRESUPUESTO POR ITEMS Y GENERAL DE LA OBRA (En Bolivianos)						
ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNI.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (NUMERAL)	PRECIO UNITARIO (LITERAL)	PRECIO TOTAL (NUMERAL)
0	CONDICIONES GENERALES					21.854,63
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb.	1,00	11.427,92	ONCE MIL CUATROCIENTOS VEINTISIETE 92/100 Bs	11.427,92
2	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA	Glb.	1,00	3.460,11	TRES MIL CUATROCIENTOS SESENTA 11/100 Bs	3.460,11
3	LIMPIEZA DE TERRENO Y DESBROCE	m²	300,00	8,75	OCHO 75/100 Bs	2.625,00
4	REVISION GEOTECNICA	m	20,00	217,08	DOSCIENTOS DIECISIETE 08/100 Bs	4.341,60
I	INFRAESTRUCTURA					1.675.935,87
5	EXCABACION COMUN	m³	1074,54	40,39	CUARENTA 39/100 Bs	43.400,83
6	EXACAVACION CON AGOTAMIENTO	m³	270,67	77,17	SETENTA Y SIETE 17/100 Bs	20.887,30
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m³	27,07	1003,80	UN MIL TRES 80/100 Bs	27.169,45
8	HORMIGON SIMPLE P/FUNDACIONES T. R-21	m³	233,79	2872,68	DOS MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y DOS 68/100 Bs	671.607,95
9	HORMIGON SIMPLE P/ELE. ESTRIBOS T. R-21	m³	256,15	2809,87	DOS MIL OCHOCIENTOS NUEVE 87/100 Bs	719.743,27
10	ACERO ESTRUCTURAL	Kg.	13191,74	14,64	CATORCE 64/100 Bs	193.127,07
II	SUPERESTRUCTURA					464.090,42
11	HORMIGON SIMPLE P/VIGAS T. R-21	m³	40,64	3232,62	TRES MIL DOSCIENTOS TREINTA Y DOS 62/100 Bs	131.373,68
12	HORMIGO SIMPLE P/LOSA T. R-21	m³	27,72	3067,65	TRES MIL SESENTA Y SIETE 65/100 Bs	85.035,26
13	HORMIGO SIMPLE P/DIAFRAGMAS T. R-21	m³	3,72	3033,04	TRES MIL TREINTA Y TRES 04/100 Bs	11.282,91
14	HORMIGON SIMPLE P/ACCESORIOS T. R-21	m³	14,51	3017,76	TRES MIL DIECISIETE 76/100 Bs	43.799,17
17	ACERO ESTRUCTURAL	Kg.	13191,74	14,60	CATORCE 60/100 Bs	192.599,40
III	OBRAS FINALES					418.629,64
16	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm³	28,00	410,83	CUATROCIENTOS DIEZ 83/100 Bs	11.503,24
19	JUNTA DE DILATAACION P/PUENTE	m	14,40	1350,78	UN MIL TRESCIENTOS CINCUENTA 78/100 Bs	19.451,23
20	BARBACANAS DE PVC. D = 4"	m	7,84	64,37	SESENTA Y CUATRO 37/100 Bs	504,66
21	RELLENO Y COMPAC. DE ACCESOS CON MAQ.	m³	856,00	448,65	CUATROCIENTOS CUARENTA Y OCHO 65/100 Bs	384.044,40
22	LIMPIEZA GENERAL	Glb.	1,00	3126,11	TRES MIL CIENTO VEINTISEIS 11/100 Bs	3.126,11
COSTO TOTAL DEL PROYECTO (NUMERAL) EN BS.					Bs.	2.580.510,56
COSTO DEL PROYECTO POR UNIDAD LONGITUDINAL					Bs./m	129.025,53
COSTO (LITERAL) EN BS. =		DOS MILLONES QUINIENTOS OCHENTA MIL QUINIENTOS DIEZ 56/100 Bs				

APORTE ACADÉMICO

PRESUPUESTO POR ITEMS - SUPERESTRUCTURA PUENTE 4 VIGAS

(En Bolivianos)

[illegible]

PRESUPUESTO POR ITEMS - SUPERESTRUCTURA PUENTE 5 VIGAS

(En Bolivianos)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNI.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (NUMERAL)	PRECIO UNITARIO (LITERAL)	PRECIO TOTAL (NUMERAL)
11	HORMIGON SIMPLE P/VIGAS T. R-21	m³	54,00	3232,62	TRES MIL DOSCIENTOS TREINTA Y DOS 62/100 Bs	174561,48
12	HORMIGO SIMPLE P/LOSA T. R-21	m³	25,41	3067,65	TRES MIL SESENTA Y SIETE 65/100 Bs	77948,99
13	HORMIGO SIMPLE P/DIAFRAGMAS T. R-21	m³	4,80	3033,04	TRES MIL TREINTA Y TRES 04/100 Bs	14558,59
14	HORMIGON SIMPLE P/ACCESORIOS T. R-21	m³	14,51	3017,76	TRES MIL DIECISIETE 76/100 Bs	43799,17
17	ACERO ACERO ESTRUCTURAL	Kg.	14178,42	14,60	CATORCE 60/100 Bs	207004,98
COSTO TOTAL DEL PROYECTO (NUMERAL) EN BS.					Bs.	517.873,21
COSTO DEL PROYECTO POR UNIDAD LONGITUDINAL					Bs./m	25.893,66
COSTO (LITERAL) EN BS. QUINIENTOS DIECISIETE MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y TRES 21/100 Bs						

PRESUPUESTO POR ITEMS - SUPERESTRUCTURA PUENTE 6 VIGAS

(En Bolivianos)

[illegible]

PRESUPUESTO POR ITEMS - SUPERESTRUCTURA PUENTE CON VIGAS PRETENSADAS

(En Bolivianos)

[illegible]

COMPUTOS METRICOS PUENTE VEHICULAR**PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA BARREDERO****UBICACIÓN : COMUNIDAD DE BARREDERO**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	DIMENSIONES			PARCIAL	PARTES IGUALES	TOTAL
			LARGO	ANCHO	ALTO			
0	CONDICIONES GENERALES							
1	- Instalacion de Faenas	Gl.				1,00	1,00	1,00
2	- Replanteo y Trazado de Obras	GL				1,00	1,00	1,00
3	- Limpieza de terreno y Desbroce	m ²				300,00	1,00	300,00
4	- Revision Geotecnica	m				20,00	1,00	20,00
1	INFRAESTRUCTURA							
5	- Excavacion Comun	m ³	13,67	9,90	3,97	537,27	2,00	1.074,54
6	- Excavacion con Agotamiento	m ³	13,67	9,90	1,00	135,33	2,00	270,67
7	- Hormigon pobre de Nivelacion	m ³						
	- Estribos	m ³	13,67	9,90	0,10	13,53	2,00	27,07
	- Total	m ³						27,07
8	- Hormigon Simple P/Fundacion Tipo R-21		A1	A2	h			
	- Zapata seccion constante lado Norte	m ³	79,60		1,05	83,58	1,00	83,58
	- Zapata seccion variable lado Norte	m ³	31,73	31,73	1,05	33,31	1,00	33,31
	- Zapata seccion constante lado Sur	m ³	79,60		1,05	83,58	1,00	83,58
	- Zapata seccion variable lado Sur	m ³	31,73	31,73	1,05	33,32	1,00	33,32
	- Total	m ³						233,79

9	- Hormigon Simple P/Ele. Estribos Tipo R-21		A		a			
	- Pantalla Frontal lado Norte	m ³	7,19		9,95	72,08	1,00	72,08
	- Aleros lado Norte	m ³	2,45		5,81	27,99	2,00	55,97
	- Pantalla Frontal lado Sur	m ³	7,19		9,95	72,11	1,00	72,11
	- Aleros lado Sur	m ³	2,45		5,81	27,99	2,00	55,99
	- Total	m³						256,15
15	- Apoyo de Neopreno Compuesto							
		Dm³	3,50	3,00	0,50	5,25	8,00	28,00
		Dm³						28,00
16	- Acero Estructural							
	- Estribos	Kg	19995			19995	1,00	19.995
	- Total	Kg						19.995
2	SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGAS							
11	- Hormigon Simple P/Vigas Tipo R-21							
	- Vigas externas	m ³	20,00	0,400	1,27	10,160	2,00	20,32
	- Vigas interiores	m ³	20,00	0,400	1,27	10,160	2,00	20,32
	- Total	m³						40,64
13	- Hormigon Simple P/Diafragmas Tipo R-21							
	- Diafragmas	m ³	4,65	0,200	1,00	0,93	4,00	3,72
	- Total	m³					1,00	3,72
12	- Hormigon Simple P/Losa Tipo R-21							
	- Losa	m ³	20,00	7,70	0,18	27,72	1,00	27,72
	- Total	m³						27,72

14	- Hormigon Simple P/Accesorios Tipo R-21							
	- Pasamanos	m ³	0,12	0,120	20,25	0,29	8,00	2,33
	- Postes	m ³	1,06	0,20	0,15	0,19	22,00	4,08
	- Acera	m ³	20,00	1,35	0,15	4,05	2,00	8,10
	- Total	m³						14,51
18	- Barbacanas PVC D=4"							
		m	0,49				16,00	7,84
	- Total	m						7,84
17	- Junta de Dilatacion Para Puente							
		m	7,20				2,00	14,40
	- Total	m						14,40
10	- Acero Estructural							
	- Losa	kg	2572,78				1,00	2.572,78
	- Barandado	kg	1504,22				1,00	1.504,22
	- Diafragmas	kg	459,09				1,00	459,09
	- Vigas	kg	7456,40				1,00	7.456,40
	- Total	kg	11992,49					11.992
19	- Relleno y Comp. De Accesos con Maquina	m³			856,00	856,00	1,00	856,00
20	- Limpieza General	Glb.			1,00	1,00	1,00	1,00

COMPUTOS METRICOS PUENTE VEHICULAR**PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA BARREDERO****UBICACIÓN : COMUNIDAD DE BARREDERO**

SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA (5VIGAS)								
11	- Hormigon Simple P/Vigas Tipo R-21							
	- Vigas externas	m ³	20,00	0,400	1,35	10,800	5,00	54,00
	- Total	m ³						54,00
13	- Hormigon Simple P/Diafragmas Tipo R-21							
	- Diafragmas	m ³	4,80	0,250	1,00	1,20	4,00	4,80
	- Total	m ³					1,00	4,80
12	- Hormigon Simple P/Losa Tipo R-21							
	- Losa	m ³	20,00	7,70	0,165	25,41	1,00	25,41
	- Total	m ³						25,41
14	- Hormigon Simple P/Accesorios Tipo R-21							
	- Pasamanos	m ³	0,12	0,120	20,25	0,29	8,00	2,33
	- Postes	m ³	1,06	0,20	0,15	0,19	22,00	4,08
	- Acera	m ³	20,00	1,35	0,15	4,05	2,00	8,10
	- Total	m ³						14,51
TOTAL HORMIGON ARMADO		m³						98,72

COMPUTOS METRICOS PUENTE VEHICULAR**PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA BARREDERO****UBICACIÓN : COMUNIDAD DE BARREDERO**

SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA (6VIGAS)								
11	- Hormigon Simple P/Vigas Tipo R-21							
	- Vigas externas	m ³	20,00	0,350	1,30	9,100	6,00	54,60
	- Total	m ³						54,60
13	- Hormigon Simple P/Diafragmas Tipo R-21							
	- Diafragmas	m ³	4,95	0,250	1,00	1,24	4,00	4,95
	- Total	m ³					1,00	4,95
12	- Hormigon Simple P/Losa Tipo R-21							
	- Losa	m ³	20,00	7,70	0,165	25,41	1,00	25,41
	- Total	m ³						25,41
14	- Hormigon Simple P/Accesorios Tipo R-21							
	- Pasamanos	m ³	0,12	0,120	20,25	0,29	8,00	2,33
	- Postes	m ³	1,06	0,20	0,15	0,19	22,00	4,08
	- Acera	m ³	20,00	1,35	0,15	4,05	2,00	8,10
	- Total	m ³						14,51
TOTAL HORMIGON ARMADO		m³						99,47

COMPUTOS METRICOS PUENTE VEHICULAR**PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA BARREDERO****UBICACIÓN : COMUNIDAD DE BARREDERO**

SUPERESTRUCTURA PUENTE CON VIGAS PRETENSADAS (3VIGAS)								
11	- Hormigon P/Vigas Tipo R-35							
	- Viga zona de anclaje	m ³	3,00	0,497		1,492	3,00	4,47
	- Viga AASHTO	m ³	17,00	0,36		6,144	3,00	18,43
	- Total	m ³						22,91
13	- Hormigon Simple P/Diafragmas Tipo R-21							
	- Diafragmas	m ³	5,30	0,250	1,00	1,33	4,00	5,30
	- Total	m ³					1,00	5,30
12	- Hormigon Simple P/Losa Tipo R-21							
	- Losa	m ³	20,00	7,70	0,18	27,72	1,00	27,72
	- Total	m ³						27,72
14	- Hormigon Simple P/Accesorios Tipo R-21							
	- Pasamanos	m ³	0,12	0,120	20,25	0,29	8,00	2,33
	- Postes	m ³	1,06	0,20	0,15	0,19	22,00	4,08
	- Acera	m ³	20,25	1,35	0,15	4,10	2,00	8,20
	- Total	m ³						14,62
14	-Cableaje para pretensado 10V1/2" Viga P°							
	- longitud de cable (2 tendones de 10 torones)	m	20,40				6,00	122,40
	- torón grado 270k (1/2")	m	20,40				60,00	1224,00
	- vaina metalica d=70mm	m	20,40				6,00	122,40
	- anclaje1/2" (placa+corneto+corona+10cuñas)	juego	8,00				3,00	24,00
	-inyección viga pretensada	m	20,40				6,00	122,40
TOTAL HORMIGON ARMADO		m³						70,54

METRADO SUPER ESTRUCTURA PUENTE VIGAS

BARANDADO												
PZA.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
1	8	20,00	40	800,00	0,40	320,00	20,25					
2	6	0,38	810	307,80	0,23	70,79	0,03	0,08	0,08	0,08	0,08	0,03
3	8	2,78	44	122,32	0,40	48,93	0,16	1,18	0,11	1,17	0,16	
4 a	6	0,50	22	11,00	0,23	2,53	0,03	0,11	0,11	0,11	0,11	0,03
4 b	6	0,52	22	11,44	0,23	2,63	0,03	0,11	0,12	0,11	0,12	0,03
4 c	6	0,54	22	11,88	0,23	2,73	0,03	0,11	0,13	0,11	0,13	0,03
4 d	6	0,56	22	12,32	0,23	2,83	0,03	0,11	0,14	0,11	0,14	0,03
4 e	6	0,58	22	12,76	0,23	2,93	0,03	0,11	0,15	0,11	0,15	0,03
4 f	6	0,60	22	13,20	0,23	3,04	0,03	0,11	0,16	0,11	0,16	0,03
5	12	1,50	205	307,50	0,89	273,68	0,10	1,30	0,10			
5a	12	1,50	205	307,50	0,89	273,68	0,10	1,30	0,10			
6	10	20,00	16	320,00	0,62	198,40	20,25					
6a	10	20,00	16	320,00	0,62	198,40	20,25					
7	10	20,00	4	80,00	0,62	49,60	20,25					
7a	10	20,00	4	80,00	0,62	49,60	20,25					
8	12	1,25	4	5,00	0,89	4,45	0,20	0,10	0,05	0,45	0,45	
PESO TOTAL PARA BARANDADO (Kg) =							1504,22					

LOSA												
PZA.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
9	12	7,65	133	1017,45	0,89	905,53	7,65					
10	10	20,00	25	500,00	0,62	310,00	20,20					
11	12	7,65	100	765,00	0,89	680,85	7,65					
12	12	20,00	38	760,00	0,89	676,40	20,20					
PESO TOTAL PARA LOSA (Kg) =						2572,78						
DIAFRAGMAS												
PZA	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P. Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm)	(m)	Piezas	(m)	(kg/m)	(kg)	a	b	c	d	e	f
13	20	7,65	3	22,95	2,47	56,69	7,65					
14	8	7,65	6	45,90	0,40	18,36	7,65					
15	8	2,80	27	75,60	0,40	30,24	0,05	0,05	0,20	1,15	0,20	1,15
16	10	7,65	2	15,30	0,62	9,49	7,65					
TOTAL 4 DIAFRAGMAS (Kg) =						459,09						
VIGAS DE Ho Ao 20 m												
PZA.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
17	25	20,00	18	360,00	3,86	1389,60	20,00					
18	20	20,00	4	80,00	2,47	197,60	20,00					
19	12	3,70	100	370,00	0,89	329,30	0,10	0,40	1,35	0,10	0,40	1,35
20	10	20,00	2	40,00	0,62	24,80	20,00					
17a	25	20,00	16	320,00	3,86	1235,20	20,00					
18a	20	20,00	4	80,00	2,47	197,60	20,00					
19a	12	3,70	100	370,00	0,89	329,30	0,10	0,40	1,35	0,10	0,40	1,35
20a	10	20,00	2	40,00	0,62	24,80	20,00					
TOTAL VIGA EXTERIOR-INTERIOR (Kg) =						3728,20						
TOTAL 4 VIGAS (Kg) =						7456,40						

METRADO SUB ESTRUCTURA PUENTE VIGAS

Armadura Estribo												
PZA	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
21	20	7,96	50	398,00	2,47	983,06	7,86	0,10				
22	22	9,81	40	392,40	2,99	1173,28	9,81					
23	22	7,86	40	314,40	2,99	940,06	7,86					
25	13	9,81	40	392,40	1,05	412,02	9,81					
26	16	9,81	20	196,20	1,58	310,00	9,81					
27	16	9,81	18	176,58	1,58	279,00	9,81					
28	25	3,60	50	180,00	3,86	694,80	4,28	0,90				
29	22	3,90	55	214,50	2,99	641,36	0,90	8,83	25,00			
30	25	3,85	55	211,75	3,86	817,36	0,90	8,62	0,25			
31	12	9,81	16	156,96	0,89	139,69	9,81					
32	12	9,81	17	166,77	0,89	148,43	9,81					
34	12	9,81	9	88,29	0,89	78,58	9,81					
35	12	9,81	10	98,10	0,89	87,31	9,81					
36	16	2,46	39	95,94	1,58	151,59	0,20	0,56	1,55	0,15		
37	12	2,43	42	102,06	0,89	90,83	0,73	1,55	0,15			
38	20	5,20	29	150,80	2,47	372,48	5,20					
39	20	5,87	13	76,31	2,47	188,49	5,87					
40	20	2,94	16	47,04	2,47	116,19	2,94					
41	20	5,10	30	153,00	2,47	377,91	5,10					
42	25	4,20	33	138,60	3,86	535,00	3,70	0,50				
43	20	6,06	33	199,98	2,47	493,95	0,50	5,31	0,25			
44	12	5,06	17	86,02	0,89	76,56	5,06					
45	12	5,06	16	80,96	0,89	72,05	5,06					
46	25	6,03	33	198,99	3,86	768,10	0,50	5,28	0,25			
47	12	5,06	6	30,36	0,89	27,02	5,06					
48	12	5,06	5	25,30	0,89	22,52	5,06					
PESO TOTAL PARA 2 ESTRIBO (Kg) =						19995						

APORTE ACADEMICO

METRADO SUPER ESTRUCTURA PUENTE 5 VIGAS

LOSA												
PZA.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
9	12	7,65	102	780,30	0,89	694,47	7,65					
10	10	20,00	24	480,00	0,62	297,60	20,00					
11	16	7,65	81	619,65	1,58	979,05	7,65					
12	12	20,00	39	780,00	0,89	694,20	20,00					
PESO TOTAL PARA LOSA (Kg) =						2665,31						
DIAFRAGMAS												
PZA	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P. Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm)	(m)	Piezas	(m)	(kg/m)	(kg)	a	b	c	d	e	f
13	20	7,65	3	22,95	2,47	56,69	7,65					
14	8	7,65	6	45,90	0,40	18,36	7,65					
15	8	2,80	27	75,60	0,40	30,24	0,05	0,05	0,20	1,15	0,20	1,15
16	10	7,65	2	15,30	0,62	9,49	7,65					
TOTAL 4 DIAFRAGMAS (Kg) =						459,09						
VIGAS DE Ho Ao 20 m												
PZA.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
17	25	20,00	15	300,00	3,86	1158,00	20,00					
18	20	20,00	4	80,00	2,47	197,60	20,00					
19	12	3,47	88	305,36	0,89	271,77	0,06	0,35	1,35	0,06	0,35	1,30
20	10	20,00	2	40,00	0,62	24,80	20,00					
TOTAL 1 VIGA(Kg) =						1652,17						
TOTAL 5 VIGAS (Kg) =						8260,85						

APORTE ACADEMICO

METRADO SUPER ESTRUCTURA PUENTE 6 VIGAS

LOSA												
PZA.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
9	10	7,65	102	780,30	0,62	483,79	7,65					
10	10	20,00	24	480,00	0,62	297,60	20,00					
11	16	7,65	81	619,65	1,58	979,05	7,65					
12	16	20,00	39	780,00	1,58	1232,40	20,00					
PESO TOTAL PARA LOSA (Kg) =						2992,83						
DIAFRAGMAS												
PZA	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P. Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm)	(m)	Piezas	(m)	(kg/m)	(kg)	a	b	c	d	e	f
13	20	7,65	3	22,95	2,47	56,69	7,65					
14	8	7,65	6	45,90	0,40	18,36	7,65					
15	8	2,80	27	75,60	0,40	30,24	0,05	0,05	0,20	1,15	0,20	1,15
16	10	7,65	2	15,30	0,62	9,49	7,65					
TOTAL 4 DIAFRAGMAS (Kg) =						459,09						
VIGAS DE Ho Ao 20 m												
PZA.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
17	25	20,00	13	260,00	3,86	1003,60	20,00					
18	16	20,00	4	80,00	1,58	126,40	20,00					
19	12	3,22	81	260,82	0,89	232,13	0,06	0,30	1,25	0,06	0,30	1,25
20	10	20,00	2	40,00	0,62	24,80	20,00					
TOTAL VIGA (Kg) =						1386,93						
TOTAL 6 VIGAS (Kg) =						8321,6						

APORTE ACADEMICO

METRADO SUPER ESTRUCTURA PUENTE 3 VIGAS PRETENSADAS

LOSA												
PZA.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
9	16	7,70	134	1031,80	1,58	1630,24	7,70					
10	10	20,00	26	520,00	0,62	322,40	20,00					
11	16	7,70	100	770,00	1,58	1216,60	7,70					
12	16	20,00	31	620,00	1,58	979,60	20,00					
PESO TOTAL PARA LOSA (Kg) =						4148,84						
DIAFRAGMAS												
PZA	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P. Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm)	(m)	Piezas	(m)	(kg/m)	(kg)	a	b	c	d	e	f
13	20	7,65	3	22,95	2,47	56,69	7,65					
14	8	7,65	6	45,90	0,40	18,36	7,65					
15	8	2,80	27	75,60	0,40	30,24	0,05	0,05	0,20	1,15	0,20	1,15
16	10	7,65	2	15,30	0,62	9,49	7,65					
TOTAL 4 DIAFRAGMAS (Kg) =						459,09						
VIGAS DE HoPo 20 m												
PZA.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total	Dimensiones Variables (m)					
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)	a	b	c	d	e	f
14	12	2,08	18	37,44	0,99	37,22	0,05	0,36	1,06	0,02	0,14	0,45
15	10	20,00	4	80,00	0,56	44,80	0,03	19,94	0,03			
16	8	2,18	16	34,88	0,40	13,78	0,20	1,46	0,37	0,15		
17	8	19,94	10	199,40	0,40	78,76	19,94					
18	16	20,00	4	80,00	1,55	124,16	0,03	19,94	0,03			
19	12	2,96	100	296,00	0,99	294,22	0,15	1,20	0,13			
20	12	1,38	100	138,00	0,99	137,17	0,07	0,31	0,14	0,34		
21	12	1,84	100	184,00	0,99	182,90	0,15	0,40	0,14	0,46		
22	12	0,38	18	22,14	0,99	22,01	0,03	0,32	0,03			
23	10	2,33	8	18,64	0,56	10,44	0,05	0,08	0,11	0,30		
TOTAL VIGA (Kg) =						945,45						
TOTAL 3 VIGAS (Kg) =						2836,4						

RESUMEN DE METRADO DE PUENTESOBRE LA QUEBRADA DE BARREDERO L = 20,00m

ESTRUCTURA	ACERO BARANDADO	ACERO LOSA	ACERO VIGAS	ACERO DIAFRAGMAS	ACERO ESTRIBOS
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
SUBESTRUCTURA	0,00	0,00	0,00	0,00	19.995,20
SUPERESTRUCTURA	1.504,22	2.572,78	7.456,40	459,09	0,00
TOTAL	1.504,22	2.572,78	7.456,40	459,09	19.995,20
TOTAL	31987,69 Kg				
TOTAL + 10 %	35186,45 Kg				
CUANTIA DE ACERO INFRAESTRUCTURA				38,67 Kg/m³	
CUANTIA DE ACERO SUPERESTRUCTURA				138,49 Kg/m³	
CUANTIA PROMEDIO DEL PUENTE				88,58 Kg/m³	

COSTO TOTAL DEL PROYECTO (NUMERAL) EN BS.	Bs.	Bs2.580.510,56
COSTO DEL PROYECTO POR UNIDAD LONGITUDINAL	Bs./m	Bs127.432,62

UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO
BARRIO : EL TEJAR
DEPARTAMENTO : TARIJA

Proyecto	: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA BARREDERO
Tipo de obra	: CIVIL
Ubicación	: TARIJA
Propietario	: JOSE LUIS ZUTARA MARQUEZ

LISTADO DE ACTIVIDADES A REALIZAR (ITEMS)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNIDAD
0	CONDICIONES GENERALES	
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb.
2	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA	Glb.
3	LIMPIEZA DE TERRENO Y DESBROCE	m ²
4	REVISION GEOTECNICA	m
I	INFRAESTRUCTURA	
5	EXCABACION COMUN	m ³
6	EXACAVACION CON AGOTAMIENTO	m ³
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m ³
8	HORMIGON SIMPLE P/FUNDACIONES T. R-21	m ³
9	HORMIGON SIMPLE P/ELE. ESTRIBOS T. R-21	m ³
10	ACERO ESTRUCTURAL	Kg.
II	SUPERESTRUCTURA	
11	HORMIGON SIMPLE P/VIGAS T. R-21	m ³
12	HORMIGO SIMPLE P/LOSA T. R-21	m ³
13	HORMIGO SIMPLE P/DIAFRAGMAS T. R-21	m ³
14	HORMIGON SIMPLE P/ACCESORIOS T. R-21	m ³
15	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm ³
16	ACERO ESTRUCTURAL	Kg.
17	JUNTA DE DILATACION P/PUENTE	m
18	BARBACANAS DE PVC. D = 4"	m
19	RELLENO Y COMPAC. DE ACCESOS CON MAQUINARIA.	m ³
20	LIMPIEZA GENERAL	Glb.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		1 INSTALACION DE FAENAS			
CANTIDAD :		1,00			
UNIDAD :		GLOBAL			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ladrillo 6h 24x18x12 cm	Pza.	2500,00	1,30	3250,00
2	Clavos	Kg.	10,00	12,50	125,00
3	Calamina Galvanizada	m²	40,00	23,00	920,00
4	Cemento	Kg.	150,00	1,20	180,00
6	Madera de Construccion	m²	30,00	8,00	240,00
7	Arena Comun	m³	2,50	120,00	300,00
TOTAL MATERIALES					5015,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	56,00	20,00	1120,00
2	Ayudante	Hr.	56,00	15,00	840,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1960,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1078,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	453,88
TOTAL MANO DE OBRA					3491,88
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	2,00	130,00	260,00
2	Mezcladora Hormigonera	Hr.	10,00	22,00	220,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		174,59
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					654,59
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		916,15
TOTAL GASTOS GENERALES					916,15
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1007,76
TOTAL UTILIDAD					1007,76
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		342,54
TOTAL IMPUESTOS					342,54
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					11427,92
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					11427,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		2 REPALNTEO Y TRAZADO DE OBRA			
CANTIDAD :		1,00			
UNIDAD :		GLOBAL			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material para replanteo	Glb.	1,00	200,00	200,00
TOTAL MATERIALES					200,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Topografo	Hr.	30,00	20,00	600,00
2	Alarife	Hr.	30,00	12,50	375,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					975,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	536,25
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	225,78
TOTAL MANO DE OBRA					1737,03
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo topografico	Hr.	30,00	25,00	750,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		86,85
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					836,85
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		277,39
TOTAL GASTOS GENERALES					277,39
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		305,13
TOTAL UTILIDAD					305,13
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		103,71
TOTAL IMPUESTOS					103,71
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3460,11
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3460,11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barredero			
ACTIVIDAD :		3 LIMPIEZA DE TERRENOY DESBROCE			
CANTIDAD :		300,00			
UNIDAD :		m ²			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	0,25	15,00	3,75
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,06
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,87
TOTAL MANO DE OBRA					6,68
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,33
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPOY HERRAMIENTAS					0,33
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		0,70
TOTAL GASTOS GENERALES					0,70
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		0,77
TOTAL UTILIDAD					0,77
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,26
TOTAL IMPUESTOS					0,26
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					8,75
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					8,75

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		4 REVISION GEOTECNICA			
CANTIDAD :		20,00			
UNIDAD :		m			
MONEDA :		Bs			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista Geotecnico	Hr.	0,50	36,00	18,00
2	Laboratorista	Hr.	1,00	16,25	16,25
3	Ayudante	Hr.	1,00	15,00	15,00
4	Perforista	Hr.	0,50	17,00	8,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					57,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	31,76
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	13,37
TOTAL MANO DE OBRA					102,89
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de perforacion	Hr.	0,50	50,00	25,00
2	Equipo para ensayos en situ	Hr.	0,50	30,00	15,00
3	camion para transporte	Hr.	0,20	130,00	26,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		5,14
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					71,14
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		17,40
TOTAL GASTOS GENERALES					17,40
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		19,14
TOTAL UTILIDAD					19,14
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		6,51
TOTAL IMPUESTOS					6,51
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					217,08
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					217,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		5 EXCAVACION CON RETROEXCAVADORAS			
CANTIDAD :		1074,54			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador de equipo pesado	Hr.	0,07	19,00	1,33
2	Ayudante	Hr.	0,05	15,00	0,75
3	Peon	Hr.	0,20	13,50	2,70
4	Chofer	Hr.	0,10	16,25	1,63
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6,41
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,52
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,48
TOTAL MANO DE OBRA					11,41
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Retroexcavadora	Hr.	0,06	210,00	12,60
2	Volqueta 10m3	Hr.	0,06	130,00	7,80
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,57
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					20,97
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		3,24
TOTAL GASTOS GENERALES					3,24
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		3,56
TOTAL UTILIDAD					3,56
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,21
TOTAL IMPUESTOS					1,21
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					40,39
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					40,39

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barredero			
ACTIVIDAD :		6 EXCAVACION CON AGOTAMIENTO			
CANTIDAD :		270,67			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador	Hr.	0,07	19,00	1,33
2	Ayudante	Hr.	0,01	15,00	0,15
3	Peon	Hr.	0,38	13,50	5,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6,61
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,64
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,53
TOTAL MANO DE OBRA					11,78
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Excavadora	Hr.	0,20	210,00	42,00
2	Bomba de agua	Hr.	0,30	25	7,50
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,59
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					50,09
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		6,19
TOTAL GASTOS GENERALES					6,19
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		6,81
TOTAL UTILIDAD					6,81
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		2,31
TOTAL IMPUESTOS					2,31
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					77,17
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					77,17

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero		
		ACTIVIDAD :	7 HORMIGON POBRE NIVELACION 1:3:3		
		CANTIDAD :	27,07		
		UNIDAD :	m3		
		MONEDA :	Bs.		
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	278,00	1,12	311,36
2	Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3	Grava comun	m3	0,60	120,00	72,00
TOTAL MATERIALES					455,36
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	5,00	20,00	100,00
2	Ayudante	Hr.	5,00	15,00	75,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					175,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	96,25
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	40,52
TOTAL MANO DE OBRA					311,77
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera p/50kg de cemento	Hr.	1,00	22,00	22,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		15,59
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					37,59
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		80,47
TOTAL GASTOS GENERALES					80,47
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		88,52
TOTAL UTILIDAD					88,52
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		30,09
TOTAL IMPUESTOS					30,09
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1003,80
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1003,80

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		8 HORMIGON SIMPLE P/FUNDACIONES TIPO R-21			
CANTIDAD :		233,79			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	355,00	1,20	426,00
2	Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3	Grava comun	m3	0,80	120,00	96,00
4	Clavos	Kg.	1,50	12,50	18,75
5	Alambre de amarre	Kg.	1,50	12,00	18,00
6	Madera de construccion	m2	60,00	8,00	480,00
TOTAL MATERIALES					1110,75
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	12,00	20,00	240,00
2	Ayudante	Hr.	12,00	15,00	180,00
3	Encofrador	Hr.	10,00	20,00	200,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					620,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	341,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	143,57
TOTAL MANO DE OBRA					1104,57
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera	Hr.	1,00	22,00	22,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	13,00	10,40
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		55,23
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					87,63
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		230,30
TOTAL GASTOS GENERALES					230,30
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		253,32
TOTAL UTILIDAD					253,32
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		86,11
TOTAL IMPUESTOS					86,11
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2872,68
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2872,68

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		9 HORMIGON SIMPLE P/ELEV. ESTRIBOS TIPO R-21			
CANTIDAD :		256,15			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	355,00	1,20	426,00
2	Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3	Grava comun	m3	0,80	120,00	96,00
4	Clavos	Kg.	1,50	12,50	18,75
5	Alambre de amarre	Kg.	1,50	12,00	18,00
6	Madera de construccion	m2	35,00	8,00	280,00
TOTAL MATERIALES					910,75
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	10,00	20,00	200,00
2	Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
3	Encofrador	Hr.	10,00	20,00	200,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					700,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	385,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	162,10
TOTAL MANO DE OBRA					1247,10
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera	Hr.	1,00	22,00	22,00
2	vibradora	Hr.	0,80	13,00	10,40
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		62,35
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					94,75
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		225,26
TOTAL GASTOS GENERALES					225,26
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		247,79
TOTAL UTILIDAD					247,79
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		84,22
TOTAL IMPUESTOS					84,22
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2809,87
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2809,87

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES						
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
		ACTIVIDAD :	10 ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA			
		CANTIDAD :	19995,20			
		UNIDAD :	Kg.			
		MONEDA :	Bs.			
1. MATERIALES						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Acero Corrugado	Kg.	1,05	6,33	6,65
2		Alambre de amarre	Kg.	0,05	12,00	0,60
TOTAL MATERIALES					7,25	
2. MANO DE OBRA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Armador	Hr.	0,06	20,00	1,20
2		Ayudante	Hr.	0,08	15,00	1,20
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,40	
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)					55,00 %	1,32
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)					14,94 %	0,56
TOTAL MANO DE OBRA					4,28	
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,21	
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,21	
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1,17	
TOTAL GASTOS GENERALES					1,17	
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1,29	
TOTAL UTILIDAD					1,29	
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,44	
TOTAL IMPUESTOS					0,44	
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					14,64	
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					14,64	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES						
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
		ACTIVIDAD :	11 HORMIGON SIMPLE P/VIGAS TIPO R-21			
		CANTIDAD :	40,64			
		UNIDAD :	m3			
		MONEDA :	Bs.			
1. MATERIALES						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Cemento	Kg.	355,00	1,20	426,00
2		Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3		Grava comun	m3	0,80	120,00	96,00
4		Clavos	Kg.	1,50	12,50	18,75
5		Alambre de amarre	Kg.	1,50	12,00	18,00
6		Madera de construccion	m2	40,00	8,00	320,00
TOTAL MATERIALES						950,75
2. MANO DE OBRA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Albañil	Hr.	10,00	20,00	200,00
2		Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
3		Encofrador	Hr.	18,00	20,00	360,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA						860,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)					55,00 %	473,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)					14,94 %	199,15
TOTAL MANO DE OBRA						1532,15
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Hormigonera	Hr.	1,00	20,00	20,00
2		Bibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				5,00 %		76,61
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS						108,61
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)				10,00 %		259,15
TOTAL GASTOS GENERALES						259,15
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)				10,00 %		285,07
TOTAL UTILIDAD						285,07
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)				3,09 %		96,89
TOTAL IMPUESTOS						96,89
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)						3232,62
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES						3232,62

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		12 HORMIGON SIMPLE P/LOSA TIPO R-21			
CANTIDAD :		27,72			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	355,00	1,20	426,00
2	Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3	Grava comun	m3	0,80	150,00	120,00
4	Clavos	Kg.	1,50	14,00	21,00
5	Alambre de amarre	Kg.	1,50	13,00	19,50
6	Madera de construccion	m2	20,00	8,00	160,00
TOTAL MATERIALES					818,50
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	10,00	20,00	200,00
2	Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
3	Encofrador	Hr.	18,00	20,00	360,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					860,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	473,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	199,15
TOTAL MANO DE OBRA					1532,15
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		76,61
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					108,61
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		245,93
TOTAL GASTOS GENERALES					245,93
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		270,52
TOTAL UTILIDAD					270,52
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		91,95
TOTAL IMPUESTOS					91,95
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3067,65
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3067,65

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		13 HORMIGON SIMPLE P/DIAFRAGMAS TIPO R-21			
CANTIDAD :		3,72			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	355,00	1,20	426,00
2	Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3	Grava comun	m3	0,80	120,00	96,00
4	Clavos	Kg.	1,50	12,50	18,75
5	Alambre de amarre	Kg.	1,50	12,00	18,00
6	Madera de construccion	m2	20,00	8,00	160,00
TOTAL MATERIALES					790,75
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	10,00	20,00	200,00
2	Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
3	Encofrador	Hr.	18,00	20,00	360,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					860,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	473,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	199,15
TOTAL MANO DE OBRA					1532,15
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Bibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		76,61
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					108,61
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		243,15
TOTAL GASTOS GENERALES					243,15
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		267,47
TOTAL UTILIDAD					267,47
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		90,91
TOTAL IMPUESTOS					90,91
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3033,04
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3033,04

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		14 HORMIGON SIMPLE P/ACCESORIOS TIPO R-21			
CANTIDAD :		14,51			
UNIDAD :		m3			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	355,00	1,20	426,00
2	Arena comun	m3	0,60	120,00	72,00
3	Grava comun	m3	0,80	120,00	96,00
4	Clavos	Kg.	1,00	12,50	12,50
5	Alambre de amarre	Kg.	1,00	12,00	12,00
6	Madera de construccion	m2	20,00	8,00	160,00
TOTAL MATERIALES					778,50
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	10,00	20,00	200,00
2	Ayudante	Hr.	20,00	15,00	300,00
3	Encofrador	Hr.	18,00	20,00	360,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					860,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	473,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	199,15
TOTAL MANO DE OBRA					1532,15
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		76,61
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					108,61
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		241,93
TOTAL GASTOS GENERALES					241,93
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		266,12
TOTAL UTILIDAD					266,12
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		90,45
TOTAL IMPUESTOS					90,45
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3017,76
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3017,76

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		15 APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO			
CANTIDAD :		28,00			
UNIDAD :		dm3			
MONEDA :		BOLIVIANOS			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Neopreno	dm3	1,00	320,00	320,00
TOTAL MATERIALES					320,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0,25	20,00	5,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					5,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,75
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,16
TOTAL MANO DE OBRA					8,91
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,45
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,45
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		32,94
TOTAL GASTOS GENERALES					32,94
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		36,23
TOTAL UTILIDAD					36,23
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		12,31
TOTAL IMPUESTOS					12,31
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					410,83
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					410,83

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES						
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
		ACTIVIDAD :	16 ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA			
		CANTIDAD :	13191,74			
		UNIDAD :	Kg.			
		MONEDA :	Bs.			
1. MATERIALES						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Acero Corrugado	Kg.	1,05	6,30	6,62
2		Alambre de amarre	Kg.	0,05	12,00	0,60
TOTAL MATERIALES						7,22
2. MANO DE OBRA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Armador	Hr.	0,06	20,00	1,20
2		Ayudante	Hr.	0,08	15,00	1,20
SUBTOTAL MANO DE OBRA						2,40
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)					55,00 %	1,32
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)					14,94 %	0,56
TOTAL MANO DE OBRA						4,28
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				5,00 %		0,21
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS						0,21
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)				10,00 %		1,17
TOTAL GASTOS GENERALES						1,17
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)				10,00 %		1,29
TOTAL UTILIDAD						1,29
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)				3,09 %		0,44
TOTAL IMPUESTOS						0,44
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)						14,60
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES						14,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES						
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
		ACTIVIDAD :	17 JUNTA DE DILATACION P/PUENTE			
		CANTIDAD :	14,40			
		UNIDAD :	m			
		MONEDA :	Bs			
1. MATERIALES						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Angular 100x100x10 mm	m	2,10	215,76	453,10
		Acero corrugado Φ10mm	Kg	2,59	6,69	17,33
		Pletina 1/4"x3/4" (6x20mm)	m	2,10	8,23	17,28
		Sello de neupreno para junta de dilatac	m	1,00	450,00	450,00
TOTAL MATERIALES						937,71
2. MANO DE OBRA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Soldador	Hr.	2,00	20,00	40,00
2		Ayudante	Hr.	1,40	13,50	18,90
SUBTOTAL MANO DE OBRA						58,90
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)					55,00 %	32,40
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)					14,94 %	13,64
TOTAL MANO DE OBRA						104,93
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Equipo de soldar	Hr.	1,00	35,00	35,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				5,00 %		5,25
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS						40,25
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)				10,00 %		108,29
TOTAL GASTOS GENERALES						108,29
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)				10,00 %		119,12
TOTAL UTILIDAD						119,12
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)				3,09 %		40,49
TOTAL IMPUESTOS						40,49
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)						1350,78
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES						1350,78

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		18 BARBACANAS DE PVC. D = 4"			
CANTIDAD :		7,84			
UNIDAD :		m			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1,10	18,00	19,80
TOTAL MATERIALES					19,80
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,40	20,00	8,00
2	Peon	Hr.	0,60	15,00	9,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					17,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	9,35
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	3,94
TOTAL MANO DE OBRA					30,29
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		1,51
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					1,51
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		5,16
TOTAL GASTOS GENERALES					5,16
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		5,68
TOTAL UTILIDAD					5,68
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,93
TOTAL IMPUESTOS					1,93
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					64,37
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					64,37

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero		
		ACTIVIDAD :	19 RELLENO Y COMPACTADO DE ACCESOS CON MAQ.		
		CANTIDAD :	856,00		
		UNIDAD :	m3		
		MONEDA :	Bs.		
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador	Hr.	0,35	20,00	7,00
2	Ayudante	Hr.	1,50	12,50	18,75
SUBTOTAL MANO DE OBRA					25,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	14,16
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	5,96
TOTAL MANO DE OBRA					45,88
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Pala cargadora	Hr.	0,35	260,00	91,00
2	Motoniveladora	Hr.	0,35	320,00	112,00
3	Rodillo liso	Hr.	0,35	285	99,75
4	Camion cisterna	Hr.	0,05	175	8,75
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		2,29
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					313,79
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		35,97
TOTAL GASTOS GENERALES					35,97
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		39,56
TOTAL UTILIDAD					39,56
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		13,45
TOTAL IMPUESTOS					13,45
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					448,65
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					448,65

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		20 LIMPIEZA GENERAL			
CANTIDAD :		1,00			
UNIDAD :		GLOBAL			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Chofer de volqueta	Hr.	15,00	16,25	243,75
2	Ayudante	Hr.	40,00	13,50	540,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					783,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	431,06
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	181,49
TOTAL MANO DE OBRA					1396,31
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	8,00	130,00	1040,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		69,82
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					1109,82
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		250,61
TOTAL GASTOS GENERALES					250,61
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		275,67
TOTAL UTILIDAD					275,67
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		93,70
TOTAL IMPUESTOS					93,70
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3126,11
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3126,11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		ORMIGÓN SIMPLE TIPO "P" R35 MPA VIGA PRETENSADA			
CANTIDAD :		22,91			
UNIDAD :		m³			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento Portland	Kg	504,00	1,12	564,48
2	Arena comun	m³	0,60	120,00	72,00
3	grava clasificada 3/4"	m³	0,80	150,00	120,00
4	madera de construccion	p2	45,00	8,00	360,00
5	madera multilaminada 1,22x2,44x15m	pza	1,07	276,00	295,32
6	clavos	Kg	3,00	11,00	33,00
7	aditivo sika viscocrete 5000	Kg	6,30	60,00	378,00
TOTAL MATERIALES					1822,80
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Encofrador	Hr.	22,00	20,00	440,00
2	Albañil	Hr.	10,00	20,00	200,00
3	Ayudante	Hr.	32,00	15,00	480,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1120,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	616,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	259,36
TOTAL MANO DE OBRA					1995,36
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora hormigonera para 50kg de cemento	Hr.	0,80	22,00	17,60
2	Vibradora de inmersión	Hr.	0,50	13	6,50
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		99,77
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					123,87
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		394,20
TOTAL GASTOS GENERALES					394,20
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		433,62
TOTAL UTILIDAD					433,62
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		147,39
TOTAL IMPUESTOS					147,39
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					4917,24
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					4917,24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		22 ACERO ESTRUCTURAL FYK=420 MPA VIGA PRETENSADA			
CANTIDAD :		2836,36			
UNIDAD :		Kg			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero estructural fyk=420 MPa	Kg	1,05	6,30	6,62
2	Alambre de amarre	Kg	0,05	12,00	0,60
3					
TOTAL MATERIALES					7,22
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Enferrador	Hr.	0,06	20,00	1,20
2	Ayudante	Hr.	0,08	15,00	1,20
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,40
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1,32
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,56
TOTAL MANO DE OBRA					4,28
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,21
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,21
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1,17
TOTAL GASTOS GENERALES					1,17
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1,29
TOTAL UTILIDAD					1,29
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,44
TOTAL IMPUESTOS					0,44
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					14,60
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					14,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES						
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero				
ACTIVIDAD :		23 CABLEAJE PARA PRETENSADO 12V1/2" VIGA PRETENSADA				
CANTIDAD :		61,20				
UNIDAD :		m				
MONEDA :		Bs.				
1. MATERIALES						
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo		Costo Total
1	toron grado 270k (1/2")	m	24,48	16,50		403,92
2	vaina metalica d=70mm	m	2,04	60,00		122,40
3	anclaje1/2" (placa +corneto+corona+12cuñas)	juego	0,21	1600,00		336,00
TOTAL MATERIALES						862,32
2. MANO DE OBRA						
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo		Costo Total
1	Enferrador	Hr.	1,84	20,00		36,80
2	Ayudante	Hr.	1,10	15,00		16,50
3	Peon	Hr.	1,10	13,50		14,85
SUBTOTAL MANO DE OBRA						68,15
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %		37,48
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %		15,78
TOTAL MANO DE OBRA						121,41
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo		Costo Total
1	Gato hidraulico para tesado	Hr.	0,08	400,00		32,00
	Bomba con manomtro	Hr.	0,08	100		8,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %			6,07
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPOY HERRAMIENTAS						46,07
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %			102,98
TOTAL GASTOS GENERALES						102,98
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %			113,28
TOTAL UTILIDAD						113,28
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %			38,50
TOTAL IMPUESTOS						38,50
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)						1284,57
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES						1284,57

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES						
		PROYECTO :	Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
		ACTIVIDAD :	24 INYECCIÓN VIGA PRETENSADA			
		CANTIDAD :	61,20			
		UNIDAD :	m			
		MONEDA :	Bs.			
1. MATERIALES						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Cemento portland	Kg	19,96	1,12	22,36
2		Sika Intraplast	Kg	0,20	70,00	14,00
3						
TOTAL MATERIALES						36,36
2. MANO DE OBRA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Operador de equipo liviano	Hr.	0,08	20,00	1,60
2		Ayudante	Hr.	0,15	15,00	2,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA						3,85
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)					55,00 %	2,12
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)					14,94 %	0,89
TOTAL MANO DE OBRA						6,86
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
		Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1		Inyectora	Hr.	0,03	300,00	8,10
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				5,00 %		0,34
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS						8,44
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)				10,00 %		5,17
TOTAL GASTOS GENERALES						5,17
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)				10,00 %		5,68
TOTAL UTILIDAD						5,68
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)				3,09 %		1,93
TOTAL IMPUESTOS						1,93
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)						64,44
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES						64,44

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		25 VIGA PRETENSADA			
CANTIDAD :		60			
UNIDAD :		m			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigon simple tipo "P" R35 Mpa	Kg	0,37	4917,24	1840,52
2	Acero estructural fy=420MPa	Kg	46,35	14,60	676,65
3	Cableaje para pretensado 1/2"	m	1,02	1284,57	1310,26
4	Inyeccion viga pretensada	m	1,02	64,44	65,73
TOTAL MATERIALES					3893,16
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,00
TOTAL MANO DE OBRA					0,00
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,00
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,00
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		
TOTAL GASTOS GENERALES					0,00
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		
TOTAL UTILIDAD					0,00
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		
TOTAL IMPUESTOS					0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3893,16
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3893,16

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
PROYECTO :		Construccion Puente Vehicular Sobre la Quebrada Barretero			
ACTIVIDAD :		26 VIGA HORMIGON ARMADO			
CANTIDAD :		80			
UNIDAD :		m			
MONEDA :		Bs.			
1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigon simple tipo R21 Mpa	Kg	0,51	3067,65	1558,37
2	Acero estructural fy=420MPa	Kg	103,26	14,60	1507,61
3					
4					
TOTAL MATERIALES					3065,97
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,00
TOTAL MANO DE OBRA					0,00
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,00
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,00
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		
TOTAL GASTOS GENERALES					0,00
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		
TOTAL UTILIDAD					0,00
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		
TOTAL IMPUESTOS					0,00
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3065,97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3065,97

APORTE ACADEMICO

DISEÑO DE UN PUENTE HORMIGON ARMADO DE 5 VIGAS

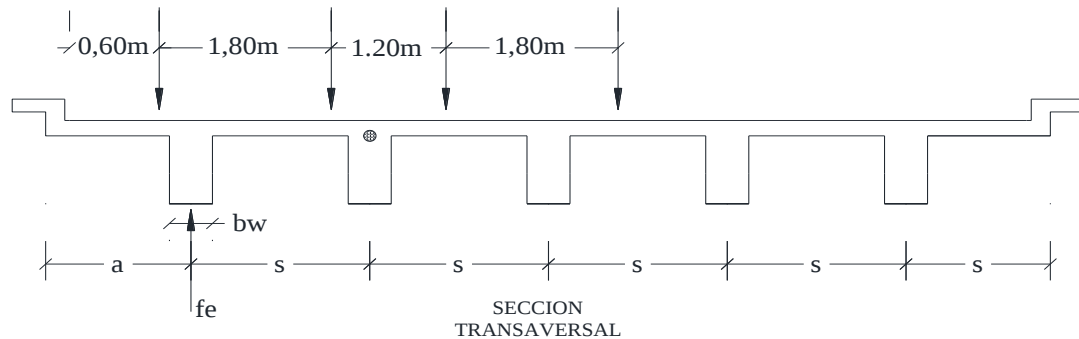
DATOS INICIALES

$$L_c = 19,55 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 7,2 \text{ m}$$

Fraccion de Carga:

$$\text{Para vigas T de Hormigon: } f_i = 0,547 * s$$



$$\sum M_o = 0 \quad f_e(s) = 1(a + s - 0,85)$$

$$2a + 4s = 7,7$$

$$f_i = f_e$$

Resolviendo:

$$s = 1,6 \text{ m}$$

$$a = 0,65 \text{ m}$$

DISEÑO DE LA LOSA

Predimensionamiento de la Losa

Alma de la viga

$$bw = 0,4 \text{ m}$$

Espesor de losa

$$\text{Espaciamiento entre ejes } S' = 1,6 \text{ m}$$

$$S = 1,20 \text{ m}$$

Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD

$$h = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

$$h = \frac{(S + 3000)}{30} = 140 \text{ mm} \approx 0,14 \text{ m}$$

$$t_{min} = 165 \text{ mm.}$$

Altura de la losa asumido

$$h \text{ asumido} = 165 \text{ mm.}$$

MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA CRITERIOS LRFD APLICABLES

Resistencia $U = n[(1,25 \text{ o } 0,9)DC + (1,50 \text{ o } 0,65)DW + 1,75(LL + IM)]$

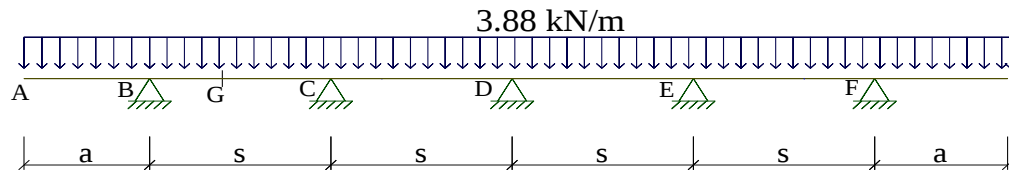
Servicio I: $U = n[1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL + IM)]$

Momentos de flexion por cargas:

Carga muerta (DC)

Peso propio de losa: 3,88 kN/m

Momentos en la losa por Peso Propio



Momentos negativo en el apoyo C

MDC = -0,831 kN-m

MDC,ISQ = -0,285 kN-m

MDC,DER = -0,286 kN-m

momento en G

MDC(G) = 0,369 kN-m

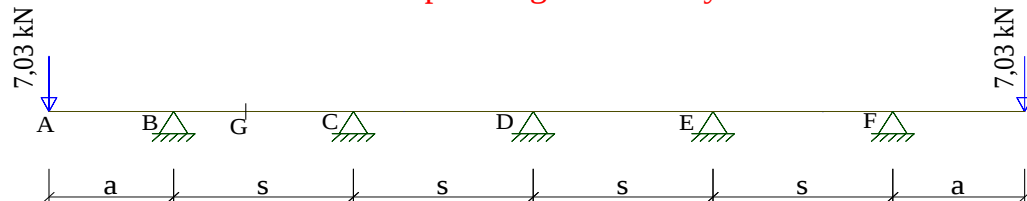
Peso de Acera y barandado:

P_{barandado} = 1,669 kN

P_b + P_a = 7,025 kN

P_{acera} = 5,356 kN

Momentos en la losa por Carga de Acera y Barandado



Momentos en el apoyo C

MDC(+) = 1,305 kN-m

MDC,ISQ = 0,571 kN-m

MDC,DER = 1,059 kN-m

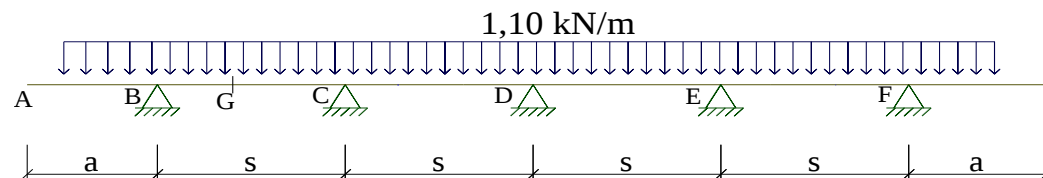
momento en G

MDC(G) = -2,218 kN-m

Carga por superficie de Rodadura (DW):

DW = 1,10 kN/m

Momentos en la losa por Carga de Asfalto



Momentos en el apoyo C

MDW= -0,236 kN-m

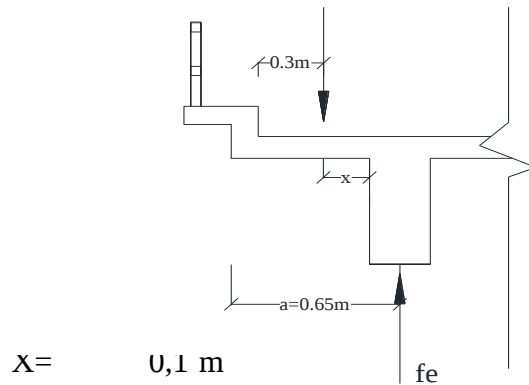
MDW,ISQ= -0,081 kN-m

MDW,DER= -0,081 kN-m

momento en G

MDW(G)= 0,105 kN-m

SOBRECARGA VEHICULAR



Volado: $1140 + 0.833X = 1223 \text{ mm}$

Momento positivo: $660 + 0.55S = 1540 \text{ mm}$

Momento negativo: $1220 + 0.25S = 1620 \text{ mm}$

Momento negativo por carga viva en el volado:

El factor de presencia múltiple es 1.2 para un carril cargado y 1.0 para dos carriles cargados

$P = 72,5 \text{ kN}$

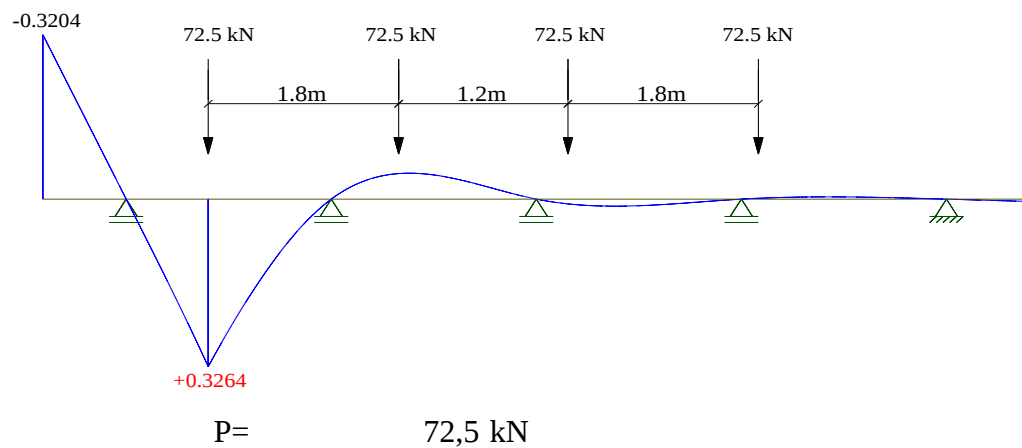
$m = 1,2$

$$M_{B,izq} = \frac{-m * (P * X)}{E} = -7,11 \text{ kN-m}$$

Momento positivo por carga viva

Carga viva y efecto de Carga dinamica (LL+IM)

Linea de influencia, momento maximo positivo carga viva



Para un carril cargado $m= 1,2$

$$M(+)= 24,42 \quad \text{kN-m}$$

Para dos carriles cargados $m= 1$

$$M(+)= 20,96 \quad \text{kN-m}$$

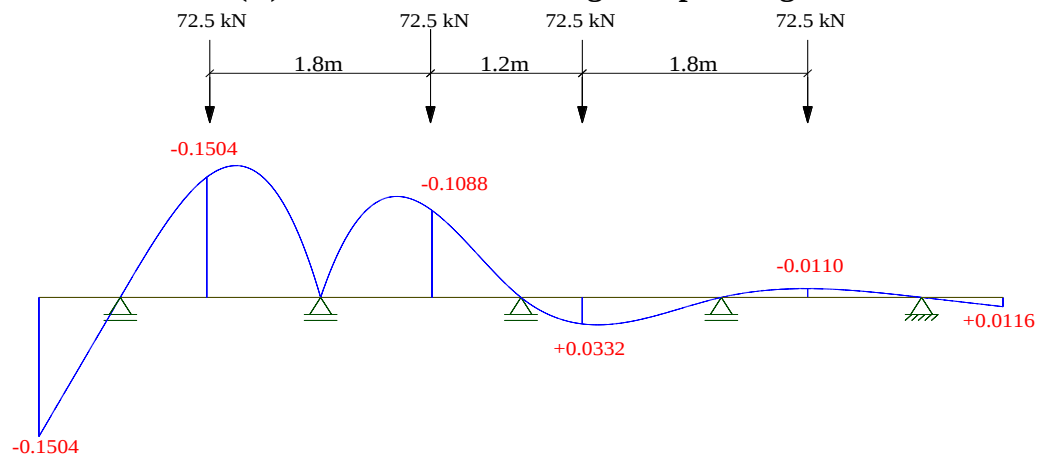
Ancho de franja:

$$E = 660 + 0,55 * S = 1540 \text{ mm}$$

Momento positivo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(+)\text{LL+IM}= 21,09 \text{ kN-m}$$

Linea de influencia (C), Momento maximo negativo por carga viva



Para un carril cargado $m=1,2$

$$E = 1220 + 0,25 * S = 1520 \text{ mm}$$

$$P= 72,50 \text{ kN}$$

$$m= 1,20$$

$$MC= -22,55 \text{ kN-m}$$

Para dos carriles cargados $m=1$

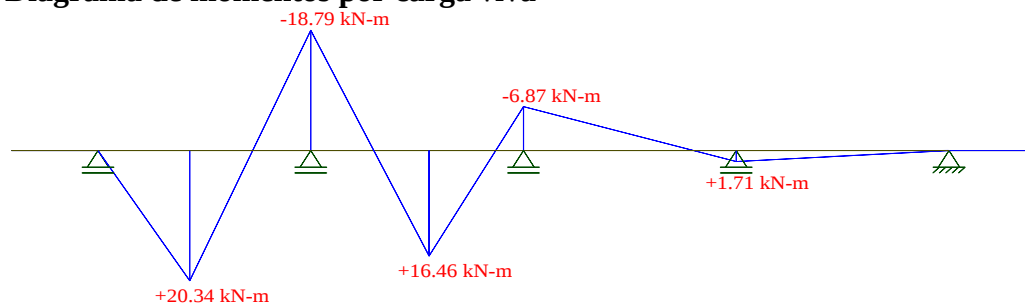
$$MC= -17,18 \text{ kN-m}$$

Momento negativo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(-)\text{LL+IM}= -19,73 \text{ kN-m}$$

Para un carril cargado $m=1,2$

Diagrama de momentos por carga viva



Para un carril cargado $m=1,2$

$$E = 1220 + 0,25 * S = 1520 \text{ mm}$$

$$MC = -18,79 \text{ kN-m}$$

$$m = 1,20$$

$$M(-)LL+IM = -19,73 \text{ kN-m}$$

$$M(-)LL+IM[izq] = -10,70 \text{ kN-m}$$

$$M(-)LL+IM[der] = -11,41 \text{ kN-m}$$

Resumen de Momentos Negativos por Cargas en apoyo C					
carga	Tipo	M(-)izq	M(-)eje	M(-)der	Resistencia I
Losa	DC1	-0,29	-0,83	-0,29	1,25
Ac y Bar	DC2	0,57	1,30	1,06	0,90
Asfalto	DW	-0,08	-0,24	-0,08	1,50
Carga viva	LL+IM	-10,70	-19,73	-11,41	1,75

En cara de viga, momento max:

$$Mu = -19,50 \text{ kN-m}$$

Resumen de Momentos (+) por Cargas en G			
carga	Tipo	M(+)CL	Resistencia I
Losa	DC1	0,37	1,25
Ac y Bar	DC2	-2,22	0,90
Asfalto	DW	0,10	1,50
Carga viva	LL+IM	21,09	1,75

$$Mu = 36 \text{ kN-m}$$

CALCULO DEL ACERO NEGATIVO(Perpendicular al trafico).

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Utilizando As } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$z = 31 \text{ mm}$$

$$d = 134 \text{ mm}$$

$$Mu = 19,50 \text{ kN-m}$$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,00299$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = 9,41 \text{ mm}$$

$$A_s = 400 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima $A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * h$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,0033$ Para acero de $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$A_{s \min} = 545 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 400 \text{ mm}^2/\text{m} \quad A_{s \min} = 545 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 544,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

de Barras = 5 ϕ 12 mm. c/ 20 cm

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ MPa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 11 \text{ mm}$$

$$d_e = 134 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,08 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

donde: $f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$

$$f_r = 2,89 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 4537500 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 15,72 \text{ kN-m}$$

b) $1,33M_u = 25,94 \text{ kN-m}$

el menor valor es $15,72 \text{ kN-m}$

la cantidad de acero calculada es $A_s = 400 \text{ mm}^2$

y resiste un M_u de $M_u = 19,50 \text{ kN-m} > 15,72 \text{ kN-m}$

CALCULO DEL ACERO POSITIVO (Perpendicular al trafico).

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 165 \text{ mm}$$

Recubrimiento= 25 mm
 Utilizando As ϕ = 16 mm
 b= 1000 mm
 z= 33 mm
 d= 132 mm
 Mu= 35,53 kN-m

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$\rho_{nec} = 0,00579$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b}$$

a= 18 mm

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$A_s = 764 \text{ mm}^2$$

de Barras= 4

s= 25 cm

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ Mpa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 21 \text{ mm}$$

$$d_e = 132,00$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,160 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,887 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 4537500 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 15,72 \text{ kN-m}$$

b) $1,33M_u = 47,26 \text{ kN-m}$

el menor valor es 15,72 kN-m

la cantidad de acero calculada es $A_s = 764 \text{ mm}^2$

y resiste un Mu de Mu= 35,53 kN-m > 15,72 kN-m

As de temperatura

En el alma de la viga T:

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad [SI]$$

$$A_{stemp} = 297 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{como son dos capas } A_{stemp} = 149 \quad \text{mm}^2$$

$$b = 1000 \quad \text{mm}$$

$$\text{utilizando barra } \phi = 10 \quad \text{mm}$$

la separacion sera:

$$A_s = 149 \quad \text{mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 3 \quad s = 300 \quad \text{mm}$$

$$S_{max} = 3 \cdot h = 495 \quad \text{mm}$$

$$S_{max} = 450 \quad \text{mm}$$

se usa $\phi = 10 \text{ mm}$ c/30 cm

As de distribucion:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} = 110,85\%$$

$$A_{srepart} = 512 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Utilizando } A_s \phi = 12 \quad \text{mm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 5 \quad s = 20 \text{ cm}$$

RESUMEN: para 1m

$$A_s \text{ princ}(-) = \# \text{ de Barras} = 5 \quad \phi 12 \text{ mm. c/ 20 cm}$$

$$A_s \text{ temp} = \# \text{ de Barras} = 3 \quad \phi 10 \text{ mm. c/ 30 cm}$$

$$A_s \text{ princ}(+) = \# \text{ de Barras} = 4 \quad \phi 16 \text{ mm. c/ 25 cm}$$

$$A_s \text{ distrb} = \# \text{ de Barras} = 5 \quad \phi 12 \text{ mm. c/ 20 cm}$$

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Acero negativo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\phi}{2} = 31 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$n_v = 1$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$d = 134 \text{ mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 12498 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

$$MDC(pp) = -0,29 \text{ kN-m}$$

$$MDC(\text{barrera;acera}) = 1,06 \text{ kN-m}$$

$$MDC = 0,80 \text{ kN-m}$$

$$MDW = -0,08 \text{ kN-m}$$

$$M(LL+IM) = -11,41 \text{ kN-m}$$

$$Ms = -10,69 \text{ kN-m} \quad \text{para 1 metro de franja}$$

entonces si:

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$Ms = Ms * b = -21,39 \text{ kN-m}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

$$A_s = 123 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = n \cdot A_s = 1058 \text{ mm}^2$$

$$y = 33 \text{ mm}$$

$$c = d - y = 101 \text{ mm}$$

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 13132088 \text{ mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 142 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

Acero positivo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\phi}{2} = 33 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$n_v = 1$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$d = 132 \text{ mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 16500 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 367 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

MDC(pp)=	0,37 kN-m	
MDC(barrera;acera)=	-2,22 kN-m	
MDC=	-1,63 kN-m	
MDW=	0,10 kN-m	
M(LL+IM)=	21,09 kN-m	
Ms=	19,57 kN-m	<i>para 1 metro de franja</i>

entonces si:

b=	250	mm
Ms=Ms*b=	48,92	Kg-m
Es=	200000	N/mm ²

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

As=	201	mm ²
Ast=n*As=	1736	mm ²
y=	36	mm
c=d-y=	96	mm

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 19881866 \text{ mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 203 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

a.-)Pre-dimensionamiento

$$L_{ong} = 19,55 \quad m$$

AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1)

$$h_{losa} = 0,165 \quad m$$

$$\text{Espaciamiento entre ejes } S' = 1,6 \quad m$$

AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1)

$$h_{min} = 0,07 \cdot L = 1,37 \quad m$$

$$h = \frac{L}{12} = 1,63 \quad m$$

$$h = \frac{L}{15} = 1,30 \quad m$$

$$\text{Adaptamos} \rightarrow h = 1,35 \quad m$$

Alma de la viga:

$$0,30h \leq b \leq 0,5h$$

$$0,41 \text{ m.} \leq b \leq 0,68 \text{ m.}$$

Adoptamos:

$$b_w = 0,4 \quad m$$

b.-)Momentos de flexion por cargas

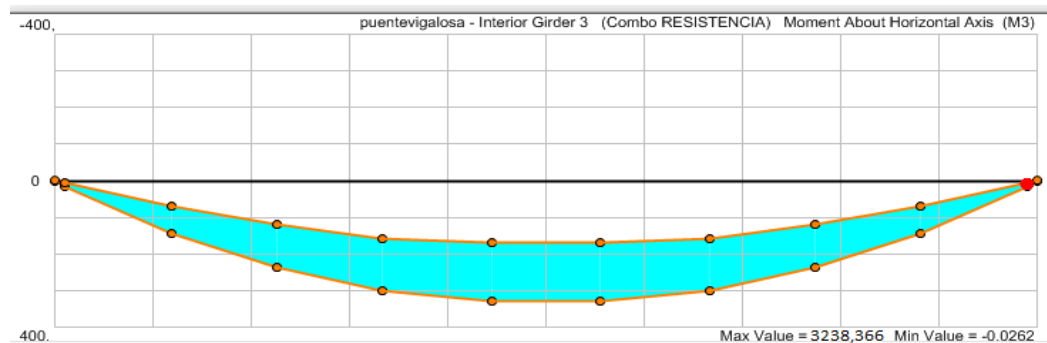
Momentos maximos obtenidos con la ayuda del programa CSIBridge

$$\text{Resistencia I} \quad U = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL + IM))$$

$$\text{Servicio I} \quad U = n(1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL + IM))$$

CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL

Para el estado limite de resistencia I con $n=1$



$$M_u = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL + IM))$$

$$M_u = 3238,37 \text{ kN-m.}$$

ancho efectivo de viga T art(4.6.2.6)

b efectivo es el menor valor de:

$$b_{effect} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{effect}}{4} = 4,89 \text{ m} \\ 12t_s + b_w = 2,38 \text{ m} \\ S = esp. de vigas = 1,60 \text{ m} \end{array} \right.$$

entonces **b efectivo**= 1600 mm

con **c=t** = 165 mm

a=0,85*c= 140 mm

con recubrimiento de r= 50 mm.

ϕ = 25 mm

Calculo de " z "

tomando momentos en la base de la viga siendo A(ϕ)= 507 mm²

Z= 98 mm

d= 1252 mm f_y = 420 N/mm²

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 7246 \text{ mm}^2 \quad f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} = 0,00362$$

$$c = 1,18 \frac{\rho f_y d}{0,85 f_c} = 126 \text{ mm}$$

126 mm. < 165mm.

se diseñara como viga rectangular

f_y = 420 N/mm²

f_c' = 21 N/mm²

h= 1350 mm

Recubrimiento= 50 mm

Utilizando A_s ϕ = 25 mm

b_w = 400 mm

z= 98 mm

d= 1252 mm

M_u = 3238,37 kN-m.

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 7122 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} = 99 \text{ mm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 15$$

$$\text{Armadura mínima} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h$$

$$\text{Cantidad mínima: } \rho_{\min} = 0,0033 \quad \text{Para acero de } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = 1782 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As Maximo:

$$\text{Una sección no sobre reforzada cumple con: } \frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

$$\text{para } f_c < 28 \text{ Mpa (Art.5.7.2.2.):}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 116 \text{ mm}$$

$$d_e = 1252 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,09 \leq 0,42$$

As Minimo:

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1,2.M_{cr}$ y $1,33.M_u$

$$\text{a) (Art.5.7.3.3.2):}$$

$$1,2M_{cr} = 1,2 \cdot f_r \cdot S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 486000 \text{ cm}^3$$

$$1,2.M_{cr} = 1683,71 \text{ kN-m}$$

$$\text{b) } 1,33.M_u = 4307,03 \text{ kN-m}$$

$$\text{el menor valor es } 1683,71 \text{ kN-m}$$

$$\text{la cantidad de acero calculada es } A_s = 7122 \text{ mm}^2$$

$$\text{y resiste un } M_u \text{ de: } 3238,4 \text{ kN-m} > 1683,7 \text{ kN-m}$$

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{stemp} = 853 \text{ mm}^2$$

$$\text{como son dos capas } A_{stemp} = 427 \text{ mm}^2$$

$$\text{utilizando barra } \phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_s = 427 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 2$$

$$S_{max} = 3 \cdot h_{losa} = 495 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 2 \quad \text{se usa } \phi = 20 \text{ mm}$$

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

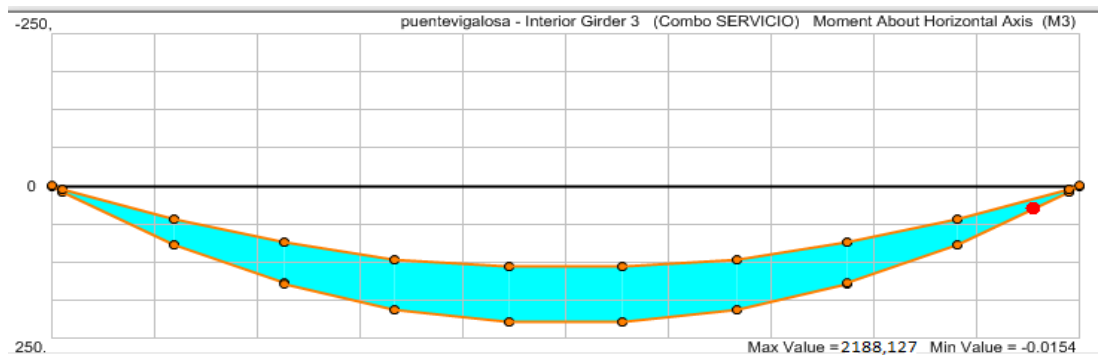
Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_{DNRN1} = 1$:

Momento actuante

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{(LL+IM)})$$



$$M_s = 2188,13 \text{ kN-m.}$$

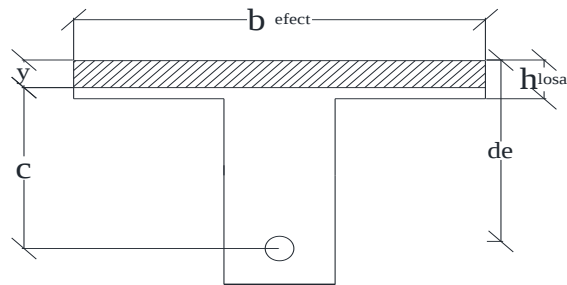
$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$$

$$b = 1600 \text{ mm.}$$

$$h_v = 1,35 \text{ m.}$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = n \cdot A_s = 61479 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$y = 85,50 \text{ cm}$$

$$c = 1166,9 \text{ cm}$$

$$de = 1252,4 \text{ cm}$$

$$z = 62,70 \text{ cm}$$

$$As = 7122 \text{ mm}^2$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

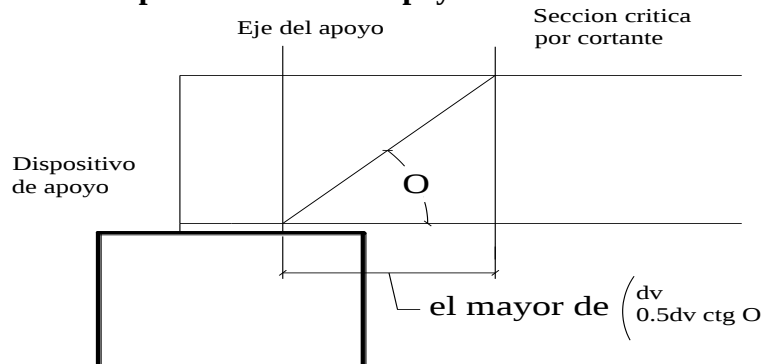
$$j_d = d - \frac{y}{3} = 1224 \text{ mm}$$

Luego, el esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(j_d)A_s} = 251 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} = 0,6 \cdot f_y = 252 \text{ N/mm}^2$$

Diseño por Corte:

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo



Determinación del peralte efectivo por corte

$$\theta = 45^\circ$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1203 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{no menor que} \\ \text{el mayor valor} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0,9d_e = 1127 \text{ mm} \\ 0,72h = 938 \text{ mm} \end{array}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en: 1215 mm

CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Determinación del peralte efectivo por corte

$$\theta = 45^\circ$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1203 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{no menor que} \\ \text{el mayor valor} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0,9d_e = 1127 \text{ mm} \\ 0,72h = 972 \text{ mm} \end{array}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en: 1215 mm

CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_{DNRNI} = 1$:

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$



$$V_u = 823,03 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi V_n$$

$$\phi = 0.9$$

$$\text{siendo } V_n \text{ el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \end{array} \right.$$

Donde:

Cortante resistente concreto $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$ [N]
para $\beta=2$

$V_c = 362,54 \text{ kN}$

Cortante resistente acero: $V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$

$$\text{con } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 45^\circ \\ \theta = 90^\circ \end{array} \right\} V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

$$\begin{array}{lll} \phi = & 12 & \text{mm} \\ s = & 200 & \text{mm} \\ A_v = & 243 & \text{mm}^2 \end{array}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{A_v f_y d_v}{s} = 615,07 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente

$$\begin{array}{lll} V_p = & 0 & \\ V_n = V_c + V_s + V_p & V_n = & 977,61 \text{ kN} \\ V_n = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p & V_n = & 2526,18 \text{ kN} \end{array}$$

$V_n = 977,61 \text{ kN}$

Cortante Resistente total

$$V_r = \phi V_n \quad V_r = 879,85 \text{ kN} > 823,03 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal minimo

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 72 \text{ mm}^2 < 243 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = 1,90 \text{ N/mm}^2$$

tambien:

$$\begin{array}{ll} \text{si } v_u < 0,125 f_c & s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \\ \text{si } v_u \geq 0,125 f_c & s_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \end{array}$$

$$\text{como } v_u = 1,90 \text{ N/mm}^2 < 2,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{como } v_u < 0,125 f_c$$

$$\text{entonces } s_{max} = 0,8 d_v = 962 \text{ mm.}$$

$$s_{max} = 600 \text{ mm.}$$

$$\text{luego } s = 200 \text{ mm.} < s_{max} = 600 \text{ mm.}$$

$$\text{usar: } \phi 12 \text{ mm.} \quad c/20 \text{ cm}$$

APOORTE ACADEMICO

DISEÑO DE UN PUENTE HORMIGON ARMADO DE 6 VIGAS

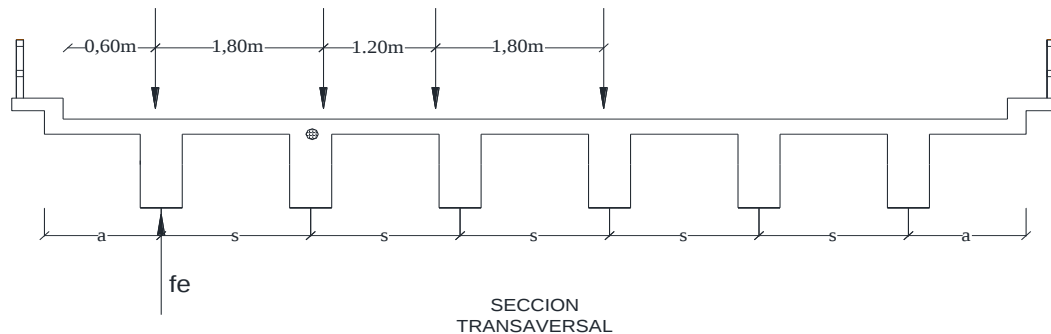
DATOS INICIALES

$$L_c = 19,55 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 7,2 \text{ m}$$

Fraccion de Carga:

$$\text{Para vigas T de Hormigon: } f_i = 0,547 \cdot s$$



$$\sum M_o = 0 \quad f_e(s) = 1(a + s - 0,85)$$

$$2a + 5s = 7,7$$

$$f_i = f_e$$

Resolviendo:

$$s = 1,34 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

DISEÑO DE LA LOSA

Predimensionamiento de la Losa

Alma de la viga

$$b_w = 0,35 \text{ m}$$

Espesor de losa

$$\text{Espaciamiento entre ejes } S' = 1,3 \text{ m}$$

$$S = 0,99 \text{ m}$$

Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD

$$h = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

$$h = \frac{(S + 3000)}{30} = 133 \text{ mm} \approx 0,13 \text{ m}$$

$$t_{min} = 165 \text{ mm.}$$

Altura de la losa asumido

$$h_{\text{asumido}} = 0,165 \text{ m}$$

MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA

CRITERIOS LRFD APLICABLES

Resistencia $U = n[(1,25 \text{ o } 0,9)DC + (1,50 \text{ o } 0,65)DW + 1,75(LL + IM)]$

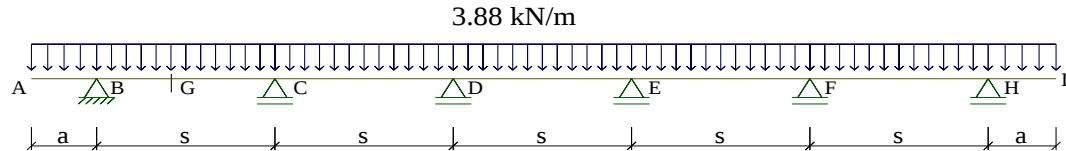
Servicio I: $U = n[1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL + IM)]$

Momentos de flexion por cargas:

Carga muerta (DC)

Peso propio de losa: 3,88 kN/m

Momentos en la losa por Peso Propio



Momentos negativo en el apoyo C

MDC = -0,61 kN-m

MDC,ISQ = -0,21 kN-m

MDC,DER = -0,23 kN-m

momento en G

MDC(G) = 0,31 kN-m

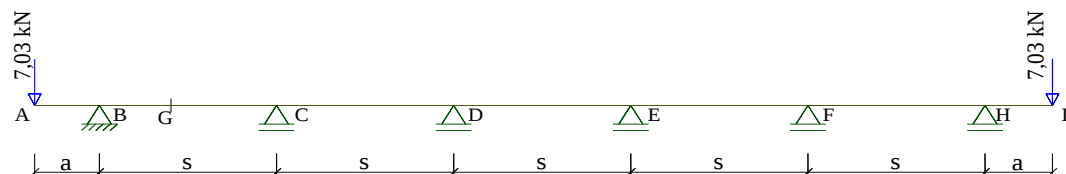
Peso de Acera y barandado:

P_{barandado} = 1,67 kN

P_b + P_a = 7,03 kN

P_{acera} = 5,36 kN

Momentos en la losa por Carga de Acera y Barandado



Momentos en el apoyo C

MDC(+) = 0,91 kN-m

MDC,ISQ = 0,35 kN-m

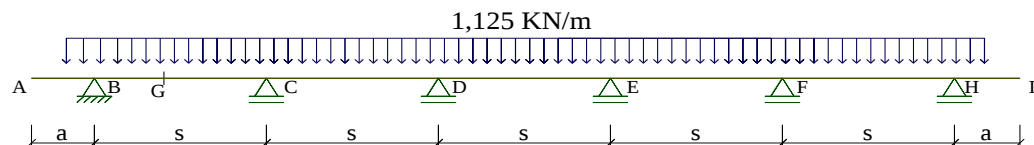
MDC,DER = 0,77 kN-m

momento en G

MDC(G) = -1,72 kN-m

Carga por superficie de Rodadura (DW):

Momentos en la losa por Carga de Asfalto



Momentos en el apoyo C

MDW = -0,20 kN-m

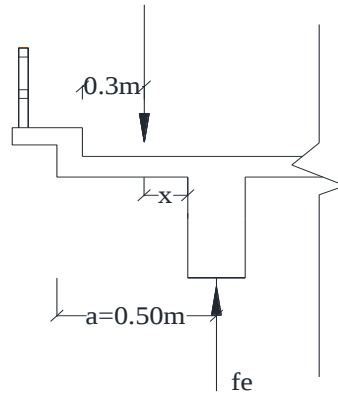
MDW,ISQ = -0,06 kN-m

momento en G

MDW(G) = 0,14 kN-m

$$MDW, DER = -0,08 \text{ kN-m}$$

SOBRECARGA VEHICULAR



$$X = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Volado: } 1140 + 0.833X = 1182 \text{ mm}$$

$$\text{Momento positivo: } 660 + 0.55S = 1397 \text{ mm}$$

$$\text{Momento negativo: } 1220 + 0.25S = 1555 \text{ mm}$$

Momento negativo por carga viva en el volado:

El factor de presencia múltiple es 1.2 para un carril cargado y 1.0 para dos carriles cargados

$$P = 72,5 \text{ kN}$$

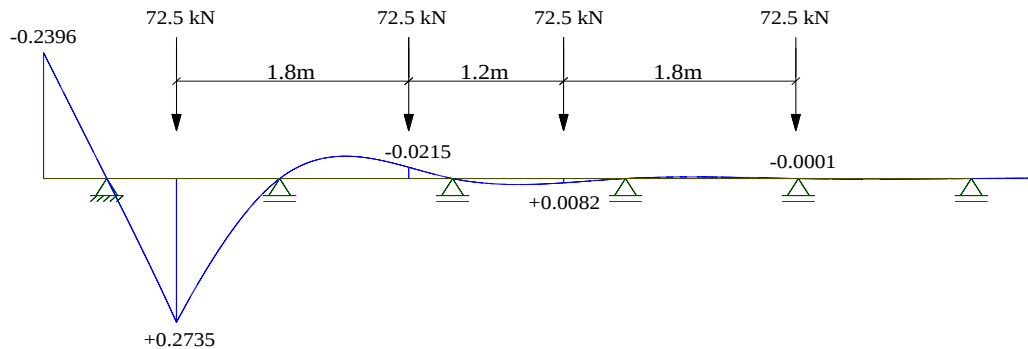
$$m = 1,2$$

$$M_{B, izq} = \frac{-m * (P * X)}{E} = -3,68 \text{ kN-m}$$

Momento positivo por carga viva

Carga viva y efecto de Carga dinamica (LL+IM)

Línea de influencia, momento máximo positivo carga viva



$$P = 72,5 \text{ kN}$$

$$\text{Para un carril cargado} \quad m = 1,2$$

$$M(+) = 21,92 \text{ kN-m}$$

$$\text{Para dos carriles cargados} \quad m = 1$$

$$M(+)= 18,86 \quad \text{kN-m}$$

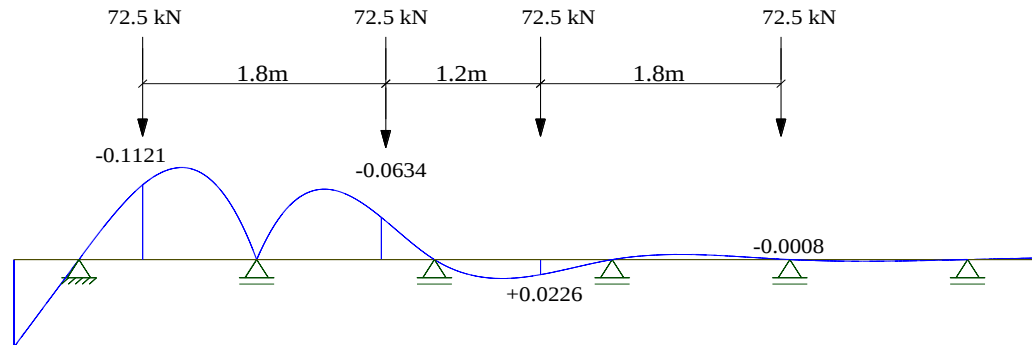
Ancho de franja:

$$E = 660 + 0,55 * S = 1397 \text{ mm}$$

Momento positivo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(+)\text{LL+IM}= 20,87 \text{ kN-m}$$

Linea de influencia (C), Momento maximo negativo por carga viva



Para un carril cargado $m=1,2$

$$E = 1220 + 0,25 * S = 1455 \text{ mm}$$

$$P= 72,5 \text{ kN}$$

$$m= 1,2$$

$$MC= -15,27 \text{ kN-m}$$

Para dos carriles cargados $m=1$

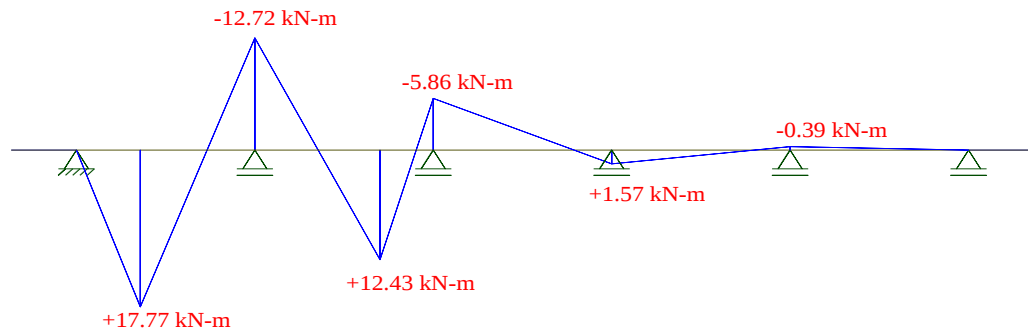
$$MC= -11,14 \text{ kN-m}$$

Momento negativo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(-)\text{LL+IM}= -13,96 \text{ kN-m}$$

Para un carril cargado $m=1,2$

Diagrama de momentos por carga viva



Para un carril cargado $m=1,2$

$$\begin{aligned}
 E &= 1220 + 0,25 * S = & 1455 & \text{ mm} \\
 MC &= & -12,72 & \text{ kN-m} \\
 m &= & 1,20 & \\
 M(-)LL+IM &= & -13,95 & \text{ kN-m} \\
 M(-)LL+IM[izq] &= & -7,34 & \text{ kN-m} \\
 M(-)LL+IM[der] &= & -9,09 & \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

Resumen de Momentos Negativos por Cargas en apoyo C					
carga	Tipo	M(-)izq	M(-)eje	M(-)der	Resistencia I
Losa	DC1	-0,21	-0,61	-0,23	1,25
Ac y Bar	DC2	0,35	0,91	0,77	0,90
Asfalto	DW	-0,06	-0,20	-0,08	1,50
Carga viva	LL+IM	-7,34	-13,96	-9,09	1,75

En cara de viga, momento max:

$$Mu = -15,63 \text{ kN-m}$$

Resumen de Momentos (+) por Cargas en G			
carga	Tipo	M(+)CL	Resistencia I
Losa	DC1	0,31	1,25
Ac y Bar	DC2	-1,72	0,90
Asfalto	DW	0,14	1,50
Carga viva	LL+IM	20,87	1,75

$$Mu = 35,56 \text{ kN-m}$$

CALCULO DEL ACERO NEGATIVO(Perpendicular al trafico).

$$\begin{aligned}
 f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \\
 f'_c &= 21 \text{ N/mm}^2 \\
 h &= 165 \text{ mm} \\
 \text{Recubrimiento} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Utilizando As } \phi & 10 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 z &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 135 \text{ mm} \\
 Mu &= 15,63 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,00233$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = 7 \text{ mm}$$

$$A_s = 315 \text{ mm}^2$$

Armadura mínima $A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,0018$ Para acero de $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$A_{s \min} = 297 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 315 \text{ mm}^2/\text{m} \quad A_{s \min} = 297 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 315 \text{ mm}^2/\text{m}$$

de Barras = 5 $\phi 10 \text{ mm.}$ c/ 20 cm

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ MPa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 9 \text{ mm}$$

$$d_e = 135 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,06 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,89 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{b * h^2}{6} \quad s = 4500000 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 15,59 \text{ kN-m}$$

b) $1,33M_u = 20,78 \text{ kN-m}$

el menor valor es 15,59 kN-m

la cantidad de acero calculada es $A_s = 315 \text{ mm}^2$

$$M_u = 15,63 \text{ kN-m} > 15,59 \text{ kN-m}$$

CALCULO DEL ACERO POSITIVO (Perpendicular al trafico).

$$\begin{aligned}f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \\f_c &= 21 \text{ N/mm}^2 \\h &= 165 \text{ mm} \\ \text{Recubrimiento} &= 25 \text{ mm} \\ \text{Utilizando As } \phi &= 16 \text{ mm} \\b &= 1000 \text{ mm} \\z &= 33 \text{ mm} \\d &= 132 \text{ mm} \\ \mu_u &= 35,56 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,00580$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b}$$

$$a = 18 \text{ mm}$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$A_s = 765 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 4$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ Mpa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 21 \text{ mm}$$

$$d_e = 132,00$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,160 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$S = 4537500 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 15,72 \text{ kN-m}$$

$$b) \quad 1,33M_u = 47,30 \text{ kN-m}$$

$$\begin{aligned} &\text{el menor valor es } 15,72 \text{ kN-m} \\ &\text{la cantidad de acero calculada es } A_s = \frac{765}{35,56} \text{ mm}^2 \\ &M_u = 35,56 \text{ kN-m} > 15,72 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

As de temperatura

En el alma de la viga T:

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad]$$

$$A_{stemp} = 297 \text{ mm}^2$$

$$\text{como son dos capas } A_s \text{ temp} = 149 \text{ mm}^2$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{utilizando barra } \phi = 10 \text{ mm}$$

la separacion sera:

$$A_s = 149 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 3,0 \quad s = 30 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 \cdot h = 495 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

se usa $\phi = 10 \text{ mm}$ c/30 cm

As de distribucion:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} = 122,04\%$$

$$A_{s \text{ repart}} = 513 \text{ mm}^2$$

$$\text{Utilizando } A_s \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 5 \quad s = 20 \text{ cm}$$

RESUMEN: para 1m

$$A_s \text{ princ}(-) = \# \text{ de Barras} = 5 \quad \phi 10 \text{ mm.} \quad c/20 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ temp} = \# \text{ de Barras} = 3 \quad \phi 10 \text{ mm.} \quad c/30 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ princ}(+) = \# \text{ de Barras} = 4 \quad \phi 16 \text{ mm.} \quad c/25 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ distrb} = \# \text{ de Barras} = 5 \quad \phi 12 \text{ mm.} \quad c/20 \text{ cm}$$

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Acero negativo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$
$$d_c = rec + \frac{\phi}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$n_v = 1$$

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

$$d = 135 \text{ mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 12000 \text{ mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 422 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

$$MDC(pp) = -0,23 \text{ kN-m}$$

$$MDC(\text{barrera;acera}) = 0,77 \text{ kN-m}$$

$$MDC = 0,56 \text{ kN-m}$$

$$MDW = -0,08 \text{ kN-m}$$

$$M(LL+IM) = -9,09 \text{ kN-m}$$

$M_s =$	$-8,61 \text{ kN-m}$
---------	----------------------

 para 1 metro de franja

entonces si:

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$M_s = M_s * b = -17,22 \text{ kN-m}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = \quad 23168 \quad \text{N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

$$A_s = 79 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{st} = n \cdot A_s = 678 \quad \text{mm}^2$$

$$y = 27 \quad \text{mm}$$

$$c = d - y = 108 \quad \text{mm}$$

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 9220288 \quad \text{mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = \quad 174 \quad \text{N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

Acero positivo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\emptyset}{2} = \quad 33,00 \quad \text{cm}$$

$$b = 250 \quad \text{mm}$$

$$n_v = 1$$

$$\phi = 16 \quad \text{mm}$$

$$d = 132 \quad \text{mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 16500 \quad \text{mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 367 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

MDC(pp)=	0,31 kN-m	
MDC(barrera;acera)=	-1,72 kN-m	
MDC=	-1,25 kN-m	
MDW=	0,14 kN-m	
M(LL+IM)=	20,87 kN-m	
Ms=	19,76 kN-m	para 1 metro de franja

entonces si:

b=	250	mm
Ms=Ms*b=	49,41	kN-m
Es=	200000	N/mm ²

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

As=	201	mm ²
Ast=n*As=	1736	mm ²
y=	36	mm
c=d-y=	96	mm

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 19881866 \text{ mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 205 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

a.-)Pre-dimensionamiento

$$L_{ong} = 19,55 \quad m$$

AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1)

$$h_{losa} = 0,165 \quad m$$

$$\text{Espaciamiento entre ejes } S' = 1,34 \quad m$$

AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1)

$$h_{min} = 0,07 \cdot L = 1,37 \quad m$$

$$h = \frac{L}{12} = 1,63 \quad m$$

$$h = \frac{L}{15} = 1,30 \quad m$$

$$\text{Adaptamos} \rightarrow h = 1,30 \quad m$$

Alma de la viga:

$$0,30h \leq b \leq 0,5h$$

$$0,39 \text{ m.} \leq b \leq 0,65 \text{ m.}$$

Adoptamos:

$$b_w = 0,35 \quad m$$

b.-)Momentos de flexion por cargas

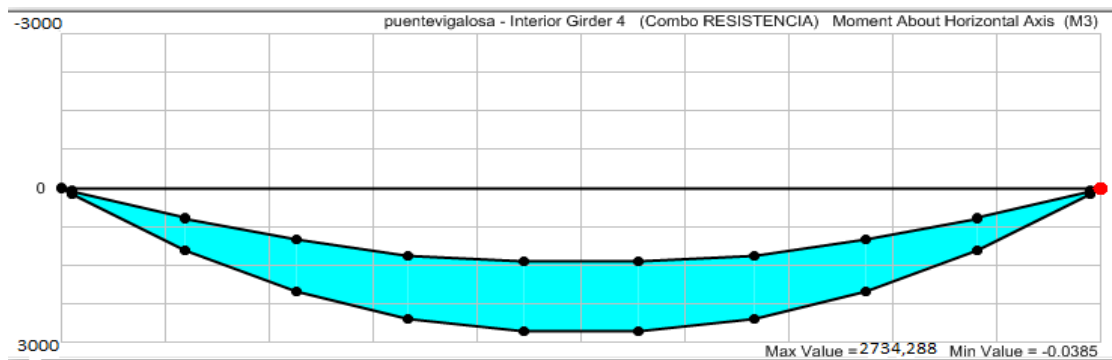
Momentos maximos obtenidos con la ayuda del programa CSIBridge

$$\text{Resistencia I} \quad U = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL + IM))$$

$$\text{Servicio I} \quad U = n(1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL + IM))$$

CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL

Para el estado limite de resistencia I con $n=1$



$$Mu = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL + IM))$$

$$Mu = 2734,29 \text{ kN-m.}$$

ancho efectivo de viga T art(4.6.2.6)

b efectivo es el menor valor de:

$$b_{effect} = \begin{cases} \frac{L_{effect}}{4} = & 4,89 \text{ m} \\ 12t_s + b_w = & 2,33 \text{ m} \\ S = esp. de vigas = & 1,34 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{entonces } b \text{ efectivo} = 1340 \text{ mm}$$

$$\text{con } c = t = 165 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 * c = 140 \text{ mm}$$

con recubrimiento de $r = 50 \text{ mm}$.

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Calculo de "z"

$$\text{tomando momentos en la base de la viga siendo } A(\phi) = 510 \text{ mm}^2$$

$$Z = 91 \text{ mm}$$

$$d = 1209 \text{ mm} \quad f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 * f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 6353 \text{ mm}^2 \quad f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} = 0,004$$

$$c = 1,18 \frac{\rho f_y d}{0,85 f_c} = 132 \text{ mm}$$

$$132 \text{ mm} < 165 \text{ mm.}$$

se diseñara como viga rectangular

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Utilizando } A_s \phi = 25 \text{ mm}$$

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$z = 91 \text{ mm}$$

$$d = 1209 \text{ mm}$$

$$M_u = 2734,29 \text{ kN-m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 6270 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b} = 110 \text{ mm}$$

$$\# \text{ de Barras} = 13$$

Armadura mínima $A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h$

Cantidad mínima: $\rho_{\min} = 0,0033$ Para acero de $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$A_{s \min} = 1502 \text{ mm}^2/\text{m}$$

As Maximo:

Una sección no sobre reforzada cumple con: $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

para $f_c < 28 \text{ MPa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 130 \text{ mm}$$

$$d_e = 1209 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,11 \leq 0,42$$

As Minimo:

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1,2.M_{cr}$ y $1,33.M_u$

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 \cdot f_r \cdot S$$

donde: $f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$
 $f_r = 2,89 \text{ MPa}$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad S = 377433 \text{ cm}^3$$

$$1,2.M_{cr} = 1307,59 \text{ kN-m}$$

b) $1,33.M_u = 3636,60 \text{ kN-m}$

el menor valor es $1307,59 \text{ kN-m}$

la cantidad de acero calculada es $A_s = 6270 \text{ mm}^2$

y resiste un M_u de: $2734,29 \text{ kN-m} > 1307,59 \text{ kN-m}$

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{stemp} = 819 \text{ mm}^2$$

como son dos capas $A_{s \text{ temp}} = 409,448 \text{ mm}^2$

utilizando barra $\phi = 16 \text{ mm}$

$$A_s(\phi) = 201 \text{ mm}^2$$

de Barras = 2

$$A_s = 402 \text{ mm}^2$$

$$S_{max} = 3 \cdot h_{losa} = 495 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm}$$

de Barras = 2 se usa $\phi = 16 \text{ mm}$

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero

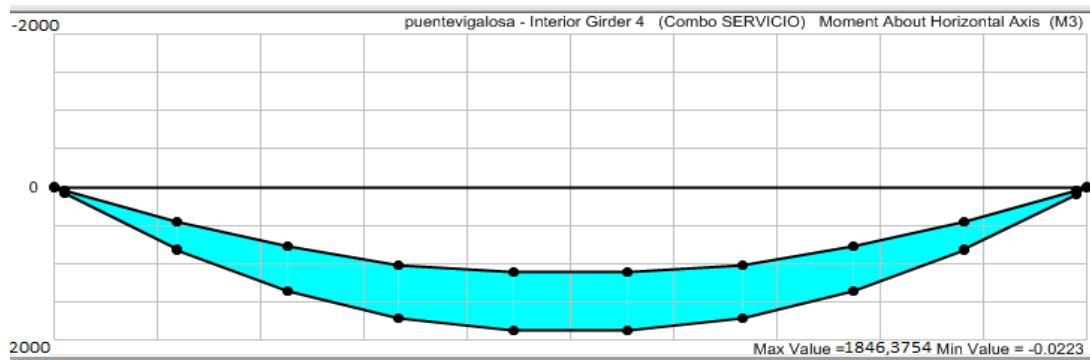
Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_{DNRNI} = 1$:

Momento actuante

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{(LL+IM)})$$



$$M_s = 1846,38 \text{ kN-m.}$$

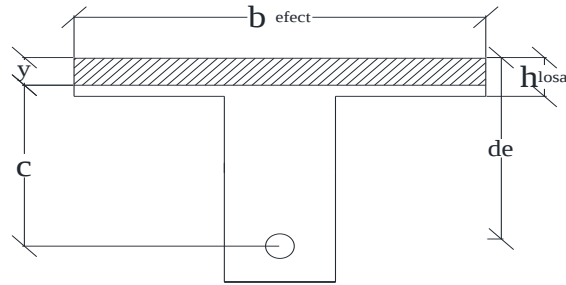
$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$$

$$b = 1,34 \text{ m.}$$

$$h_v = 1,30 \text{ m.}$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = n \cdot A_s = 54127 \quad \text{mm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$y = 90 \quad \text{cm}$$

$$c = 1119 \quad \text{cm}$$

$$de = 1209 \quad \text{cm}$$

$$z = 63 \quad \text{cm}$$

$$A_s = 6270 \quad \text{mm}^2$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

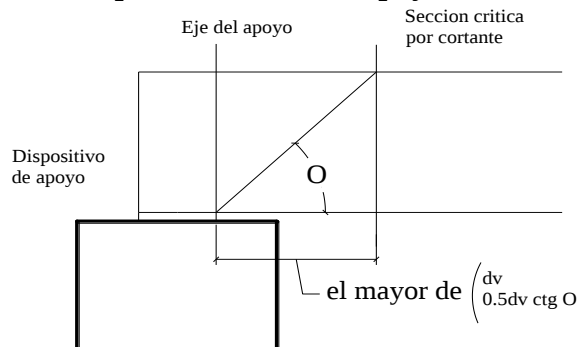
$$j_d = d - \frac{y}{3} = 1179 \quad \text{mm}$$

Luego, el esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(j_d)A_s} = 250 \quad \text{N/mm}^2 < f_{sa} = 0,6 \cdot f_y = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

Diseño por Corte:

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo



Determinación del peralte efectivo por corte

$$\theta = 45^\circ$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 1154 \quad \text{mm}$$

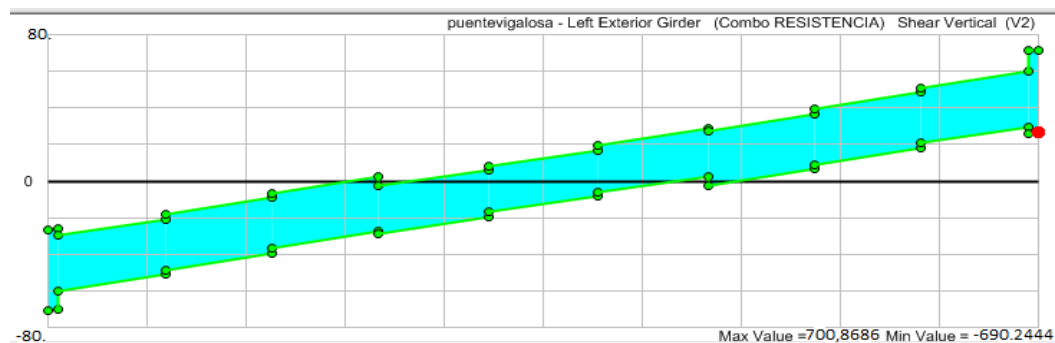
$$\left. \begin{array}{l} \text{no menor que} \\ \text{el mayor valor} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0,9d_e = 1088 \text{ mm} \\ 0,72h = 936 \text{ mm} \end{array}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en: 1166 mm

CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_{R1} = 1$:

$$V_u = n[1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$



$$V_u = 700,87 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi V_n$$

$$\phi = 0.9$$

$$\text{siendo } V_n \text{ el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{array} \right.$$

Donde:

Cortante resistente concreto $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v \text{ [N]}$
para $\beta = 2$

$$V_c = 307,16 \text{ kN}$$

Cortante resistente acero:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$\text{con } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 45^\circ \\ \theta = 90^\circ \end{array} \right\} V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$s = 25 \text{ mm}$$

$$A_v = 245 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{A_v f_y d_v}{s} = 474,93 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s + V_p & V_p &= 0 \\
 V_n &= 0.25f'_c b_v d_v + V_p & V_n &= 782,09 \text{ kN} \\
 & & V_n &= 2119,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_n =$	782	kN
---------	------------	-----------

Cortante Resistente total

$$V_r = \phi V_n \quad V_r = 703,88 \text{ kN} > 700,87 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal minimo

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 79 \text{ mm}^2 < 245 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = 1,93 \text{ N/mm}^2$$

tambien:

$$\begin{aligned}
 \text{si } v_u < 0,125f_c & \quad s_{max} = 0,8d_v \leq 600\text{mm} \\
 \text{si } v_u \geq 0,125f_c & \quad s_{max} = 0,4d_v \leq 300\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{como } v_u = 1,93 \text{ N/mm}^2 < 2,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{como } v_u < 0,125f_c$$

$$\text{entonces } s_{max} = 0,8d_v = 923\text{mm.}$$

$$s_{max} = 600\text{mm.}$$

$$\text{luego } s = 250\text{mm.} < s_{max} = 600\text{mm.}$$

$$\text{usar: } \phi 12 \text{ mm.} \quad c/25 \text{ cm}$$

DISEÑO DE UN PUENTE DE VIGAS

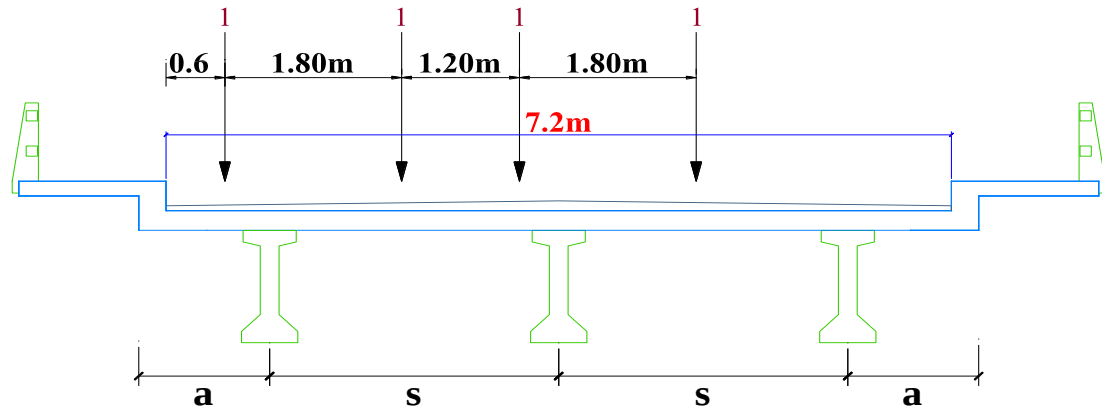
DATOS INICIALES

$$L_c = 19,55 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de calzada} = 7,2 \text{ m}$$

Fraccion de Carga:

$$\text{Para vigas T de Hormigon: } f_i = 0,596 * s$$



$$f_e(s) = 1(a + s - 0,85) + 1(a + s - 2,65) \quad Ec: 1$$

$$2a + 2s = 7,7 \quad \rightarrow \quad a = 3,85 - s \quad Ec: 2$$

$$f_i = f_e$$

$$s = 2,65 \text{ m}$$

$$a = 1,20 \text{ m}$$

4.4 DISEÑO DE LA LOSA

$$B_2 = 0,40 \text{ m}$$

Espesor de losa

$$\text{Espaciamiento entre ejes } S' = 2,65 \text{ m}$$

$$S = 2,25 \text{ m}$$

$$t_{min} = 175 \text{ mm} \quad h = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 175 \text{ mm}$$

$$h = \frac{(S + 3000)}{30} = 175 \text{ mm} \approx 0,18 \text{ m}$$

$$h_{min} = 175 \text{ mm}$$

$$h \text{ asumido} = 0,18 \text{ m}$$

MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA

CRITERIOS LRFD APLICABLES

$$\text{Resistencia } U = n[(1,25 \text{ o } 0,9)DC + (1,50 \text{ o } 0,65)DW + 1,75(LL + IM)]$$

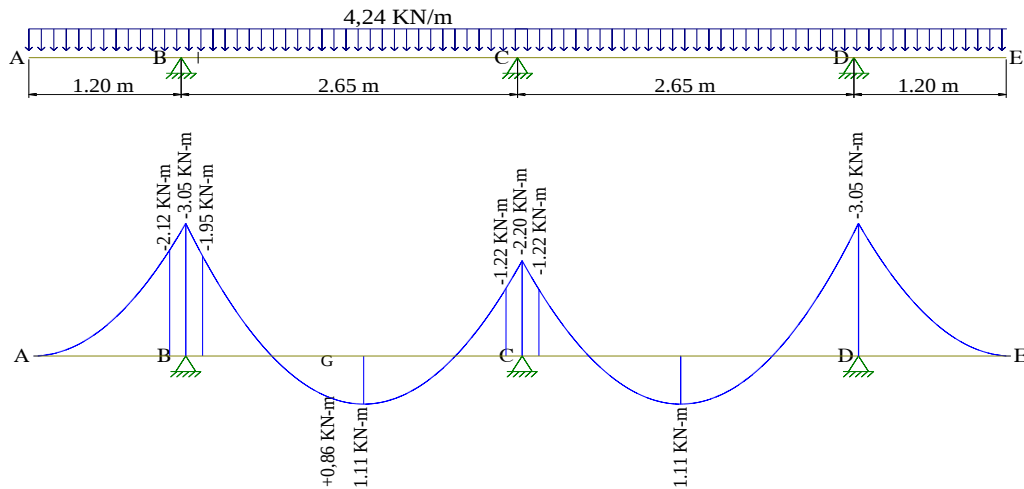
$$\text{Servicio I: } U = n[1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL + IM)]$$

Momentos de flexion por cargas:

Carga muerta (DC)

Peso propio de losa: 4,24 kN/m

Diagramas de Momentos en la losa por Peso Propio

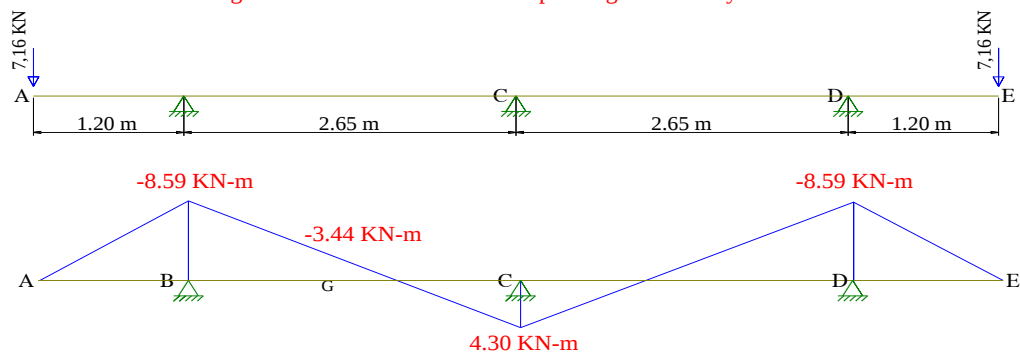


MDC = -2,20 kN-m
MDC,ISQ = -1,22 kN-m
MDC,DER = -1,22 kN-m
MDC(G) = 0,86 kN-m

Peso de Acera y barandado:

barandado = 1,70 kN
Pacera = 5,46 kN
Pb+Pa = 7,16 kN

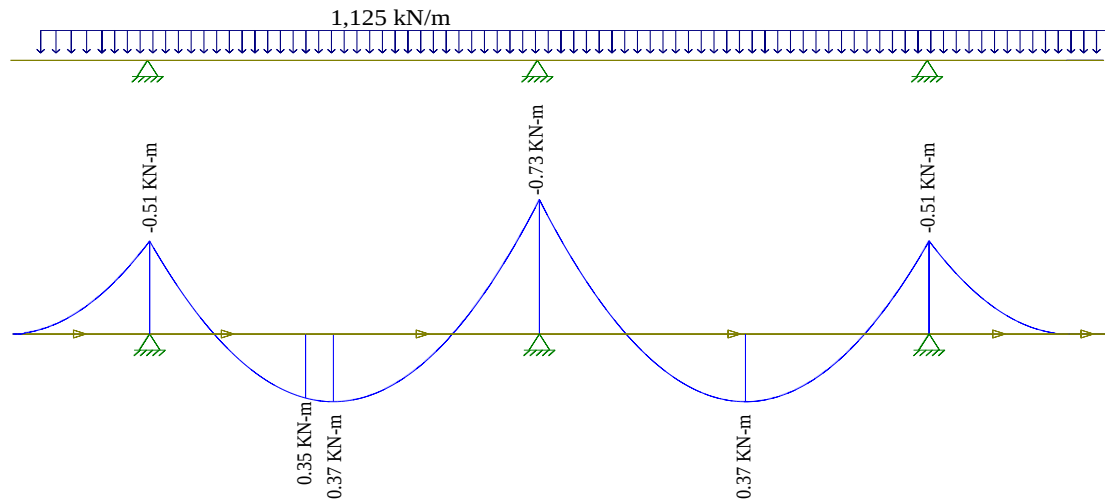
Diagramas de Momentos en la losa por Carga de Acera y Barandado



MDC(+) = 4,30 kN-m
MDC,ISQ = 3,32 kN-m
MDC,DER = 3,32 kN-m
MDC(G) = -3,44 kN-m

Carga por superficie de Rodadura (DW):

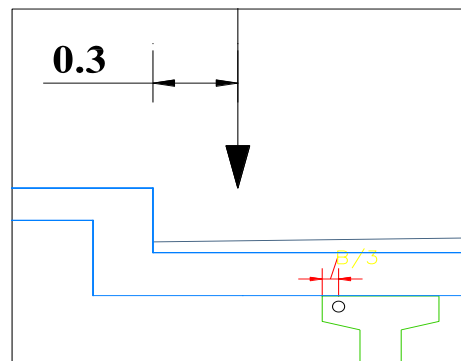
Momentos en la losa por Carga de Asfalto



MDW= -0,73 kN-m
 MDW,ISQ= -0,44 kN-m
 IDW,DER= -0,44 kN-m

MDW(G)= 0,35 kN-m

SOBRECARGA VEHICULAR



$$X = 0,577 \text{ m}$$

Volado: $1140 + 0.833X = 1621 \text{ mm}$
 Momento positivo: $660 + 0.55S = 2117,5 \text{ mm}$
 Momento negativo: $1220 + 0.25S = 1882,5 \text{ mm}$

Momento negativo por carga viva en el volado:

El factor de presencia múltiple es 1.2 para un carril cargado
 y 1.0 para dos carriles cargados

$$P = 72,5 \text{ kN}$$

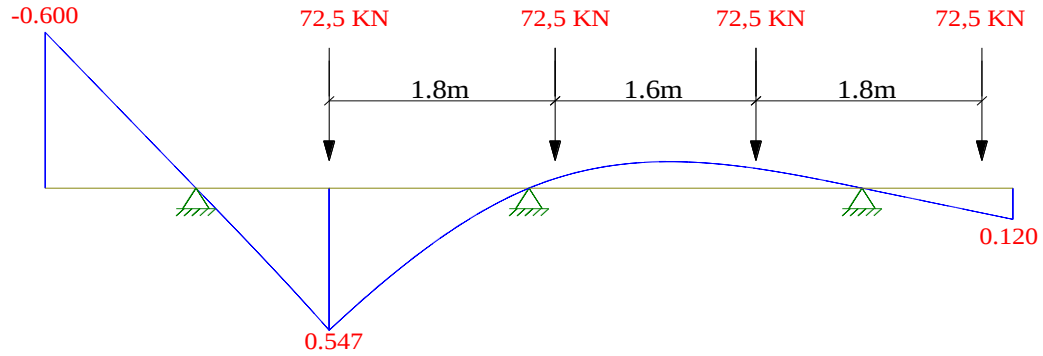
$$m = 1,2$$

$$M_{B,izq} = \frac{-m * (P * X)}{E} = -30,97 \text{ kN-m}$$

Momento positivo por carga viva

Carga viva y efecto de Carga dinamica (LL+IM)

Linea de Influencia de Momento Flector



$$P = 72,50 \text{ kN}$$

$$\text{Para un carril cargado} \quad m = 1,2$$

$$M(+) = 44,36 \text{ kN-m}$$

$$\text{Para dos carriles cargados} \quad m = 1$$

$$M(+) = 38,45 \text{ kN-m}$$

Ancho de franja:

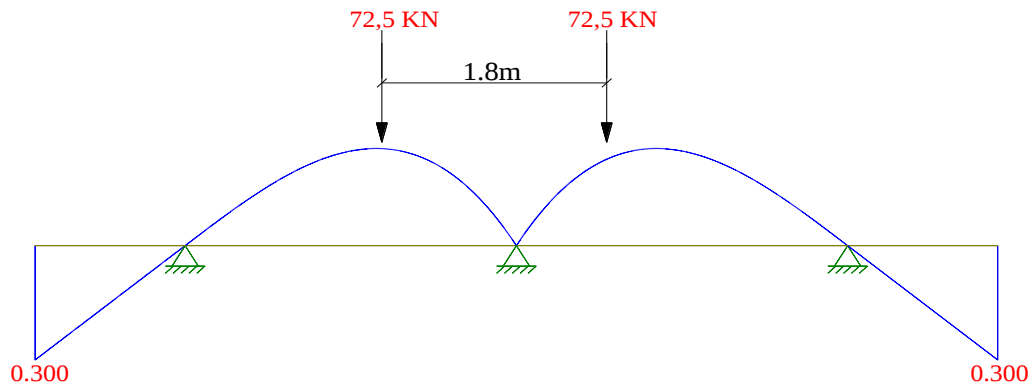
$$E = 660 + 0,55 * S = 2118 \text{ mm}$$

Momento positivo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(+)_{LL+IM} = 27,86 \text{ kN-m}$$

Momento negativo por carga viva

Linea de Influencia de Momento Flector en Apoyo C



$$\text{Para un carril cargado} \quad m = 1,2$$

$$E = 1220 + 0,25 * S = 1782,5 \text{ mm}$$

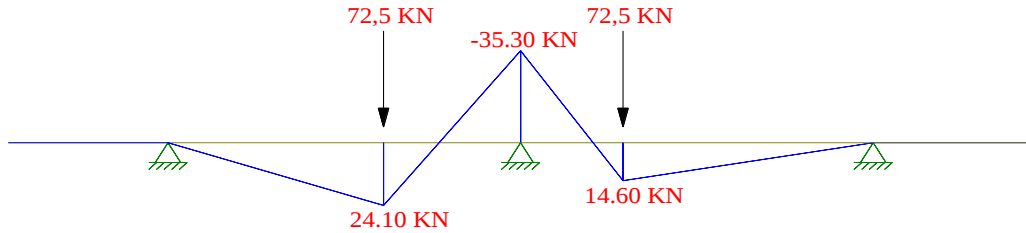
$$P = 72,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 m &= 1,2 \\
 MC &= -42,38 \text{ kN-m} \\
 \text{Para dos carriles cargados} \quad m &= 1 \\
 MC &= -25,01 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

Momento negativo: 33% estado limite de resistencia y el ancho de franja

$$M(-)LL+IM = -31,6 \text{ kN-m}$$

Diagrama de Momentos en la losa por Carga Viva



$$\begin{aligned}
 \text{Para un carril cargado} \quad m &= 1,2 \\
 E &= 1220 + 0,25 * S = 1782,5 \text{ mm} \\
 MC &= -35,3 \text{ kN-m} \\
 m &= 1,2 \\
 M(-)LL+IM &= -31,61 \text{ kN-m} \\
 M(-)LL+IM[\text{izq}] &= -21,31 \text{ kN-m} \\
 M(-)LL+IM[\text{der}] &= -20,06 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

Resumen de Momentos Negativos por Cargas en apoyo C					
carga	Tipo	M(-)izq	M(-)eje	M(-)der	Resistencia I
Losa	DC1	-1,22	-2,20	-1,22	1,25
Ac y Bar	DC2	3,32	4,30	3,32	0,90
Asfalto	DW	-0,44	-0,73	-0,44	1,50
Carga viva	LL+IM	-30,97	-31,62	-20,06	1,75

En cara de viga izquierda:

$$Mu = -53,40 \text{ kN-m}$$

Resumen de Momentos (+) por Cargas en G			
carga	Tipo	M(+)CL	Resistencia I
Losa	DC1	0,86	1,25
Ac y Bar	DC2	-3,44	0,90
Asfalto	DW	0,35	1,50
Carga viva	LL+IM	27,86	1,75

$$Mu = 47,26 \text{ kN-m}$$

CALCULO DEL ACERO NEGATIVO(Perpendicular al trafico).

$$\begin{aligned}f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \\f'_c &= 21 \text{ N/mm}^2 \\h &= 180 \text{ mm} \\ \text{Recubrimiento} &= 50 \text{ mm} \\ \text{Utilizando As } \phi &= 16 \text{ mm} \\b &= 1000 \text{ mm} \\z &= 58 \text{ mm} \\d &= 122 \text{ mm} \\ \text{Mu} &= 53,40 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$\rho_{nec} = 0,01089$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$A_s = 1329 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = 31 \text{ mm}$$

$$\text{Armadura mínima } A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h$$

$$\text{Cuantía mínima: } \rho_{\min} = 0,0018 \quad \text{Para acero de } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = 324,0 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1329 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \min} = 324 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 1329 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\# \text{ de Barras} = 7 \quad \phi 16 \text{ mm.} \quad c/15 \text{ cm}$$

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ MPa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 37 \text{ mm}$$

$$d_e = 122 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,30 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 * f_r * S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$s = \frac{b * h^2}{6} \quad s = 5400000 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 18,71 \text{ kN-m}$$

$$b) \quad 1,33M_u = 71,03 \text{ kN-m}$$

el menor valor es 18,71 kN-m

la cantidad de acero calculada es $A_s = 1329 \text{ mm}^2$

y resiste un M_u de $M_u = 53,40 \text{ kN-m} > 18,71 \text{ kN-m}$

CALCULO DEL ACERO POSITIVO (Perpendicular al trafico).

$$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$f_c' = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Utilizando } A_s \phi = 16 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$z = 33 \text{ mm}$$

$$d = 147 \text{ mm}$$

$$M_u = 47,3 \text{ kN-m}$$

$$\rho_{nec} = \frac{f_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f_c}} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b}$$

$$\rho_{nec} = 0,00625$$

$$a = 22 \text{ mm}$$

$$A_s = \rho_{nec} * b * d$$

$$A_s = 918,3 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 5$$

$$s = 22 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \text{ mm.}$$

$$c/ 20 \text{ cm}$$

As Maximo:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

para $f_c < 28 \text{ Mpa}$ (Art.5.7.2.2.):

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 25 \text{ mm}$$

$$d_e = 147$$

$$\frac{c}{d_e} = 0,173 \leq 0,42$$

As Minimo:

a) (Art.5.7.3.3.2):

$$1,2M_{cr} = 1,2 \cdot f_r \cdot S$$

$$\text{donde: } f_r = 0,63 \sqrt{f_c'}$$

$$f_r = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad S = 5400000 \text{ mm}^3$$

$$1,2M_{cr} = 18,71 \text{ kN-m}$$

$$\text{b) } 1,33M_u = 62,86 \text{ kN-m}$$

$$\text{el menor valor es } 18,71 \text{ kN-m}$$

$$\text{la cantidad de acero calculada es } A_s = 918,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{y resiste un } M_u \text{ de } 47,26 \text{ kN-m} > 18,71 \text{ kN-m}$$

As de temperatura

$$A_{stemp} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{stemp} = 324 \text{ mm}^2$$

$$\text{como son dos capas } A_{stemp} = 162 \text{ mm}^2$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{utilizando barra } \phi = 10 \text{ mm}$$

la separacion sera:

$$A_s = 162 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ de Barras} = 3,0 \quad s = 30 \text{ cm}$$

$$S_{max}=3 \cdot h= 540 \text{ mm}$$

$$S_{max}= 450 \text{ mm}$$

se usa $\phi=10 \text{ mm}$ c/30 cm

As de distribucion:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} \leq 67\% \quad 0,67$$

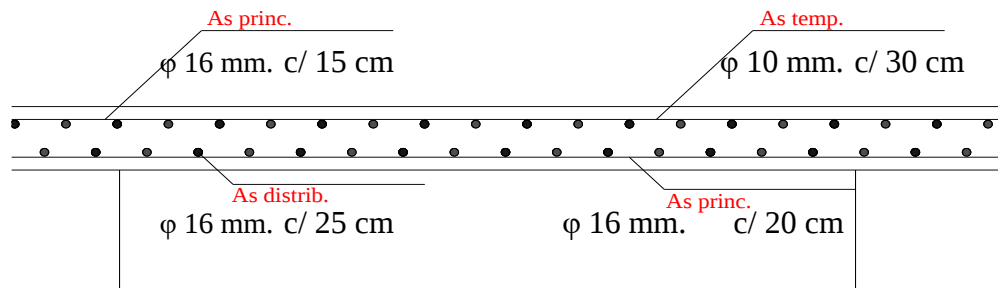
$$\% = \frac{3840}{\sqrt{L}} = 81\%$$

$$A_{s\text{repart}}= 615 \text{ mm}^2$$

Utilizando As ϕ 16,0 mm

$$\# \text{ de Barras} = 4 \quad s= 25 \text{ cm}$$

SECCION DE LOSA APOYADA EN VIGAS



Revisión de fisuración por distribución de armadura

Acero negativo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\phi}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$b= 151 \text{ mm}$$

$$n_v= 1$$

$$\phi= 16 \text{ mm}$$

$$d= 122 \text{ mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 17552 \text{ mm}^2$$

$$Z= 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 298 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

MDC(pp)=	-1,22 kN-m	
MDC(barrera;acera)=	3,32 kN-m	
MDC=	2,22 kN-m	
MDW=	-0,44 kN-m	
M(LL+IM)=	-20,06 kN-m	
Ms=	-18,27 kN-m	para 1 metro de franja

entonces si:

$$b = 151 \quad \text{mm}$$

$$M_s = M_s \cdot b = -2,77 \quad \text{kN-m}$$

$$E_s = 200000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \quad \text{N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

$$A_s = 201,06 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{st} = n \cdot A_s = 1735,66 \quad \text{mm}^2$$

$$y = 43 \quad \text{mm}$$

$$c = d - y = 79 \quad \text{mm}$$

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 14841445 \quad \text{mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 128 \quad \text{N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

Acero positivo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

$$d_c = rec + \frac{\phi}{2} = 33 \quad \text{mm}$$

$$b = 218 \quad \text{mm}$$

$$n_v = 1$$

$$\phi = 16 \quad \text{mm}$$

$$d = 147 \quad \text{mm}$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 14388 \quad \text{mm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm} \quad (\text{condición de exposición moderada})$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = 385 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0,6(f_y) = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{sa} = 252 \quad \text{N/mm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n(1,0M_{DC} + 1,0M_{DW} + 1,0M_{LL+IM})$$

MDC(pp)=	0,86 kN-m	
MDC(barrera;acera)=	-3,44 kN-m	
MDC=	-2,24 kN-m	
MDW=	0,35 kN-m	
M(LL+IM)=	27,86 kN-m	
Ms=	25,98 kN-m	para 1 metro de franja

entonces si:

$$b = 218 \quad \text{mm}$$

$$M_s = M_s \cdot b = 5,66 \quad \text{kN-m}$$

$$E_s = 200000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 23168 \quad \text{N/mm}^2$$

$$n = 9$$

Area de acero transformada:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 201 \text{ mm}^2 \\
 A_{st} &= n \cdot A_s = 1736 \text{ mm}^2 \\
 y &= 41 \text{ mm} \\
 c &= d - y = 106 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Inercia respecto del eje neutro de seccion transformada:

$$I = 24510092 \text{ mm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n = 211 \text{ N/mm}^2 < f_{sa} \quad 252 \text{ N/mm}^2$$

Predimensionamiento de la seccion

L= 20,00m.

DATOS PREVIOS

Viga simplemente apoyada:

Luz de calculo:

Lc = 19,55m.



a) **Altura de la Estructura:**

AASHTO recomienda un peralte mínimo (ver Tabla 2.5.2.6.3-1 Profundidades mínimas), para estimar la altura del peralte de las vigas. Estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura

$$h=0,045.L= 0,90 \text{ m}$$

Diseño y calculo de estructuras pretensadas; Johanes johannson

$$h = \frac{L}{15} = 1,33m. \quad h = \frac{L}{20} = 1,00m.$$

Peralte adoptado= 1,15 m

El peralte adoptado se tomo como Referencia: T.Y. Lin, "Design of Prestressed Concrete Structures"

b) **Ala superior: (Articulo 5.14.1.2.2)**

Espesor del ala superior no será menor de: 50 mm.

Ala superior adoptada: 178 mm

c) **Alma : (Articulo 5.14.1.2.2)**

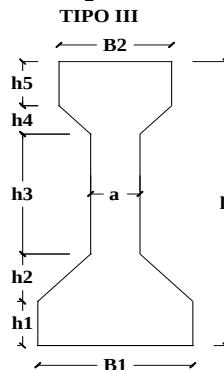
alma min, postesada: 165 mm

Alma adoptada: 178 mm

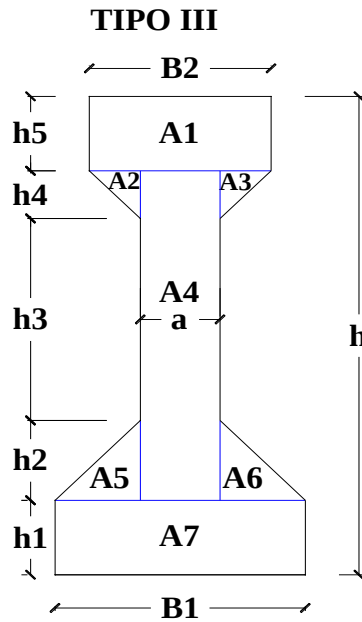
d) **Ala Inferior: (Articulo 5.14.1.2.2)**

Espesor del ala superior no será menor de: 125 mm.

Ala inferior adoptada: 178 mm



Calculo de la Fuerza de Pretensado y Trayectorias Propiedades Geometricas Vigas AASHTO



B1= 559 mm

B2= 406 mm

h1= 178 mm

h2= 191 mm

h3= 483 mm

h4= 114 mm

h5= 178 mm

a= 178 mm

h= 1144 mm

$$\bar{Y} = \frac{\sum (A \cdot Y_i)}{\sum (A)}$$

$$I_{XC} = \sum (I_x) + \sum (d_i^2 \cdot A)$$

A= 361416 mm²

$\bar{y}$ = 515 mm

c₁ 629 mm

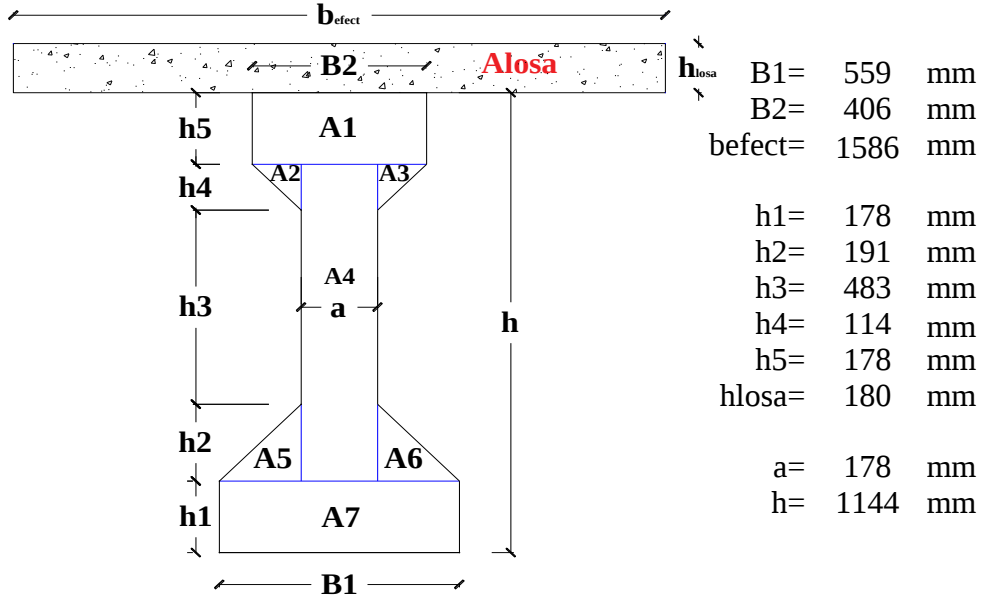
c₂ 515 mm

I_{xcg}= 52316063213 mm⁴

P= 3505 mm

Calculo de la Fuerza de Pretensado y Trayectorias Propiedades Geometricas

VIGA COMPUESTA



Ec21= 23168 N/mm²
Ec35= 29910 N/mm²
be= 2047 mm
n= 0,77

$$\bar{Y} = \frac{\sum (A \cdot Y_i)}{\sum (A)}$$

$$I_{XC} = \sum(I_X) + \sum(di^2 \cdot A)$$

$$A = 646823 \text{ mm}^2$$

$\bar{y} = 832 \text{ mm}$

C₁ 492 mm

C₂ 832 mm

$$I_{xcg} = 134723166836 \text{ mm}^4$$

P= 6224 mm

4.5 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL INTERIOR

a.-)Pre-dimensionamiento

$$\begin{aligned} \text{Long} &= 19,55 \text{ m} \\ h_{\text{losa}} &= 0,18 \text{ m} \\ \text{amamiento entre ejes } S' &= 2,65 \text{ m} \\ a &= 0,178 \text{ m} \end{aligned}$$

b.-)Momentos de flexion por cargas (viga interior)

Definir ancho efectivo b (Art. 4.6.2.6)

b efectivo es el menor valor de:

$$b_{\text{effect}} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{L_{\text{effect}}}{4} & = 4,89 \text{ m} \\ 12t_s + b_w & = 2,40 \text{ m} \\ S = \text{esp. de vigas} & = 2,65 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{entonces } b_{\text{efectivo}} = 2,40 \text{ m}$$

Momentos de Flexion por Cargas

Momento de la Superestructura y Superficie de Rodadura (DC y DW) :

Carga Muerta (DC)

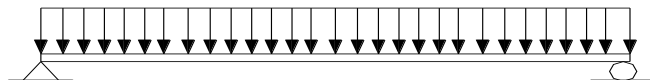
Cargas distribuidas

$$W_{\text{viga}} = 8,67 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{losa}} = 10,35 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{DC}} = 19,02 \text{ kN/m}$$

W (kN/m.)



$$M_{DC} = \frac{W_{DC} * l^2}{8} = 908,70 \text{ kN/m}$$

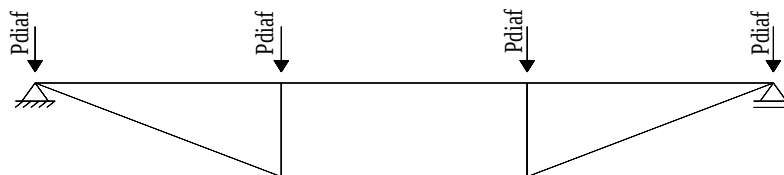
$$M_{\text{viga}} = 414,40 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{losa}} = 494,30249 \text{ kN/m}$$

MDC1 = 908,70 kN/m

Cargas puntuales

$$P_{\text{diaf}} = 0,70 \text{ kN}$$



$$M_{DC2} = \frac{P_{diaf} \cdot L}{3} = \boxed{4,56 \text{ kN-m}}$$

luego: $MDC = MDC1 + MDC2 = \boxed{913,27 \text{ kN-m}}$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$W_{sf} (2") = 2,69 \text{ kN/m}$$

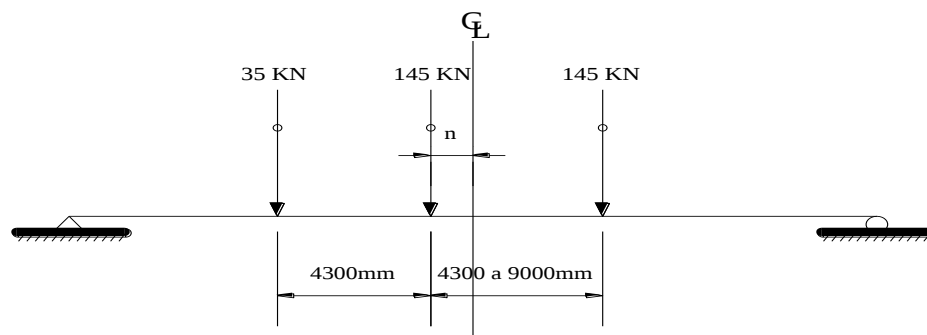
$$M_{DW} = \frac{W_{DW} \cdot l^2}{8} = 128,72 \text{ kN-m}$$

$$\boxed{MDW = 128,72 \text{ kN-m}}$$

Momento Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

Carga viva y efecto de carga dinamica (LL+IM): para vehiculo HL-93
y con la consideracion de la carga dinamica en estado limite de resistencia:

a).-Camión de Diseño HL-93 .



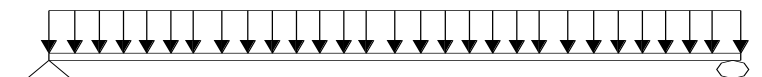
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$\boxed{M_{TRUCK} = 1246,60 \text{ kN-m.}}$$

b).-Sobrecarga Distribuida .

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$\boxed{M_{LANE} = 444,31 \text{ kN-m.}}$$

5.3.-Momento Factorado por Impacto de la Sobrecarga Vehicular :

$$M_{LL+IM} = 1.33M_{TRUCK} + M_{LANE}$$

$$M_{LL+IM} = 2102,29 \text{ kN-m.}$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA:

3.1.- Factores de Distribución Para Momentos.

3.1.1. PARA VIGAS INTERIORES.

Para un Carril de Diseño Cargado:

$$g_{mi1} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1}$$

Calculo de :

$$\left(\frac{k_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1} = 1,07$$

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = E_{viga} = 29910 \text{ MPa}$$

$$E_{losa} = 23168 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1,29$$

$$I_{viga} = 52316063213 \text{ mm}^4$$

$$A_{viga} = 361416 \text{ mm}^2$$

$$e_g = 572 \text{ mm}$$

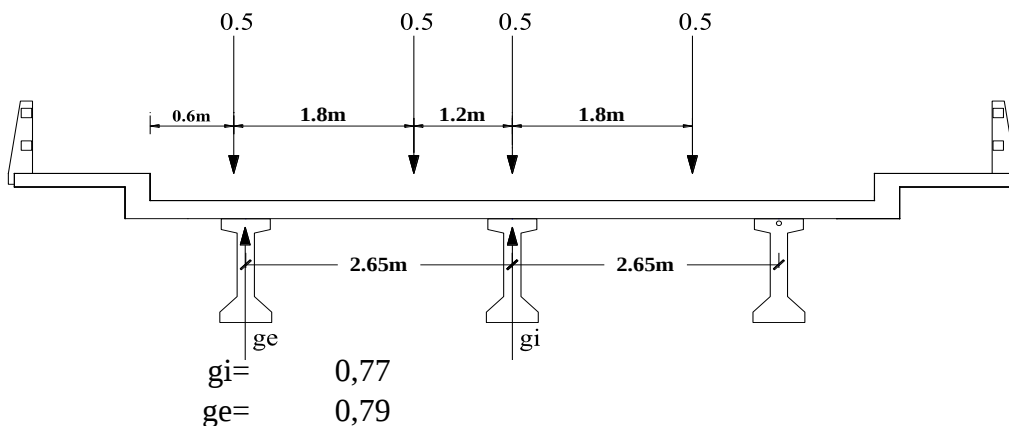
$$k_g = n(I_{viga} + A_{viga}e_g^2) = 220199026072$$

$$g_{mi1} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1} = 0,54$$

Para dos o mas Carriles de Diseño Cargados:

$$g_{mi2} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1} = 0,75$$

Ley de momentos



Para un carril de diseño cargado.

$g_i =$	0,54
---------	------

Para dos carriles de diseño cargado.

$g_i =$	0,75
---------	------

Se escoge el menor entre los tres.

$g_{vi} =$	0,54
------------	------

5.4.- Momento Factorado.

Para vigas interiores:

$$M_{LL+IM(VI)} = M_{LL+IM} \cdot mg_{vi} \quad \text{Entonces:}$$

$M_{LL+IM(UVI)} = 1141,96 \text{ kN-m.}$
--

Resumen de momentos flectores y criterios LRFD

M_{LL+IM}	1141,96 kN-m.
M_{DC}	913,27 kN-m.
M_{DW}	128,72 kN-m.

Momentos Positivos por Cargas

carga	M(+)Tn-m	γ	
		resistencia	servicio I
DC	913,27 kN-m.	1,25	1
DW	128,72 kN-m.	1,5	1
LL+IM	1141,96 kN-m.	1,75	1

Resistencia I $U = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL+IM))$

Servicio I $U = n(1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL+IM))$

$$2183,95$$

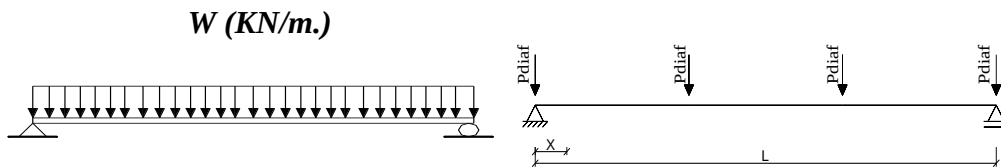
CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Cortante de la Superestructura (DC)

Peso de la Superestructura:

$W_{DC} = 19,02 \text{ kN/m.}$

$P_{diaf} = 0,70 \text{ kN}$



Cortante de la Superestructura y diafragma:

$$V_{DC} = 187,33 \text{ kN.}$$

Superficie de Rodadura (DC y DW) :

Peso de la Superficie de Rodadura

$$W_{DW} = 2,69 \text{ kN.}$$

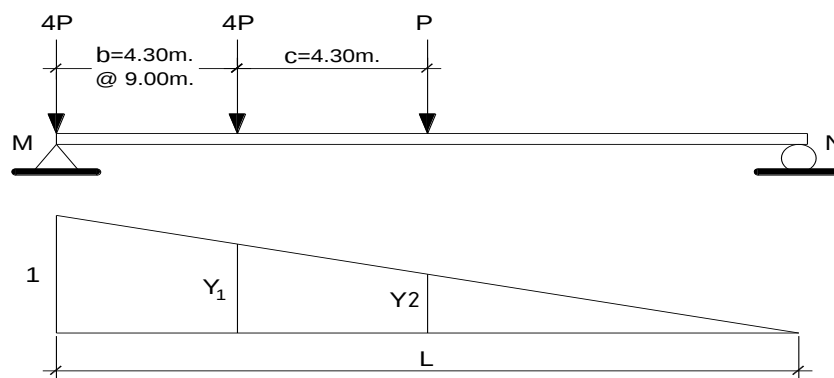
Cortante de la Superficie de Rodadura

$$V_{DW} = 26,34 \text{ kN.}$$

Cortante Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

a).-Camión de Diseño HL-93 (Truck).

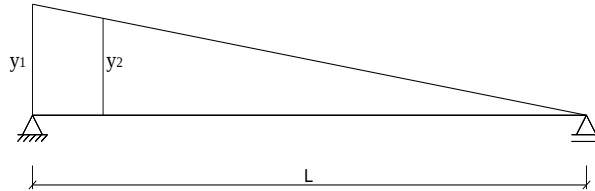
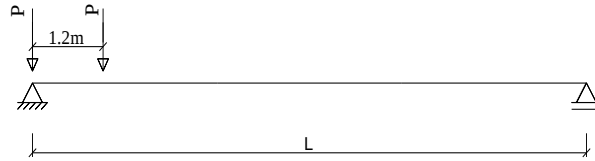
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.



$$V_{TRUCK} = 278,78 \text{ kN}$$

a).-Camión de Diseño Tandem

$$P = 110 \text{ kN}$$

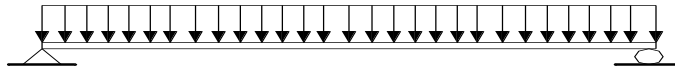


$$V_{\text{TRUCK}} = 213,25 \text{ kN}$$

b).-Sobrecarga Distribuida (Lane).

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$V = \frac{WL}{2}$$

$$V_{\text{LANE}} = 90,91 \text{ kN}$$

La Cortante amplificada de la sobrecarga vehicular será:

$$V_{\text{LL+IM}} = 1.33V_{\text{TRUCK}} + V_{\text{LANE}}$$

$$V_{\text{LL+IM}} = 461,68 \text{ kN}$$

Factores de Distribución Para Corte.

PARA VIGAS INTERIORES.

Para un Carril de Diseño Cargado:

$$S = 2,65 \text{ m}$$

$$g = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,71$$

Para dos Carriles de Diseño Cargado:

$$g = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0,87$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1100 \leq S \leq 4900 \\ 6000 \leq L \leq 73000 \\ 110 \leq t_s \leq 300 \\ N_b \geq 4 \end{array} \right\}$$

Donde :

Para un Carril de Diseño Cargado:

$$g_i = 0,71$$

Para dos Carriles de Diseño Cargado:

$$g_i = 0,87$$

Se escoge el mayor entre los dos.

$$g_{vi} = 0,71$$

Cortante Factorado

Para vigas interiores:

$$V_{LL+IM(VI)} = V_{LL+IM} \cdot mg_{vi}$$

Entonces ;

$$V_{LL+IM(UVI)} = 327,19 \text{ kN}$$

Resumen:

V_{LL+IM}	327,19 kN
V_{DC}	187,33 kN
V_{DW}	26,34 kN

4.6 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

a.-)Pre-dimensionamiento

$$Long = 19,55 \text{ m}$$

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

$$S = 2,65 \text{ m}$$

$$h_v = 1,14 \text{ m}$$

$$a = 0,18 \text{ m}$$

Ancho de Ala Efectivo, Art. 4.6.2.6.1

$$S/2 = 1,33 \text{ más el menor de los siguientes valores:}$$

$$L_c/8 = 2,44 \text{ m}$$

$$6 \cdot h_{losa} = 1,08 \text{ m}$$

$$a_vuelo = 0,72 \text{ m}$$

$$\text{entonces } b_{\text{efectivo}} = 2,05 \text{ m}$$

b.-)Momentos de flexion por cargas (viga exterior)

Momento de la Superestructura y Superficie de Rodadura (DC y DW) :

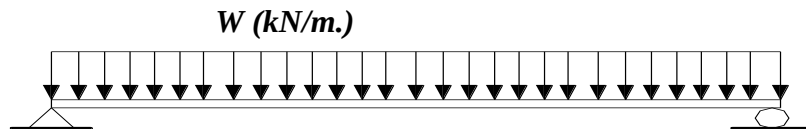
Carga Muerta (DC)

Cargas distribuidas

$$W_{\text{viga}} = 8,67 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{losa}} = 8,68 \text{ kN/m}$$

$$W_{DC} = 17,35 \text{ kN/m}$$



$$M_{DC} = \frac{W_{DC} \cdot l^2}{8} = 828,85 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{viga}} = 414,40 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{losa}} = 414,452 \text{ kN-m}$$

$$\boxed{M_{DC1} = 828,85 \text{ kN-m}}$$

Cargas puntuales

$$P_{\text{diaf}} = 0,25 \text{ kN}$$

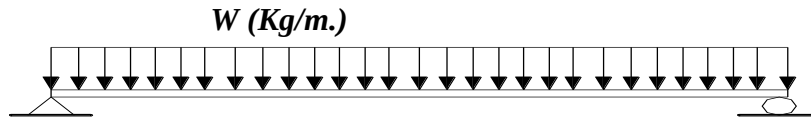


$$M_{DC2} = \frac{P_{\text{diaf}} \cdot L}{3} = \boxed{1,62 \text{ kN-m}}$$

$$\text{luego: } M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = \boxed{830,47 \text{ kN-m}}$$

Cargas distribuidas acera y barandado (DW)

$$\begin{aligned}W_{ac} &= 5,57 \text{ kN/m} \\W_{bar} &= 1,73 \text{ kN/m} \\W_{DW} &= 7,29 \text{ kN/m}\end{aligned}$$



$$M_{DW} = \frac{W_{DC} * l^2}{8} = 348,36 \text{ kN-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$W_{sf} (2'') = 2,26 \text{ kN/m}$$

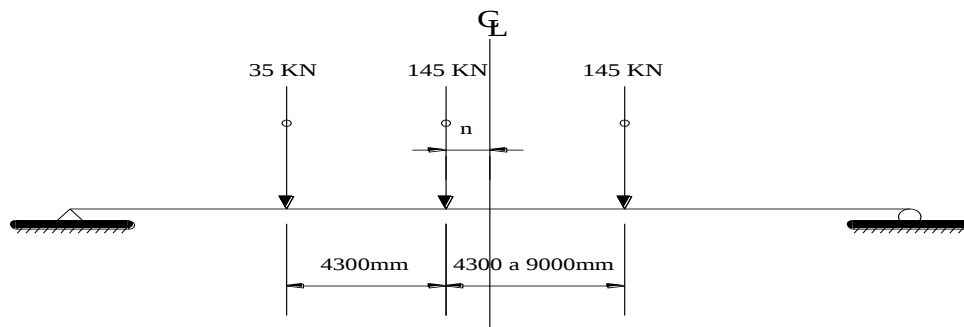
$$M_{DW} = \frac{W_{DW} * l^2}{8} = 107,93 \text{ kN-m}$$

MDW = 456,29 kN-m

Momento Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

Carga viva y efecto de carga dinamica (LL+IM): para vehiculo HL-93
y con la consideracion de la carga dinamica en estado limite de resistencia:

a).-Camión de Diseño HL-93 .



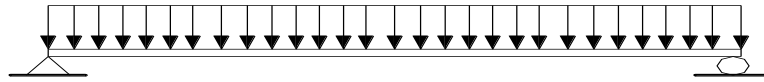
Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$M_{TRUCK} = 1246,60 \text{ kN-m.}$

b).-Sobrecarga Distribuida .

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$M_{\text{LANE}} = 444,31 \text{ kN-m.}$$

Momento Factorado por Impacto de la Sobrecarga Vehicular :

$$M_{\text{LL+IM}} = 1.33M_{\text{TRUCK}} + M_{\text{LANE}}$$

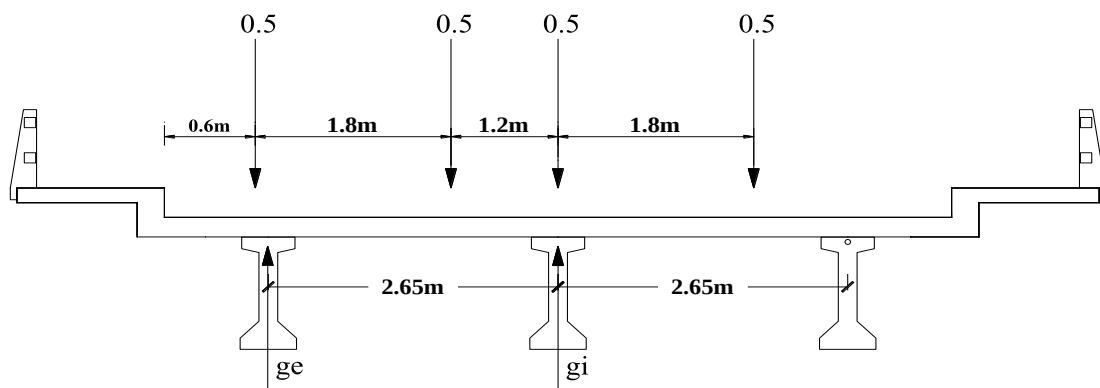
$$M_{\text{LL+IM}} = 2102,29 \text{ kN-m.}$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA:

Factores de Distribución Para Momentos.

PARA VIGAS EXTERIORES.

Ley de momentos



$$g_e = 0,73$$

factor de presencia múltiple $m=1.2$

$$g = 1,2 \cdot g_e = 0,87$$

Para dos o mas Carriles de Diseño Cargados:

$$g = e \cdot g_{int} =$$

$$d_e = 772 \text{ mm}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} = 1,05$$

$$g_{int} = 0,54$$

$$g = e \cdot g_{int} = 0,57$$

Se escoge el mayor entre los dos.

$g_{vi} =$	0,57
------------	-------------

Momento Factorado.

Para vigas exteriores:

$$M_{LL+IM(VE)} = M_{LL+IM} \cdot mg_{ve} \quad \text{Entonces:}$$

$M_{LL+IM(VE)} =$	1194,16 kN-m.
-------------------	----------------------

Resumen de momentos flectores y criterios LRFD

M_{LL+IM}	1194,16 kN-m.
M_{DC}	830,47 kN-m.
M_{DW}	456,29 kN-m.

Momentos Positivos por Cargas

carga	M(+)Kg-m	γ	
		resistencia	servicio I
DC	830,47 kN-m.	1,25	1
DW	456,29 kN-m.	1,5	1
LL+IM	1194,16 kN-m.	1,75	1

Resistencia I $U = n(1,25DC + 1,5DW + 1,75(LL+IM))$

Servicio I $U = n(1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL+IM))$

Resistencia I

$M_u =$	3812,31 kN-m
Servicio I	$M_u =$
	2480,93 kN-m

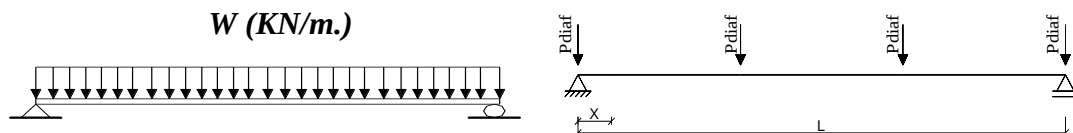
CALCULO DE LAS CORTANTES MAXIMAS.

Cortante de la Superestructura (DC)

Peso de la Superestructura:

$W_{DC} =$	17,35 kN/m.
------------	--------------------

$P_{diaf} =$	0,25 kN
--------------	----------------



Cortante de la Superestructura y diafragma:

$V_{DC} =$	170,08 kN
------------	------------------

Superficie de Rodadura (DW) :

Peso de la Superficie de Rodadura

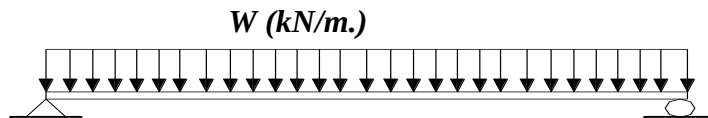
$$W_{DW} = 2,26 \text{ kN/m.}$$

Cortante de la Superficie de Rodadura

$$V_{DW} = 22,08 \text{ kN}$$

Cargas distribuidas acera y barandado (DW)

$$\begin{aligned} W_{ac} &= 5,57 \text{ kN/m} \\ W_{bar} &= 1,73 \text{ kN/m} \\ W_{DW} &= 7,29 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



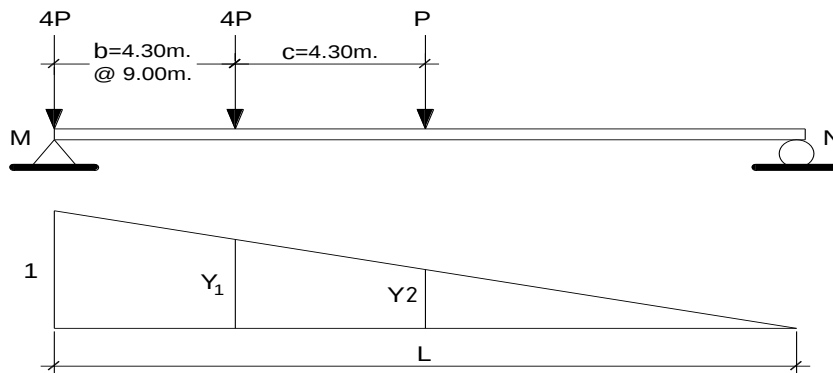
$$V_{DW} = \frac{W_{DC} * l}{2} = 71,27 \text{ kN}$$

$$V_{DW} = 93,36 \text{ kN}$$

Cortante Por Sobrecarga Vehicular (LL) :

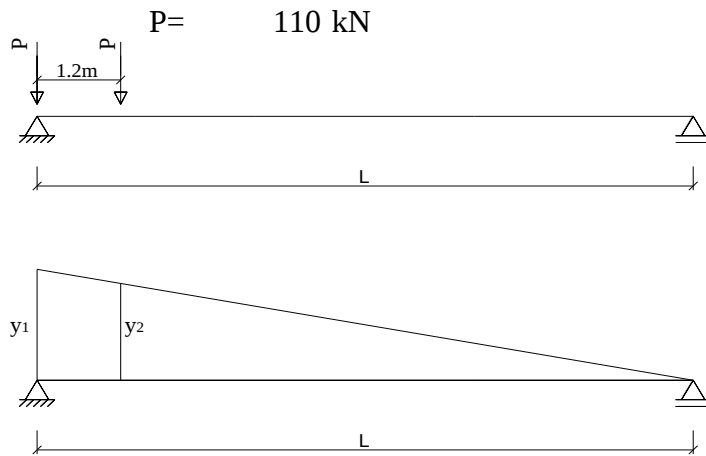
a).-Camión de Diseño HL-93 (Truck).

Se considera Efectos Dinámicos para esta carga.



$$V_{TRUCK} = 278,78 \text{ kN}$$

a).-Camión de Diseño Tandem

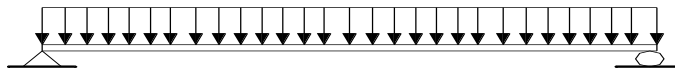


$$V_{\text{TRUCK}} = 213,25 \text{ kN}$$

b).-Sobrecarga Distribuida (Lane).

No se considera Efectos Dinámicos para esta carga.

$$W = 9,30 \text{ kN/m.}$$



$$V = \frac{WL}{2}$$

$$V_{\text{LANE}} = 90,91 \text{ kN}$$

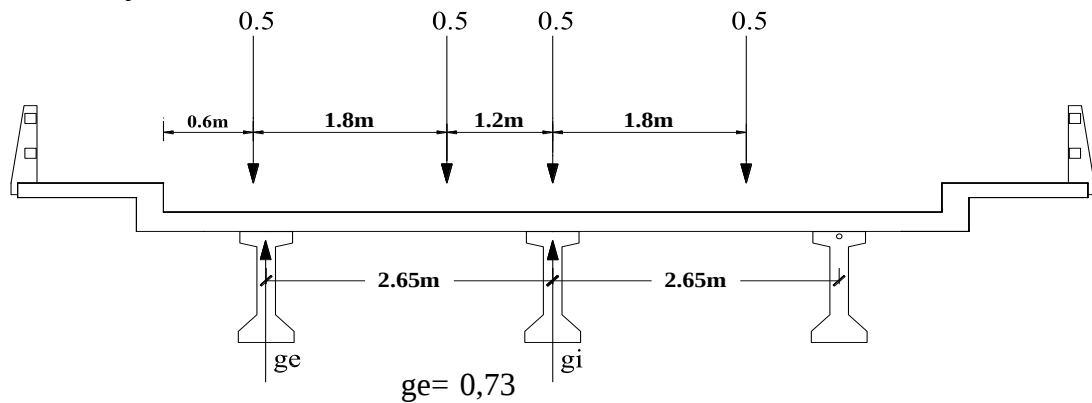
La Cortante amplificada de la sobrecarga vehicular será:

$$V_{\text{LL+IM}} = 1.33V_{\text{TRUCK}} + V_{\text{LANE}}$$

$$V_{\text{LL+IM}} = 461,68 \text{ kN}$$

**Factores de Distribución Para Corte.
PARA VIGAS EXTERIORES.**

Ley de momentos



$$g_e = 0,73$$

factor de presencia múltiple $m=1.2$

$$g = 1,2 \cdot g_e = 0,87$$

Para dos Carriles de Diseño Cargado:

$$g = e g_{interior} \quad d_e = 772 \text{ mm}$$

$$g_{int} = 0,71$$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000} = \boxed{e = 0,86}$$

$$\boxed{g_{ve} = 0,61}$$

Se escoge el mayor entre los dos.

$$\boxed{g_{ve} = 0,61}$$

Cortante Factorado

Para vigas exteriores

$$V_{LL+IM (VE)} = V_{LL+IM} \cdot m g_{ve}$$

Entonces :

$$\boxed{V_{LL+IM (UVE)} = 280,51 \text{ kN}}$$

Resumen:

V_{LL+IM}	280,51 kN
V_{DC}	170,08 kN
V_{DW}	93,36 kN

Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$V_u = n [1.25 V_{DC} + 1.50 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 843,53 \text{ kN}$$

DISEÑO VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

Datos

Propiedades geometricas ; t= 0 stadio 2

f'c=	35 N/mm ²
Lp=	20 m
L=	19,55 m
A=	361416 mm ²
ȳ=	515 mm
c1=	629 mm
c2=	515 mm
Io=	5,23E+10 mm ⁴
η=	0,90
eo=	415 mm

Propiedades geometricas ; t= 0 stadio 4

A∞=	646823 mm ²
ȳ∞=	832 mm
c1∞=	492 mm
c2∞=	832 mm
I∞=	1,35E+11 mm ⁴
e∞=	732 mm

Cargas

qo=	8,7	kN/m
-----	-----	------

Momentos

Mo=	414,4	kN-m
Mlosa=	414,5	kN-m
Mdiaf=	1,62	kN-m
Maces=	348,4	kN-m
Masf=	107,9	kN-m
MLL+IM	1194,2	kN-m

Momento Total

Mt=	2480,9	kN-m
-----	--------	------

f'ci=	24,5 N/mm ²
f'c=	35 N/mm ²

Esfuerzos Admisibles

Notacion SI

$$f_{ti} = 0,25 * \sqrt{f'_{ci}} = 1,237 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ci} = 0,60 * f'_{ci} = -14,700 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ts} = 0,50 * \sqrt{f'_c} = 2,958 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cs} = 0,45 * f'_c = -15,750 \text{ N/mm}^2$$

Fuerza de Pretensado Inicial t=0 (estadio 2)

$$P_o \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_o * c_{10}}{I_o}}{\frac{e_o c_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}}$$

$$f1_o \quad P_o \leq 2797,05 \text{ kN}$$

$$P_o \leq \frac{f_{ci} + \frac{M_o * c_{20}}{I_o}}{\frac{e_o c_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}}$$

$$f2_o \quad P_o \leq 2739,76 \text{ kN}$$

t=∞ (estadio 4)

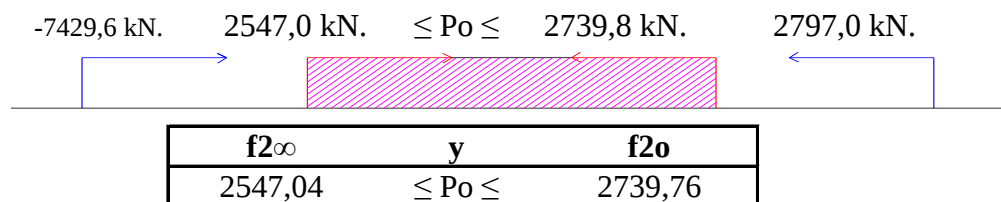
$$P_o \geq \frac{f_{cs} + \frac{M_t * c_{1\infty}}{I_\infty}}{\frac{e_\infty c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}}$$

$$f1_\infty \quad P_o \geq -7429,55 \text{ kN}$$

$$P_o \geq \frac{f_{ts} + \frac{M_t * c_{2\infty}}{I_\infty}}{\frac{e_\infty c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}}$$

$$f2_\infty \quad P_o \geq 2547,04 \text{ kN}$$

Conjunto Solucion



El acero de pretensado puede tesar a un máximo de 0.74 f_{pu} , dando como valor máximo de tensión : G 270

$$f_{pu} = 1861,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ps} = 1377,6 \text{ N/mm}^2$$

Fuerza de Pretensado Inicial P_i y Numero de Torones Torón Grado 270 de 0.5" de diámetro

Area T 0,5"=	0,987	cm ²		
Aac=	19,74	cm ²		
0.74 * f_{pu} =	1377,57	N/mm ²	18,73	$\leq N_{ro} \leq 20,15$
Fuerza 1Torón 0,5"=	135,97	kN	19,00	$\leq N_{ro} \leq 21,00$
Nº Torones =	20		Po = 2719	kN
Tomamos :			Po= 277	ton
2 vainas de		10 torones	cada una	
		Po=	277200	ton

Verificacion de Esfuerzos

Esfuerzos Solicitantes por P_i vs Admisibles:

t = 0 **Esf. Solicitantes** **Esf. Admisibles**

$$f_{10} = -\frac{M_0 C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{10} = 1,06 \text{ N/mm}^2 \leq 1,24 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

$$f_{20} = +\frac{M_0 C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

$$f_{20} = -14,56 \text{ N/mm}^2 \geq -14,70 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

t = ∞ **Esf. Solicitantes** **Esf. Admisibles**

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$f_{1\infty} = -6,30 \text{ N/mm}^2 \geq -15,75 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

$$f_{2\infty} = +\frac{M_T C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} \geq f_{ts}$$

$$f_{2\infty}: 0,47 \text{ N/mm}^2 \leq 2,96 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

Trayectoria del Cable.

Resumen de datos:

L =	19,55	m.	Área0 =	361415,5	mm ²
Po =	2719	kN	c1 =	628,9	mm
qo =	8,67	kN-m	c2 =	515,1	mm
qT=	51,93	kN-m	Inercia =	5,23E+10	mm ⁴
f'c=	35	N/mm ²	η=	0,9	
f'ci=	24,5	N/mm ²			

Ecuación del Momento Flector.

$$M_{0(x)} = \frac{Q_0 * L * x}{2} - \frac{Q_0 * x^2}{2}$$

$$M_{T(x)} = \frac{Q_{Total} * L * x}{2} - \frac{Q_{Total} * x^2}{2}$$

Inecuaciones para la Estimacion de la Exentricidad.

Para t = 0

$$f_{10}: e_x \leq \frac{f_{ti} \cdot I_0}{P_0 C_{10}} + \frac{I_0}{C_{10} \cdot A_0} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

$$f_{20}: e_x \leq -\frac{f_{ci} \cdot I_0}{P_0 C_{20}} - \frac{I_0}{C_{20} \cdot A_0} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

Para t = ∞.

$$f_{1\infty} \quad e_x \geq \frac{f_{CS} \cdot I_\infty}{n \cdot P_0 C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{C_{1\infty} \cdot A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{n \cdot P_0}$$

$$f_{2\infty} \quad e_x \geq \frac{f_{tS} \cdot I_\infty}{n \cdot P_0 C_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{C_{2\infty} \cdot A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{n \cdot P_0}$$

Variación de la exentricidad.

L=	20	m	Po=	2719	kN
NºT.=	20		η=	0,90	
x=	1	m			
fti=	1,24	N/mm ²			
fci=	-14,70	N/mm ²			

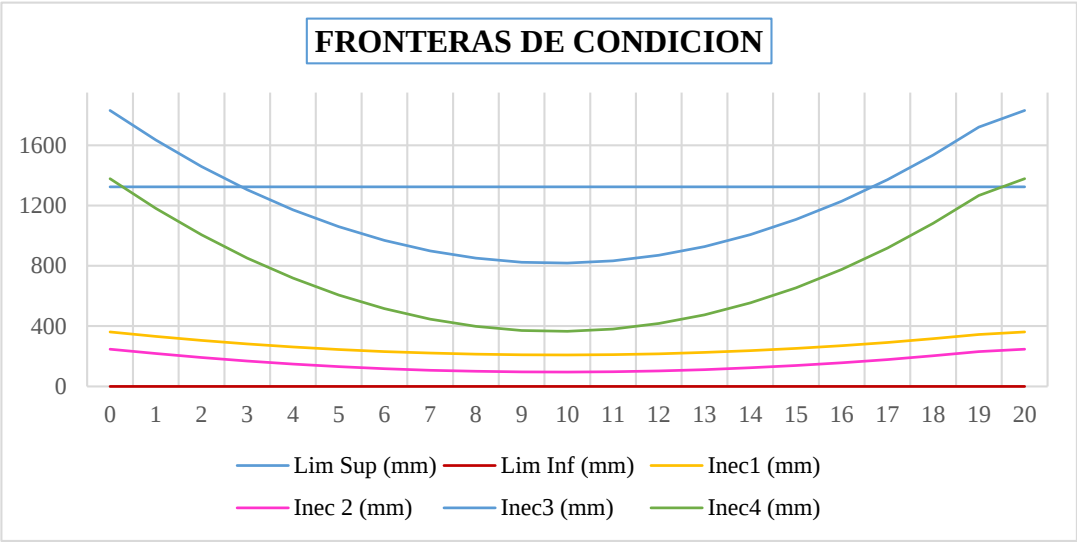
fts= 2,96 N/mm²
fcs= -15,75 N/mm²

x	Mo	Mt	e1o :	e2o :	e1∞ :	e2∞ :
m	kN-m	kN-m	mm	mm	mm	mm
0	0	0	268	268	-1340	-446
1	80	482	298	298	-1143	-249
2	152	911	324	324	-967	-73
3	215	1289	347	347	-813	81
4	270	1615	367	367	-680	214
5	316	1889	384	384	-568	326
6	353	2111	398	398	-477	417
7	381	2281	408	408	-408	486
8	401	2399	415	415	-359	534
9	412	2465	419	419	-332	561
10	414	2480	420	420	-327	567
11	408	2442	418	418	-342	552
12	393	2352	413	412	-379	515
13	369	2211	404	404	-436	457
14	337	2017	392	392	-515	378
15	296	1772	377	377	-616	278
16	246	1475	359	359	-737	157
17	188	1126	337	337	-880	14
18	121	724	313	312	-1044	-150
19	45	271	285	285	-1229	-335
20	0	0	268	268	-1340	-446

Puntos de la posicion de las fronteras de condicion

Lim Sup	Lim Inf	Inec1	Inec 2	Inec3	Inec4
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1324	0	361	247	1831	1378
1324	0	331	218	1635	1181
1324	0	305	191	1459	1006
1324	0	282	168	1305	851
1324	0	262	148	1172	718
1324	0	245	131	1060	606
1324	0	231	117	969	516
1324	0	221	107	899	446
1324	0	213	100	851	398
1324	0	209	96	824	371
1324	0	208	95	818	365

1324	0	211	97	834	380
1324	0	216	103	870	417
1324	0	225	111	928	475
1324	0	237	123	1007	554
1324	0	252	138	1107	654
1324	0	270	157	1229	776
1324	0	292	178	1372	918
1324	0	316	203	1535	1082
1324	0	344	230	1721	1267
1324	0	361	247	1831	1378



Sistema de Pretensado Protende

Tipo	Placa	Funil	Bloco de Ancoragem		Fretagem (Aço CA-25)			
	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm
4 MTC 12.7	150	200	100	45	200	50	140	10
6 MTC 12.7	180	200	120	50	200	50	170	10
7 MTC 12.7	190	200	127	50	250	50	180	10
8 MTC 12.7	210	250	139	50	300	50	190	10
9 MTC 12.7	220	250	152	55	300	50	200	10
10 MTC 12.7	240	250	165	55	300	50	220	10
12 MTC 12.7	240	250	165	55	350	50	220	12
15 MTC 12.7	290	300	197	60	350	50	270	12
19 MTC 12.7	320	300	215	60	400	50	290	12
22 MTC 12.7	350	300	235	60	450	60	320	16
27 MTC 12.7	400	430	267	75	600	70	410	20
31 MTC 12.7	420	430	279	85	600	70	430	20
4 MTC 15.2	170	200	110	50	200	50	160	10
6 MTC 15.2	210	250	140	55	300	50	190	10
7 MTC 15.2	230	250	146	55	350	50	210	12
9 MTC 15.2	260	250	175	60	350	50	240	12
12 MTC 15.2	300	250	197	60	400	50	280	12
15 MTC 15.2	340	300	222	60	450	50	310	12
19 MTC 15.2	380	300	247	70	500	50	350	16
22 MTC 15.2	420	350	267	75	600	70	430	20
27 MTC 15.2	450	370	292	85	650	70	470	20

Ecuacion de la Trayectoria del Cable 2.**Pto. Apoyo 1** 894 mm**Centro Luz** 165 mm**Pto. Apoyo 2** 894 mm**Ecuacion de la Trayectoria de la Vaina.**

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

$$A = 0,00000729 \text{ x}^2$$

$$B = -0,146 \text{ x}$$

$$C = 894$$

Para la Vaina 1 en el alma**Pto. Apoyo 1** 494 mm**Centro Luz** 100 mm**Pto. Apoyo 2** 494 mm**Ecuacion de la Trayectoria de la Vaina.**

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

$$A = 0,00000394 \text{ x}^2$$

$$B = -0,0788 \text{ x}$$

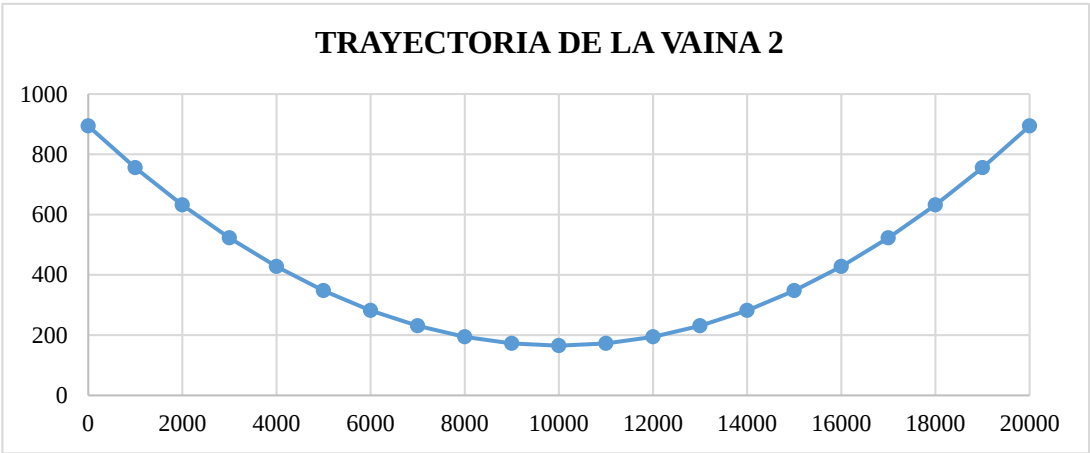
$$C = 494$$

Coordenadas de las Vaina

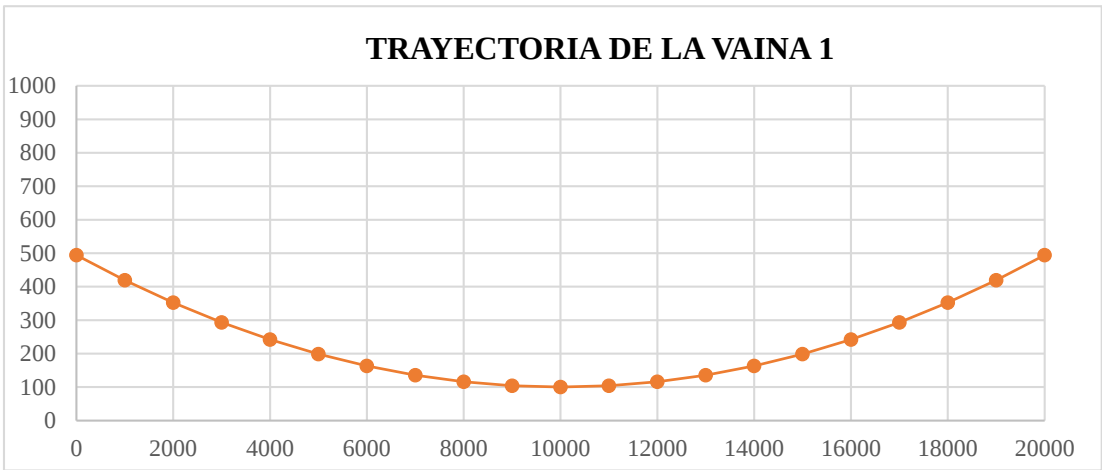
$$y = Ax^2 + Bx + C$$

x	mm	Vaina 2 (y)(mm)	Vaina 1 (y)(mm)
X0	0	894	494
X1	1000	755	419
X2	2000	632	352
X3	3000	522	293
X4	4000	427	242
X5	5000	347	199
X6	6000	282	163
X7	7000	231	135
X8	8000	194	116
X9	9000	172	104
X10	10000	165	100
X11	11000	172	104
X12	12000	194	116
X13	13000	231	135
X14	14000	282	163
X15	15000	347	199
X16	16000	427	242
X17	17000	522	293
X18	18000	632	352
X19	19000	755	419
X20	20000	894	494

Trayectoria de la vaina 2



Trayectoria de la Vaina 1



CALCULO PERDIDAS INSTANTANEAS Y DIFERIDAS

Perdidas Instantaneas

1.- Perdida por Friccion

$$P_{px} = P_{pj} \cdot e^{-(K \cdot l_{px} + \mu_p \cdot \alpha_{px})}$$

Cuando: $(k * l_{px} + u_p * \alpha_{px}) \leq 0.30$

$$P_{px} = \frac{P_{pj}}{1 + k * l_x + \mu * \alpha}$$

Datos:

$$\begin{aligned} L &= 19,55 \text{ m} \\ e &= 415,15 \text{ mm} \\ P_x &= 2719 \text{ kN} \\ l_x &= 9,775 \text{ m} \end{aligned}$$

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,3

K= 6,6E-07 coeficiente por deformación no intencional del ducto
 $\mu_p = 0,25$ coeficiente por curvatura vaina metálica galvanizada

Ecuacion de la Parábola (**CABLE**)

$$Y = Ax^2 + Bx + C \quad 0$$

$$A = 0,00000729 \text{ x}^2$$

$$B = -0,1458 \text{ x}$$

$$C = 894$$

Perdida del tendon 1

$$\alpha = \frac{dE}{dx}$$

sección	A	B	C	unidades
x	0	9,775	19,6	m
α	0	0,145	0,198	rad
$kl + \mu\alpha$	0	0,043	0,062	-
$P_{px} =$	2719	2608,1	2559,4	kN
% perdida	0,00	4,09	5,88	%

Perdida en el tendón 2

$$Y = Ax^2 + Bx + C$$

$$A = 0,00000394 \quad x^2$$

$$B = -0,0788 \quad x$$

$$C = 494$$

$$P_{px} = 1360 \quad \text{kN}$$

sección	A	B	C	unidades
x	0	9,775	19,6	m
α	0	0,079	0,255	rad
$kl + \mu\alpha$	0	0,026	0,077	*
$P_{px} =$	1360	1325,1	1263,0	kg
% perdida	0,00	2,54	7,11	%

2.- Perdida por Deslizamiento en los Anclajes

Datos

$$P_o = 2719 \text{ kN}$$

$$L = 19550 \text{ mm}$$

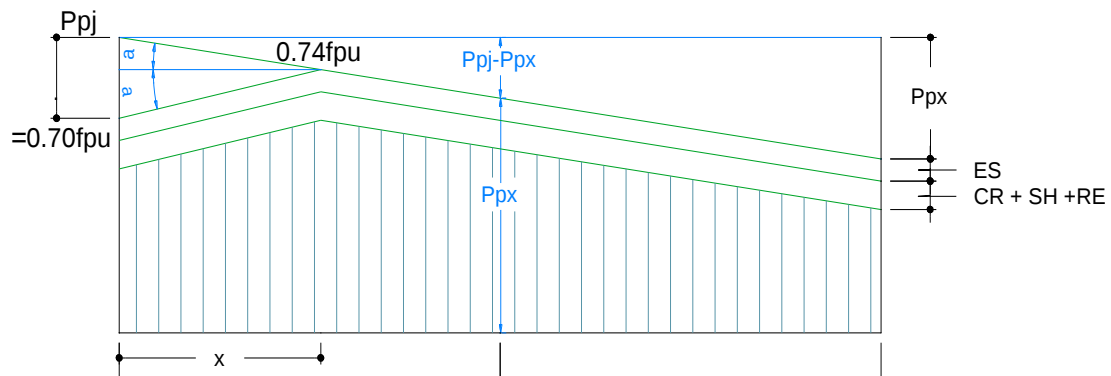
$$E_s = 193000 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta L = 6 \text{ mm}$$

$$A_{ac} = 19,740 \text{ cm}^2$$

$$\Delta f_{s, \text{deslizamiento}} = \frac{\Delta L}{L} * E_s$$

$\Delta f_s = 59,233 \text{ N/mm}^2$ $\% \text{Perdida} = 4,30 \%$



$$x = \frac{\Delta f_s * L}{2 * P_{px}} = 447 \text{ mm}$$

3.- Perdida por Acortamiento Elastico del Hormigon

Datos

Pi=	2447	kN	Kcir=	1	E.Postesados
Es=	193000	N/mm ²	Kcir=	0,9	E.pretensados
Ec=	23168	N/mm ²			
As=	0,987	cm ²	Kes=	1	E.pretensados
√ro torones	20		Kes=	0,5	E.Postesados
fc=	123,98	N/mm ²			
lro vainas=	2				
Io=	5,23E+10	mm ⁴			
A=	361416	mm ²			
Mo=	414,40	kN-m			
e=	415	mm			

$$n = \frac{Es}{Ec} = 8,3$$

$$f_{cir} = \frac{Mo * e}{I} - \left(\frac{Po * e^2}{I} + \frac{Po}{A} \right) * K_{cir} = -11,5 \text{ N/mm}^2$$

$$ES = Kes * Es * \frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 48,1 \text{ N/mm}^2$$

%Perdida=	3,49	%
%Perdida=	1,75	% <i>por vaina</i>

PERDIDAS DIFERIDAS

4.- Fluencia Lenta del Hormigon (CR)

Datos

A=	361416	mm ²	Kcr=	2	<i>pretensados</i>
Aac=	19,74	mm ²	Kcr=	1,6	<i>postesados</i>
Pi=	2447,39	kN			
Mo=	414,40	kN-m	Kcir=	1	<i>E.Postesados</i>
Mt=	2480,93	kN-m	Kcir=	0,9	<i>E.pretensados</i>
e=	415,149	cm			
Io=	5,23E+10	mm ⁴			
Es=	193000	N/mm ²			
Ec=	23168	N/mm ²			

$$f_{cir} = \frac{Mo * e}{I} - \left(\frac{Po * e^2}{I} + \frac{Po}{A} \right) * K_{cir} = -11,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cds} = \frac{M_t * e}{I} = 34,7 \text{ N/mm}^2$$

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) = 309,0 \text{ N/mm}^2$$

%perdida= 0,22 %

5.- Perdidas por Contraccion del Hormigon (SH)

$$SH = 8.2 * 10^{-6} k_{sh} E_s \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

Ksh= 1.0 para elementos pretensados

Ksh= para elementos postesados se toma de la siguiente tabla:

Tiempo, dias	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,5

Tabla para RH

Ambiente	Humedad Relativa	
	(RH) media	
En aire muy Humedo	90	%
En general al aire libre	70	%
En aire seco (p.e. en ambientes interiores secos)	50	%

Perimetro= 7193 mm

Es= 193000 N/mm²

Ac= 361416 mm²

Aac= 19,74 mm²

V/S= 50,25 mm

RH= 75 % para Bermejo

P= 2719,33 kN

Tiempo dias	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45
SH	73,3	67,8	63,8	61,4	58,2	51,0	46,2	35,9
% perdida	0,053	0,049	0,046	0,045	0,042	0,037	0,034	####

6.-Perdida por Relajacion de Los Cables (RE)

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

Tipo de Cable	Kre(psi)	J
Cordon o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20	0,15
Cordon o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18,5	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 o 235	17,6	0,13
Cordon de baja Relajacion Grado 270	5000	0,04
Alambre de baja relajacion Grado 250	4630	0,037
Alambre de baja relajacion Grado 240 o 235	4400	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 o 160	6000	0,05

Valores de C

fpi/fpu	Cordon o Alambre aliviado de tensiones			Barra aliviada de tensiones, o cable de baja relajacion		
0,80					1,28	
0,79					1,22	
0,78					1,16	
0,77					1,11	
0,76					1,05	
0,75		1,45			1,00	
0,74		1,36			0,95	
0,73		1,27			0,90	
0,72		1,18			0,85	
0,71		1,09			0,80	
0,70		1,00			0,75	
0,69		0,94			0,70	
0,68		0,89			0,66	
0,67		0,83			0,61	
0,66		0,78			0,57	
0,65		0,73			0,53	
0,64		0,68			0,49	
0,63		0,63			0,45	
0,62		0,58			0,41	
0,61		0,53			0,37	
0,60		0,49			0,33	

Datos:

SH= 61,4 N/mm²
 CR= 309,0 N/mm²
 ES= 48 N/mm²
 P= 2719,3 kN
 Aac= 19,74 mm²
 C= 0,95
 Kre= 350 N/mm²
 J= 0,04

RE= 316,60 N/mm ²

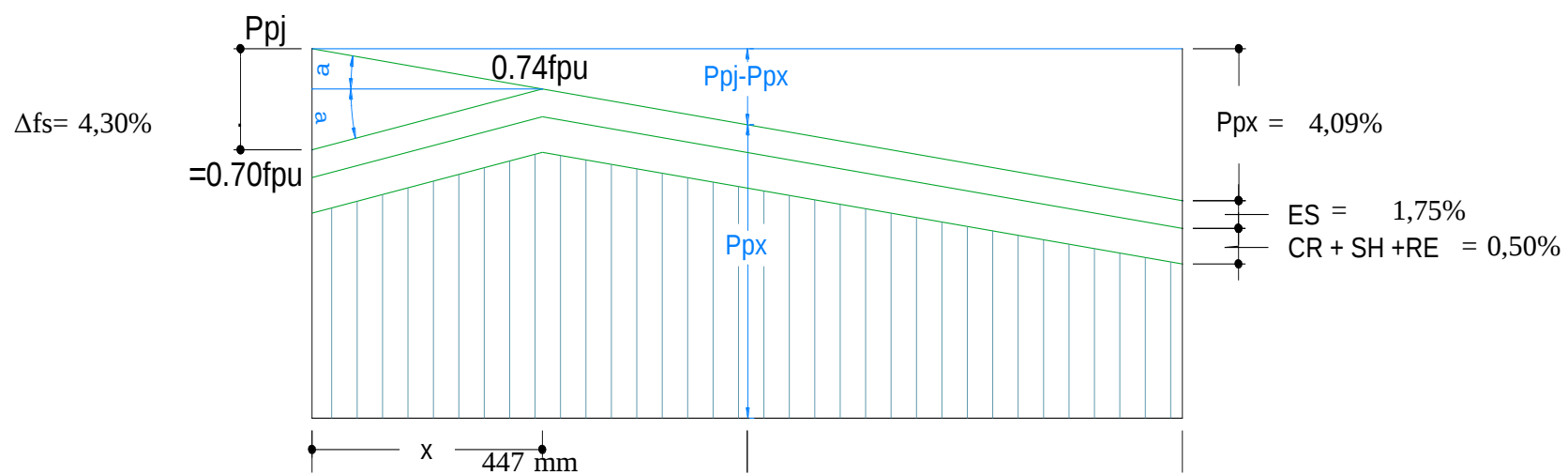
%perdida= 0,23 %

Resumen de las Perdidas de preesforzado

Perdidas de Pretensado	%
Friccion	4,09
Acuñamiento	4,30
ES	1,75
CR	0,22
SH	0,04
RE	0,23
TOTAL	10,00

η estimado = 90 %

DIAGRAMA DE PERDIDAS (%)



Calculo de la Fuerza de Pretensado Efectiva

$$P_o = 2719,33 \text{ kN}$$
$$\eta_{\text{estimado}} = 0,90$$

$$P_e = \eta * P_o$$

$$P_e = 2447 \text{ kN}$$

Diseño al Corte de la Viga

Datos:

$$\begin{aligned} A_c &= 646823 \text{ mm}^2 \\ h &= 1324 \text{ mm} \\ b_w &= 178 \text{ mm} \\ L &= 19550 \text{ mm} \\ e &= 732,34 \text{ mm} \\ c_2 &= 832 \text{ mm} \\ I_o &= 134723166836 \text{ mm}^4 \\ y_t &= 832 \text{ mm} \\ q_o &= 8,67 \text{ kN/m} \\ q_d &= 18,26 \text{ kN/m} \\ q_L &= 25,00 \text{ kN/m} \\ M_o \text{ max} &= 414,40 \text{ kN-m} \\ M_d \text{ max} &= 872,36 \text{ kN-m} \\ M_L \text{ max} &= 1194,16 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = (V_c + V_s) * \phi$$

Calculo de Vci

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{\text{max}}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{7} * b_w * d$$

$$\begin{aligned} f'_c &= 35 \text{ Mpa} \\ b_w &= 178 \text{ mm} \\ d_p &= 1059,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_d = \frac{q_o * L}{2} - q_o \left(\frac{h}{2} \right)$$

$$V_d = 170,08 \text{ kN}$$

$$V_i = 630,93 \text{ kN}$$

Resistencia I $U=n(1,25DC+1,5DW+1,75(LL+IM))$

$$\text{Si: } x = \frac{h}{2} = 662,0 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 3812,31 \text{ kN-m}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \left(\frac{\sqrt{f'c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$f_{pe} = \left| \frac{-(Pe * e_1)c^2}{I} - \frac{Pe}{A} \right|$$

$$f_{pe} = 14,86 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \left| \frac{M_o * c^2}{I} \right|$$

Calculo de Mo en la seccion analizada

$$V = 84,79 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 79,05 \text{ kN}$$

$$M_o \max = 54,23 \text{ kN-m}$$

$$f_d = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cre} = 3308,11 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 56488 \text{ kN} \geq 1593,91 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1594$$

Calculo de Vcw

$$V_{cw} = 0.3(\sqrt{f'c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

el eje centroidal se encuentra en el ala:

$$f_{pc} = \left| - \frac{Pe}{A} \right|$$

$$Pe = 2447,39 \text{ kN}$$

$$A = 646823 \text{ mm}^2$$

$$f_{pc} = 3,784 \text{ N/mm}^2$$

Ecuacion de la Parábola (CABLE)

$$\begin{aligned}
 f'c &= 35 & \text{Mpa} \\
 bw &= 178 & \text{mm} \\
 dp &= 1059,2 & \text{mm} \\
 h &= 1324 & \text{mm} \\
 L &= 19550 & \text{mm} \\
 Pe &= 2447 & \text{kN} \\
 E &= Ax^2 + Bx + C \\
 A &= 0,00000729 & x^2 \\
 B &= -0,1458 & x \\
 C &= 894
 \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{dE}{dx}$$

sección	A	B	C	D	unidades
x	0,00	9,78	18,89	19,55	m
a	0,00	0,15	0,15	0,15	*

$$Vp = Pe * \text{sen } \alpha$$

$$\begin{aligned}
 \Delta L &= 9,113 & \text{m} \\
 \text{Pend} &= 14,57 \\
 Pe &= 2446 & \text{kN} \\
 Vp &= 354,71 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{cw} = 352,24 \text{ kN}$$

$$V_c = 352,24 \text{ kN}$$

$$Vu = 1.2 * V_o + 1.2 * V_D + 1.6 * V_L$$

$$\begin{aligned}
 V_o &= 280,51 \text{ kN} \\
 V_d &= 170,08 \text{ kN} \\
 V_l &= 93,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Vu = 755,11 \text{ kN}$$

$$Vs \geq \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$Vs = 536,12 \text{ kN}$

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) S}{\phi * f_{yt} * d}$$

1059,2

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

diametro

si el espaciamiento es $S = c / 20 \text{ cm}$

$A_v = 241 \text{ mm}^2$ diametro = 12 mm

Si: $\phi = 12 \text{ mm}$

$A_v = 122,5$ 2 piernas

$A_v = 245,0 \text{ mm}^2$

$$S \leq \frac{\phi * A_v * f_{yt} * d}{(V_u - \phi V_c)}$$

$f_{yt} = 420 \text{ Mpa}$

$S = 20,0 \text{ cm}$

Verificación a la flexión en estado límite de resistencia: Calculo de armadura

Calculo del preesfuerzo efectivo:

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_{ps}}$$

Donde:

P_e = Es la fuerza de pretensado efectivo (después de las perdidas)

$P_e =$	2719,33	kN	
$A_{ps} =$	3948	mm ²	Area de pretensado
$f_{pe} =$	688,8	N/mm ²	

Garantizar la ruptura por alargamiento del acero:

Para utilizar las ecuaciones se debe cumplir con la siguiente condición:

$$f_{pe} > 0.5 \cdot f_{pu}$$

Si	$f_{pe} < 0,5 f_{pu}$	No se garantiza la ruptura por alargamiento
Si	$f_{pe} > 0,5 f_{pu}$	Se inicia el proceso de calculo

$$f_{pu} = 1861,5838 \text{ N/mm}^2$$

$$0,5 \cdot f_{pu} = 930,7919 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Comparando: } 688,8 < 930,79$$

No se produce la ruptura por alargamiento

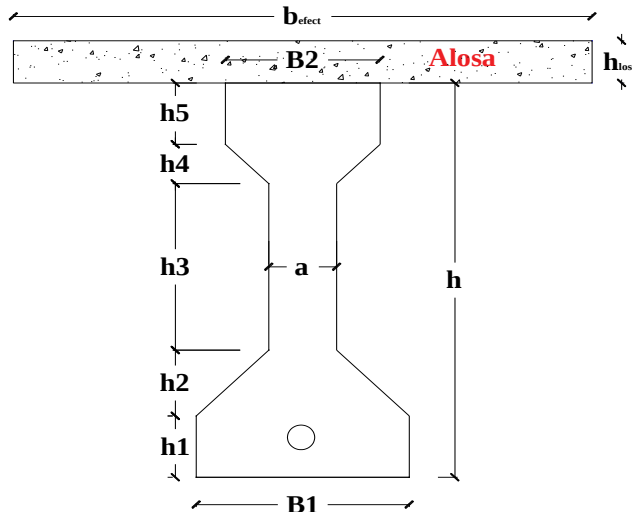
Cuantia del acero de pretensado

$$\rho_e = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$$

Donde:

b = Es el ancho de la sección en la cara de compresión (fibra superior)

d_p = Distancia entre la fibra mas comprimida al centro de gravedad de la armadura de pretensado



Para nuestra viga:

$b =$	178	mm
$d_p =$	1224	mm

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = 0,01812$$

Para nuestra viga:

$$\begin{aligned}\gamma_p &= 0,28 & (\text{Para torones de baja relajación}) \\ \beta_1 &= 0,82 & (\text{Para } f'_c > 35 \text{ N/mm}^2) \\ b_w &= 178,00 & \text{ mm} \\ d_p &= 1224 & \text{ mm} \\ \rho_p &= 0,01812 \\ f'_c &= 35 & \text{ N/mm}^2 \\ f_y &= 420 & \text{ N/mm}^2 \\ d &= 1192 & \text{ mm} \\ \Phi &= 0,85\end{aligned}$$

Cálculo del Momento Ultimo (Mu):

Según el análisis realizado para el proyecto, la combinación de cargas mas desfavorable es la que corresponde al estado con los siguientes factores de carga:

$$Mu = 1,25(M_D) + 1,50(M_{DW}) + 1,75 M_{LL+IM}$$

$$\begin{aligned}M_o &= 830,47493 \text{ kN-m} \\ M_D &= 456,28575 \text{ kN-m} \\ M_L &= 1194,1644 \text{ kN-m} \\ Mu &= 3812,3 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

Calculo del esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión "fps" y As.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\frac{A_{ps} f_{pu}}{d_p b f'_c} + \frac{A_s f_y}{d_p b f'_c} \right) \right]$$

Profundidad del bloque de compresiones

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{0,85 b f'_c}$$

Momento nominal

$$Mu = \Phi M_n$$

$$\frac{Mu}{\Phi} = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}a &= 465,6 \text{ mm} \\ f_{ps} &= 1248,9 \text{ N/mm}^2 \\ M_n &= 4887,5 \text{ kN-m} > Mu = 3812,3 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

No se requiere acero de refuerzo en tracción adicional.

Calculo de la armadura mínima

$$A_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} db \geq \frac{1,4bd}{f_y}$$

$$A_{min} = 746,922 \text{ mm}^2 \geq 707,02 \text{ mm}^2$$

Se utilizará aceros de :

$$\begin{aligned} \phi &= 16 \text{ mm} \\ A &= 201 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\# \text{ de barras} = 4$$

ARMADURA POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA:

Para la viga de H°P°

$$\begin{aligned} A_g &= 361416 \text{ mm}^2 \\ P &= 3505 \text{ mm} \\ f_y &= 420 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La AASHTO 2007 en su Art. 5.10.8, define el área de armadura a distribuir en todo el perímetro:

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y} = 645 \text{ mm}^2$$

ϕ	Area	N°	s
(mm)	mm ²	Barras	cm
6	31,7	21,0	17
8	49,5	14,0	25
10	71,3	10,0	35
13	126,7	6,0	58

Se adopta: ϕ 8 mm. c/ 25 cm

ITEM – 01

INSTALACIÓN DE FAENAS

1. DESCRIPCIÓN.

Este ítem comprende todos los trabajos preparatorios, previos a la iniciación de las obras, tales como la movilización y desmovilización del personal, material, herramientas y equipo, además de las instalaciones provisionales como ser el alquiler de habitaciones, galpones, depósitos, vivienda para sereno y otras facilidades que deberá construir el 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 la Gobernación Sección Bermejo.

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 las obras.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

El alquiler de habitaciones, depósitos, y otras 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:

-60% una vez concluidos los trabajos iniciales de Instalación de Faenas.

-40% cuando la Obra registre un avance del 50% del monto inicial contratado.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
01	Instalación de Faenas	Global

ITEM – 02

REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA

1. DESCRIPCIÓN.

Este ítem comprende los trabajos de ubicación de áreas destinadas a albergar la construcción del puente de hormigón armado.

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.

El replanteo de las fundaciones tanto aisladas como continuas, será realizado por el contratista con estricta sujeción a las dimensiones e indicaciones de los planos correspondientes.

El contratista demarcara toda el área en la que se deba realizar el movimiento de tierras de manera que posteriormente no existan dificultades para medir los volúmenes de tierra movida.

Preparado el terreno de acuerdo al nivel y rasante establecidos, el contratista procederá a ejecutar el estacado y colocación de caballetes a una distancia de 1.50 mt. De los bordes exteriores de las excavaciones que deban realizar.

Se deberá reponer en caso necesario las estacas y marcas requeridas para la medición de volúmenes de obra ejecutados.

Las dimensiones de las fundaciones se fijaran con alambre o lienzo firmemente tenso y unido mediante clavos fijados en los caballetes de madera sólidamente anclados en el terreno. Los lienzos serán dispuestos con escuadra y nivel a objeto de obtener un perfecto paralelismo entre las mismas, seguidamente los anchos de cimentación y/o el perímetro de las fundaciones aisladas se trazaran con yeso o cal.

El trazado deberá ser aprobado por escrito por el Supervisor con anterioridad a la iniciación de cualquier trabajo de excavación.

4. MEDICIÓN.

Este ítem se medirá en Global correspondiente al total de superficie construida.

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.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
02	Replanteo y Trazado de Obra	Global

ITEM – 03

LIMPIEZA DE TERRENO Y DESBROCE

1. DESCRIPCIÓN.

Este ítem contempla los trabajos de limpieza general y desbroce existentes en el lugar de construcción del puente. Todos los materiales y plantas que se encuentren en el área de trabajo deben ser retirados del sitio de construcción y trasladados en Volquetas hasta los lugares destinados para admitir dichos materiales excedentes

El contratista luego del proceso de Limpieza y desbroce pondrá a disposición de la Supervisión dicho trabajo, para su respectiva aprobación y la correspondiente iniciación de los trabajos de infraestructura y superestructura.

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 dada la orden de inicio de obra el Contratista procederá a la limpieza total o por tramos, para dejar el área de trabajo expedito de derrumbes y escombros, para proceder a la excavación de las fundaciones.

4. MEDICIÓN.

Este ítem se medirá en metros cuadrados (m²) para todo 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 metros cuadrados (m²), luego de concluido este ítem se procederá al resto de la construcción.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
03	Limpieza General	m ²

ITEM – 04

EXCAVACION COMUN (SUELO SEMIDURO)

1. DESCRIPCIÓN.

Este ítem comprende todas las operaciones necesarias de excavación, para dejar las áreas de trabajo en el nivel señalado en los planos y/o instrucciones del supervisor de obra.

Dichas operaciones consiste en extraer todo el material producto de la excavación por encima del señalado, de tal forma; de dejar el área lista para recibir el material de la otra fase o ítem.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

El contratista ejecutara este ítem, proporcionando todas herramientas y equipos necesarios, aceptándose la utilización de maquinaria si el contratista lo halla conveniente. Ello a su propio costo.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Se procederá a realizar la excavación de forma manual o con maquinaria adecuada, perfilándose la superficie, siguiendo la traza de los niveles señalados en los planos y/o instrucciones del supervisor de obra.

Se tomara la precaución de dejar una porción del material excavado, para el caso que sea necesario realizar algún relleno.

Los materiales sobrantes o rechazados de la excavación serán trasladados y acumulado en los lugares indicados por el supervisor de obra, aun cuando estuvieran fuera de los límites de la obra, para su posterior transporte a los botaderos establecidos, para el efecto; por las autoridades locales.

Se tendrá especial cuidado de no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a la cimentación y una vez terminadas se las limpiaran de toda tierra u otro material suelto.

4. MEDICIÓN.

Toda excavación será medida en metros cúbicos (m³), tomando en cuenta únicamente el volumen neto del trabajo ejecutado.

Correrá por cuenta del contratista cualquier volumen adicional que hubiera excavado para facilitar su trabajo o por cualquier otra causa no justificada y no aprobada debidamente por el supervisor de obra.

5. FORMA DE PAGO.

Este ítem ejecutado en todo de acuerdo con los planos y la presentes especificaciones, medido de acuerdo a los señalados y aprobado por el supervisor de obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
04	Excavación Común	m³

ITEM – 05

EXCAVACION CON AGOTAMIENTO

1. DESCRIPCIÓN.

Este ítem comprende todos los trabajos de excavación para la fundación de los estribos con maquinaria pesada, ejecutados en diferentes clases de terreno que estén por debajo del nivel freático y en las cuales se hace necesario utilizar entibados, tablestacas, ataguías y equipo de bombeo para agotar el agua. Las excavaciones deberán realizarse hasta las profundidades establecidas en los planos y de acuerdo en lo señalado en el formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

El contratista realizara los trabajos escritos empleando materiales, herramientas, maquinaria y equipo apropiados, previa aprobación del Supervisor de Obra.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Una vez que el replanteo de las fundaciones y la técnica a utilizar para excavar con agotamiento hubieran sido aprobados por el Supervisor de Obra, se podrá comienzo a las excavaciones correspondientes.

Se procederá al aflojamiento y extracción de los materiales en los lugares demarcados.

Los materiales que vayan a ser utilizados posteriormente para rellenar zanjas o excavaciones, se apilaran convenientemente a los lados de la misma, a una distancia

prudencial que no cause presiones sobre sus paredes.

Los materiales sobrantes de la excavación serán trasladados y acumulados en los lugares indicados por el Supervisor de Obra, aun cuando estuvieran fuera de los límites de la obra, para su posterior transporte a los botaderos establecidos, para el efecto, por las autoridades locales.

A medida que progrese la excavación se tendrá especial cuidado del comportamiento de paredes, a fin de evitar deslizamientos. Si esto sucediese no se podrá fundar sin antes limpiar completamente el material que pudiera llegar al fondo de la excavación.

Cuando las excavación demanden la construcción de entibados y apuntalamientos, éstos deberán ser proyectados por el contratista revisados y aprobados por el Supervisor de Obra. Esta aprobación no eximirá al Contratista de las responsabilidades que hubiera lugar en caso de fallar a las mismas.

Se tendrá especial cuidado de no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base al cimentación y una vez terminadas se las de toda tierra suelta.

Las zanjas o excavaciones terminadas, deberán presentar superficies sin irregularidades y tanto las paredes como el fondo tendrán las dimensiones indicadas en los planos.

En caso de utilizarse ataguías estas deben ser apropiadas y prácticamente impermeables en todos los lugares donde se encuentren capas freáticas situadas por encima de la cota de fundación. A pedido del Ingeniero, el contratista deberá presentar planos que indiquen el tipo de propuesto para la construcción de ataguías.

Por lo general, las dimensiones interiores de las ataguías deben ser tales que permitan el paso libre suficiente para la construcción de moldes y la inspección de sus lados exteriores, así como para permitir el bombeo de agua fuera de los moldes. Las ataguías que se inclinan a muevan lateralmente durante el proceso de hincado, deberán enderezarse o ampliarse para que proporcionen el espacio libre necesario.

Cuando se utilice encofrados pesados y se utilice su peso para anular parcialmente la presión hidrostática que actúa sobre la base de la fundación sellada con hormigón, se aplicara un anclaje especial tal como pasadores o cuñas, para transferir el peso total del encofrado al sellado de la fundación. Cuando tal sellado se efectuó debajo del agua las ataguías deberán tener ataduras al nivel del agua, según se ordene.

Las ataguías deberán construirse de manera que protejan el hormigón fresco contra el

daño que pudiera ocasionar una repentina creciente de la corriente, así como para evitar daños por erosión a la base de fundación. No deberá dejarse ningún arrostramiento ni apuntalamiento en las ataguías de modo que se extiendan hacia el interior del hormigón de la fundación, excepto cuando se tenga un permiso por escrito del Ingeniero.

Toda operación de bombeo que se permita desde el interior de una fundación, deberá efectuarse de modo que incluya la posibilidad de que alguna parte del hormigón pueda ser arrastrada por el agua. Cualquier bombeo que fuese necesario durante el vaciado del hormigón, o por un periodo de por lo menos 24 horas, deberá efectuarse desde una colectora apropiada que se encuentre fuera de los moldes del hormigón. El bombeo para desagotar una función sellada no se deberá comenzar hasta que el sello se encuentre suficientemente fraguado para resistir la presión hidrostática.

Al menos que fuese dispuesto de otro modo, los encofrados y ataguías con todas las tablestacas y apuntalamientos correspondientes, no deberán ser retirados por el contratista después de terminadas las infraestructuras. Dicha remoción deberá efectuarse de manera que no afecte ni dañe al hormigón terminado.

4. MEDICIÓN.

Las excavaciones serán medidas en metros cúbicos (m³), tomando en cuenta únicamente el volumen neto del trabajo ejecutado. Para el cómputo de los volúmenes se tomarán las dimensiones y profundidades indicadas en los planos y/o instrucciones escritas del Supervisor de Obra.

Correrá por cuenta del contratista cualquier volumen adicional que hubiera escavado para facilitar su trabajo o por cualquier otra causa no justificada y no aprobada debidamente por el Supervisor de Obra.

5. FORMA DE PAGO.

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será 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 las obras complementarias como ser

encofrados, entibados, tablestacas, ataguías y apuntalamientos, salvo el caso que se hubieran cotizado por separado en el formulario de presentación de propuestas o instrucciones expresas y debidamente justificadas por el Supervisor de Obra.

Asimismo deberá incluirse en el precio unitario el traslado y acumulación del material sobrante a los lugares indicados por el Supervisor de Obra, aunque estuviera fuera de los límites de la obra.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
05	Excavación con Agotamiento	m ³

ITEM – 06

HORMIGON POBRE DE NIVELACION

1. DESCRIPCIÓN.

Consiste en la colección de un hormigón con una relación 1:2:4 $f_{ck} = 110 \text{ kg/cm}^2$, 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 realizara una inyección para cubrir los vacíos que pueda tener.

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 del Fiscal de Obras.

4. MEDICIÓN.

El hormigón se medirá en metros cúbicos (m³) 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 ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
06	Hormigón Pobre de Nivelación	m ³

ITEM – 07 – 08

HORMIGON ARMADO PARA INFRAESTRUCTURA DE PUENTES

1. DESCRIPCIÓN.

Este Ítem consiste en la fabricación, encofrado, curado y desencofrado de un hormigón "Tipo A" con una dosificación 1: 2: 3 con una resistencia de 210 Kg/cm² para la Infraestructura de puentes es decir (Estribos de Puentes, Zapatas), que servirá de soporte de la superestructura.

TABLA No. 1

REQUISITOS DEL HORMIGON	TIPO "A"
Mínima resistencia a los 28 días (kg/cm ²)	210
Mínima cantidad de cemento en Ho (kg/m ³)	340
Máximo Asentamiento en cono de Abrams	11/2"-2"
Máximo tamaño de agregado grueso (Pulg.)	1"

2. MATERIALES.

a) Cemento.

El cemento Portland, deberá llenar las exigencias en las especificaciones AASHO T-85 o 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.

Toda el agua utilizada en el hormigón deberá ser aprobada por el Ingeniero Fiscal y carecerá de aceites, ácidos, álcalis, sustancias vegetales, azúcar y otras impurezas.

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 otros materiales inertes de características similares que posean partículas durables.

Los agregados finos provenientes de distintas fuentes de origen no deberán depositarse o almacenarse en un mismo caballete o acopio, ni unirse en forma alternada en la misma obra de construcción, sin previo permiso del Ingeniero Fiscal.

Los agregados finos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan de los porcentajes de la tabla No 2.

TABLA N° 2

SUSTANCIAS PERJUDICIALES	METODO 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 colorímetro; 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

TABLA No 3

No DEL TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA EN PESO POR CRIBA DE MALLA CUADRADA AASHO T-27
3/8	100 - 100
No 4	95 - 100
No 16	45 - 80
No 50	10 - 30
No 100	2 - 10

Los requisitos dados de graduación, fijados precedentemente son los límites a utilizar. A los fines de determinación del grado de uniformidad se hará la comprobación de módulo de fineza por muestra representativas enviadas por el contratista de todas las fuentes de aprovisionamiento que el mismo se proponga usar.

Los agregados finos de cualquier origen, que acusen una variación del módulo de fineza, mayor de 0,20 en más o menos con respecto al módulo de fineza de las muestras representativas, serán rechazadas o podrán ser aceptadas sujetos a los cambios en la proporciones del hormigón.

El módulo de fineza de los agregados finos será determinado sumando los porcentajes acumulativos en pesos de los materiales retenidos en cada uno de los tamices No 4, 8, 16, 30, 50,y 100 y dividiendo.

d) Agregado grueso.

Los agregados gruesos para el concreto 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.

TABLA No. 4

SUSTANCIAS PERJUDICIALES	METODO DE ENSAYO AASHO	PORCENTAJE EN PESO
Terrones de arcilla	T - 112	0.25
Material que pasa por tamiz no 200	T - 11	1
Piezas 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" (AASHO T 96-77).

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.

TABLA No. 5

No DEL TAMIZ	TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADOS			
	3/4	1"	1 1/2	2"
2 1/2 pulg.	-	-	-	100
2 pulg.	-	-	100	95-100
1 1/2 pulg.	-	100	95-100	-
1 pulg.	100	95-100	-	35-70
3/4 pulg	95 - 100	-	35-70	-
1/2 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.

e) 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 compactar, y que tenga la aprobación del fiscal.

f) 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

g) Curado de Hormigón

➤ **Curado con agua**

Todas las superficies del hormigón se mantendrán húmedas durante 7 días por lo menos después de su 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, húmedo, e inmediatamente después de terminada la superficie.

Dichos materiales deberán permanecer en su lugar durante el periodo completo de curado, o podrán ser retirados cuando el concreto haya fraguado lo suficiente como para impedir que se deforme, luego de lo cual la citada superficie será protegida inmediatamente con arena, tierra, paja, o materiales similares.

En todos los caso 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 se conservarán 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 líquido 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 el 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, éste será protegido recubriéndolo con tierra, arena u otros métodos que satisfagan al Supervisor.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

El hormigonado de las fundaciones podrá ejecutarse por etapas, con una altura mínima de 2 m. En las juntas de construcción se cuidara especialmente la unión de los hormigones, para ello se limpia y escarificara 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 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 dimensiones de plano y Previa aprobación del fiscal de obra.

5. FORMA DE PAGO.

Los trabajos realizados tal como lo prescriben las especificaciones técnicas, aprobados por la Supervisión, y medidos de acuerdo a lo indicado en el acápite anterior, serán pagados a los precios unitarios de la Propuesta Económica aceptada y serán compensación total por todos los materiales, herramientas, equipo, mano de obra, beneficios sociales y otros gastos directos e indirectos que inciden en su costo. Se pagara por metro cúbico de acuerdo a planos y aprobación del fiscal de obra.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
07- 08	Hormigón para Infraestructura	m³

ITEM – 10 – 11 – 12 – 13

HORMIGON ARMADO PARA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES

1. DESCRIPCIÓN.

Este Ítem consiste en la fabricación, encofrado, curado y desencofrado de un hormigón "Tipo A" con una dosificación 1: 2: 3 para los elementos de las superestructuras de los puentes (Vigas principales, Diafragmas, Losa y Accesorios).

TABLA No. 1

REQUISITOS DEL HORMIGON	TIPO "A "
Mínima resistencia a los 28 días (kg/cm2)	210
Mínima cantidad de cemento en Ho (kg/m3)	340
Máximo Asentamiento en cono de Abrams	11/2"-2"
Máximo tamaño de agregado grueso (Pulg.)	1"

2. MATERIALES.

a) Cemento.

El cemento Portland, deberá llenar las exigencias en las especificaciones AASHTO T-85 o 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.

Toda el agua utilizada en el hormigón deberá ser aprobada por el Ingeniero Fiscal y carecerá de aceites, ácidos, álcalis, sustancias vegetales, azúcar y otras impurezas.

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 otros materiales inertes de características similares que posean partículas durables.

Los agregados finos provenientes de distintas fuentes de origen no deberán depositarse o almacenarse en un mismo caballete o acopio, ni unirse en forma alternada en la misma obra de construcción, sin previo permiso del Ingeniero Fiscal.

Los agregados finos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan de los porcentajes de la tabla No 2.

TABLA N° 2

SUSTANCIAS PERJUDICIALES	METODO 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 colorímetro; 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

TABLA No 3

No DEL TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA EN PESO POR CRIBA DE MALLA CUADRADA AASHO T-27
3/8	100 - 100
No 4	95 - 100
No 16	45 - 80
No 50	10 - 30
No 100	2 - 10

Los requisitos dados de graduación, fijados precedentemente son los límites a utilizar. A los fines de determinación del grado de uniformidad se hará la comprobación de módulo de fineza por muestra representativas enviadas por el contratista de todas las fuentes de aprovisionamiento que el mismo se proponga usar.

Los agregados finos de cualquier origen, que acusen una variación del módulo de fineza, mayor de 0,20 en más o menos con respecto al módulo de fineza de las muestras

representativas, serán rechazadas o podrán ser aceptadas sujetos a los cambios en la proporciones del hormigón.

El módulo de fineza de los agregados finos será determinado sumando los porcentajes acumulativos en pesos de los materiales retenidos en cada uno de los tamices No 4, 8, 16, 30, 50, y 100 y dividiendo.

d) Agregado grueso.

Los agregados gruesos para el concreto se compondrán de piedras trituradas, gravas naturales y otro material inerte aprobado, de características similares que se compongán 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.

TABLA No. 4

SUSTANCIAS PERJUDICIALES	METODO DE ENSAYO AASHO	PORCENTAJE EN PESO
Terrones de arcilla	T - 112	0.25
Material que pasa por tamiz no 200	T - 11	1
Piezas 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" (AASHO T 96-77).

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.

TABLA No. 5

No DEL TAMIZ	TAMAÑOS MAXIMOS DE AGREGADOS			
	3/4	1"	1 1/2	2"
21/2 pulg.	-	-	-	100
2 pulg.	-	-	100	95-100
1 1/2 pulg.	-	100	95-100	-
1 pulg.	100	95-100	-	35-70
3/4 pulg.	95 - 100	-	35-70	-
1/2 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.

e) 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 compactar, y que tenga la aprobación del fiscal.

f) 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

h) Curado de Hormigón

➤ Curado con agua

Todas las superficies del hormigón se mantendrán húmedas durante 7 días por lo menos después de su 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, húmedo, e inmediatamente después de terminada la superficie.

Dichos materiales deberán permanecer en su lugar durante el periodo completo de curado, o podrán ser retirados cuando el concreto haya fraguado lo suficiente como para impedir que se deforme, luego de lo cual la citada superficie será protegida inmediatamente con arena, tierra, paja, o materiales similares.

En todos los caso 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 se conservarán 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 líquido 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 el 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, éste será protegido recubriéndolo con tierra, arena u otros métodos que satisfagan al Supervisor.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

El hormigonado de los elementos de la superestructura podrá ejecutarse por etapas, con una altura mínima de 2 m. En las juntas de construcción se cuidará especialmente la unión de los hormigones, para ello se limpia y escarificara 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 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 dimensiones de plano y Previa aprobación del fiscal de obra.

5. FORMA DE PAGO.

Los trabajos realizados tal como lo prescriben las especificaciones técnicas, aprobados por la Supervisión, y medidos de acuerdo a lo indicado en el acápite anterior, serán pagados a los precios unitarios de la Propuesta Económica aceptada y serán compensación total por todos los materiales, herramientas, equipo, mano de obra, beneficios sociales y otros gastos directos e indirectos que inciden en su costo.

Se pagara por metro cúbico de acuerdo a planos y aprobación del fiscal de obra.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
10 – 11 – 12 – 13	Hormigón para Superestructura	m ³

ITEM – 14

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 pueden ser zunchados o sin zunchar entendiéndose por zunchados aquellos que constan de un cierto número de capas de material elastomérico separadas por zunchos de chapa de acero que quedan unidos fuertemente al material elastomérico 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 características mecánicas del material y, en particular, su dureza, módulo de deformación trasversal y porcentaje máximo de variación de características mecánicas, después de someter al material a un proceso de envejecimiento artificial. Las planchas de apoyo elastoméricas deberán estar moldeadas en moldes bajo presión y calor. Las muestras de prueba deberán estar de acuerdo con el método ASTM D- 15 Parte B.

Zunchos de acero

Las placas de acero empleadas en los zunchos tendrán un límite elástico mínimo de dos mil cuatrocientos kilogramos fuerza por centímetro cuadrado (2.400 kgf/cm²), y una carga de rotura mínima de cuatro mil doscientos kilogramos de fuerza por centímetro cuadrado (4.200kgf/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 FISICAS	GRADO		
	50	60	70
Dureza, ASTM D-2240	50+5	60+5	70+5
Resistencia mínima a la tensión lb/pulg ² , ASTM D-412	2,500	2,500	2,500
Alargamiento en 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 max.	0 a + 15	0 a + 15	0 a + 15
Resistencia a la 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- 22hrs/158°F; ASTM D-395 - Método B % máximo	25	25	25
Tesura a temperaturas bajas 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	250	225

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Los apoyos de material elastomérico se asentaran sobre una capa de mortero de cemento con una dosificación de cuatrocientos cincuenta kilogramos de cemento Portland por metro cúbico (450 kg/m³), de al menos un centímetro (1 cm.) de espesor, de forma que quede su cara superior 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 tomaran 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.

En caso de mampostería de piedra con mortero u otro tipo cualquiera de mampostería con rejuntamiento, el costo del mortero deberá estar incluido en el de la mampostería.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
15	Apoyo de Neopreno Compuesto	dm³

ITEM – 09-15

ACERO ESTRUCTURAL

1. DESCRIPCIÓN.

Esta especificación gobernará la provisión y colocación de armadura de refuerzo para hormigón armado en las dimensiones y cantidades indicadas en los planos.

2. MATERIALES.

La cantidad de acero a emplear será la especificada 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. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

La naturaleza, capacidad cantidad de equipo a utilizarse dependerá del tipo dimensiones de la obra a ejecutar. El Contratista presentará una relación detallada del equipo para cada obra, o conjunto de obras, para la aprobación escrita del ingeniero.

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 regularidad 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 con alambre de amarre, excepto cuando se indiquen empalmes soldados, en cuyo caso la soldadura se hará de acuerdo con las especificaciones pertinentes.

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 de 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

Tolerancia

El diámetro medio, en caso de barras lisas de sección circular, podrá determinarse mediante un calibrador.

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, debe verificarse si son respetadas las tolerancias indicadas.

Ensayos De Control

El Contratista Tendrá la obligación de presentar certificados sobre la calidad de los aceros expedidos por laboratorios especializados locales o del exterior del país cubriendo principalmente lo siguiente.

a) Resistencia de la tracción, incluyendo la determinación de la tensión de fluencia, tensión de ruptura y módulo de elasticidad.

b) Doblado.

Condiciones Requeridas.-

Se aceptará como acero de refuerzo para armaduras 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 barras defectuosas fuera elevado, a tal punto que torne 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 daño 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.

6. FORMA DE PAGO.

El acero para hormigón armado medido en conformidad al inciso 5, 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.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
09-16	Acero Estructural	Kg.

ITEM – 16 – 17

CANTONERA DE PERFIL L Y JUNTA DE DILATACION

1. DESCRIPCIÓN.

Consiste en la aprovisionamiento y colocación de un elemento metálico angular de protección en ambos extremos de la losa o tablero del puente conforme a los detalles y especificación de los planos así como el aprovisionamiento y colocación de un elemento intermedio entre dichas cantoneras para absorber los movimientos horizontales debido a la dilatación y esfuerzo longitudinales por el tránsito de vehículos.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

Cantoneras

Los materiales componentes serán perfiles angulares de acero con las dimensiones y espesores indicados en los planos y que cumplen con las especificaciones AASHTO M 160.

Para los ganchos soldados a las cantoneras las especificaciones se regirán a lo indicado en los planos y/o instrucciones del Ingeniero.

En el caso de que se utilice cantoneras con juntas de dilatación, se utilizarán planchuelas metálicas que servirán de apoyo a la junta de dilatación de la misma manera, se utilizarán pletinas metálicas que servirán para evitar la extracción de la junta de dilatación.

La maquinaria y herramienta deberá ser la adecuada como para permitir el colocado de cantoneras 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.

Juntas de Dilatación

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, el cual 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 colocara la cantonera y se hormigonará solidaria a la cota o nivel de rasante y en correspondencia a todo el ancho de vía. Las planchuelas que sirven de apoyo a la junta de dilatación se colocarán de modo que, una vez colocada la junta, su cara superior coincida con la rasante.

La junta será introducida en el espacio entre los dos angulares (cantoneras) y sobre las planchuelas metálicas, presionando ligeramente hasta que descienda a su posición definitiva, las juntas de dilatación serán impregnadas con clefa o algún otro pegante aprobado por el ingeniero, en las caras en contacto 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 de 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 ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
17 - 18	Cantonera de Perfil L y Junta de Dilatación	m.

ITEM – 19

BARBACANAS DE PVC. D = 4”

1. DESCRIPCIÓN.

Este trabajo comprenderá la colocación de drenes en la calzada de rodadura del puente y en los estribos, de acuerdo con los planos y de conformidad con los alineamientos, ubicación, cotas, tamaños, dimensiones y diseños debidamente indicados, incluyendo la calidad de materiales de acuerdo a planos o según instrucción escrita del 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 y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM D-1785.

En caso de no existir en el mercado, se podrá usar tubería de hierro fundido galvanizado con diámetro no inferior a 4” y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM A-142 u otro material que autorice el Supervisor.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Los tubos se colocarán embebidos en el hormigón, de forma que queden perfectamente empotrados, tanto en el tablero como en los estribos.

Los tubos en su parte inferior 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 c/3.00 m en ambos extremos.

En el caso de los estribos se dispondrán de drenajes c/2.00 m en el sentido horizontal y vertical, la disposición vertical será en forma piramidal, es decir, que se debe formar líneas de drenes a 45° con la horizontal.

4. MEDICIÓN.

La cantidad a pagarse en este concepto, se formará por el número de metros lineales de tubo de diámetro indicado en los planos, colocados en la obra, medidos de borde a borde de cada dren.

5. FORMA DE PAGO.

Las cantidades determinadas en la forma antes indicada, se pagarán a precios de contrato por unidad de medición, para los ítems abajo detallados. Dicho precio y pago serán la compensación total en concepto de suministro y colocación, incluyendo materiales, mano de obra, herramienta, imprevistos, gastos directos e indirectos necesarios para completar la obra prescrita en esta sección.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
19	Barbacanas de PVC. D = 4"	m.

ITEM – 19

RELLENO COMPACTADO CON MAQUINA

1. DESCRIPCIÓN.

Este Ítem consiste en rellenar; con el material excedente de las excavaciones, aquellas partes del terreno que presenten depresiones, y o desniveles, para alcanzar las cotas establecidas donde lo requiere el proyecto.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

Todo aquel material proveniente de las excavaciones, que sea susceptible de compactar, y que tenga la aprobación del fiscal.

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Esta actividad se la realizara de la siguiente manera:

- a) Una vez excavado, nivelado, perfilado y limpio el lugar de materia perjudicial, se colocara el relleno en capas de 20 cm. cada una.

- b) Se procederá a la compactación con maquina hasta conseguir un grado de consolidación que garantice la estabilidad tanto de los taludes como de la solera.
- c) En el caso de compactación de taludes se realizara en forma escalonada (forma de gradas) hasta conseguir una inclinación acorde a lo especificado en el proyecto.

4. MEDICIÓN.

Este ítem se medirá en metros cúbicos (m³) ejecutados de acuerdo a los datos del levantamiento topográfico al momento de ejecutarse la obra, y acorde a las secciones transversales por progresivas, resumidos en la planilla de cálculo de volúmenes.

5. FORMA DE PAGO.

Los trabajos realizados tal como lo prescriben las especificaciones técnicas, aprobados por la Supervisión, y medidos de acuerdo a lo indicado en el acápite anterior, serán pagados a los precios unitarios de la Propuesta Económica aceptada y serán compensación total por todos los materiales, herramientas, equipo, mano de obra, beneficios sociales y otros gastos directos e indirectos que inciden en su costo. Se pagara por metro cúbico relleno y compactado, previa aprobación del fiscal de obra.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
20	Relleno y Compactado con Maquina	m³

ITEM – 20

LIMPIEZA GENERAL

1. DESCRIPCIÓN.

Este ítem contempla los trabajos de limpieza general y retiro de los escombros originados con la construcción del puente. Todos los materiales excedentes de los rellenos, mezclas de hormigón desechadas, maderas y todo tipo de escombros deben ser retirados del sitio de construcción y trasladados en Volquetas 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, con lo que se dará por concluido los trabajos de construcción.

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 todo 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.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
21	Limpieza General	Global



GOBERNACION DEL DEPARTAMENTO
DE TARIJA **SECCION BERMEJO**

Bermejo, 21 de Abril del 2015

Señor:

Ing. Castellanos Vásquez Javier

**DOCENTE CIV-501 PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL I (M. ESTRUCTURAS)
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL- UAJMS**

Tarija.-

**Ref.: Proyecto “CONSTRUCCIÓN PUENTE VEHICULAR COMUNIDAD
BARREDERO”**

De mi mayor consideración.

A petición del universitario **Zutara Márquez José Luis**, de la carrera de ingeniería civil, que viene cursando la asignatura CIV-501 PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL I (M. ESTRUCTURAS), para su consideración dentro de la asignatura mencionada y elaboración del diseño estructural.

La Gobernación Sección Bermejo a través de la Dirección de Obras Públicas, hace entrega para su elaboración de Proyecto de Ingeniería Civil el diseño de ingeniería, **CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR COMUNIDAD DE BARREDERO**, el mismo que se encuentra concluido la primera etapa de Pre-inversión, estudio de identificación y como institución nos comprometemos a proporcionar al estudiante toda la información necesaria para la elaboración de su trabajo.

Una vez concluido los diseños, se pueda entregar una copia del mismo a esta entidad, sin otro particular motivo, saludo a usted con las consideraciones más distinguidas.

Atentamente.



Ing.: Gutiérrez Aguilar Ramiro
EJECUTIVO SECCIONAL DE BERMEJO

Ing. Ramiro Gutiérrez Aguilar
Ejecutivo Sec. de Desarrollo
Bermejo

C.c. Arch.

FOTOGRAFIA VARIOS



<https://www.google.com/maps/@-22.607307,-64.2550942,1697m/data=!3m1!1e3>

Fotografía 1.- Vista Satelital, ubicación del área de proyecto.

La fotografía 1 muestra una vista satelital en la que se aprecia el sitio de emplazamiento del puente vehicular, aproximadamente a 30 minutos del Municipio de BERMEJO por la Red Nacional N°33 (Carretera Bermejo-San Antonio).



<https://www.google.com/maps/@-22.6076113,-64.2560856,1454m/data=!3m1!1e3>

Fotografía 2.- Vista Satelital, referencias de área de proyecto.

La fotografía 2 señala las referencias cercanas al sitio de emplazamiento, puede observarse que el puente se emplazará en la quebrada ingreso a barredero.



Fotografía 3.- Vista de la quebrada ingreso a la comunidad de Barretero



Fotografía 4.- Vista de la quebrada lado Barretero.

En las fotografías 3 y 4, puede observarse el lecho del río con piedras de canto rodado grande, y los márgenes que tienen material granular bien graduado.



Fotografía 5.- Levantamiento Topográfico.

La fotografía 5 muestra al alarife con su prisma para la recolección de datos de la nube de puntos para la determinación de la topografía.



Fotografía 6.- Realización de ensayo in situ SPT.

La fotografía 8 muestra el ensayo in situ SPT, realizado con la ayuda del personal de la empresa consultora EOLO S.R.L.