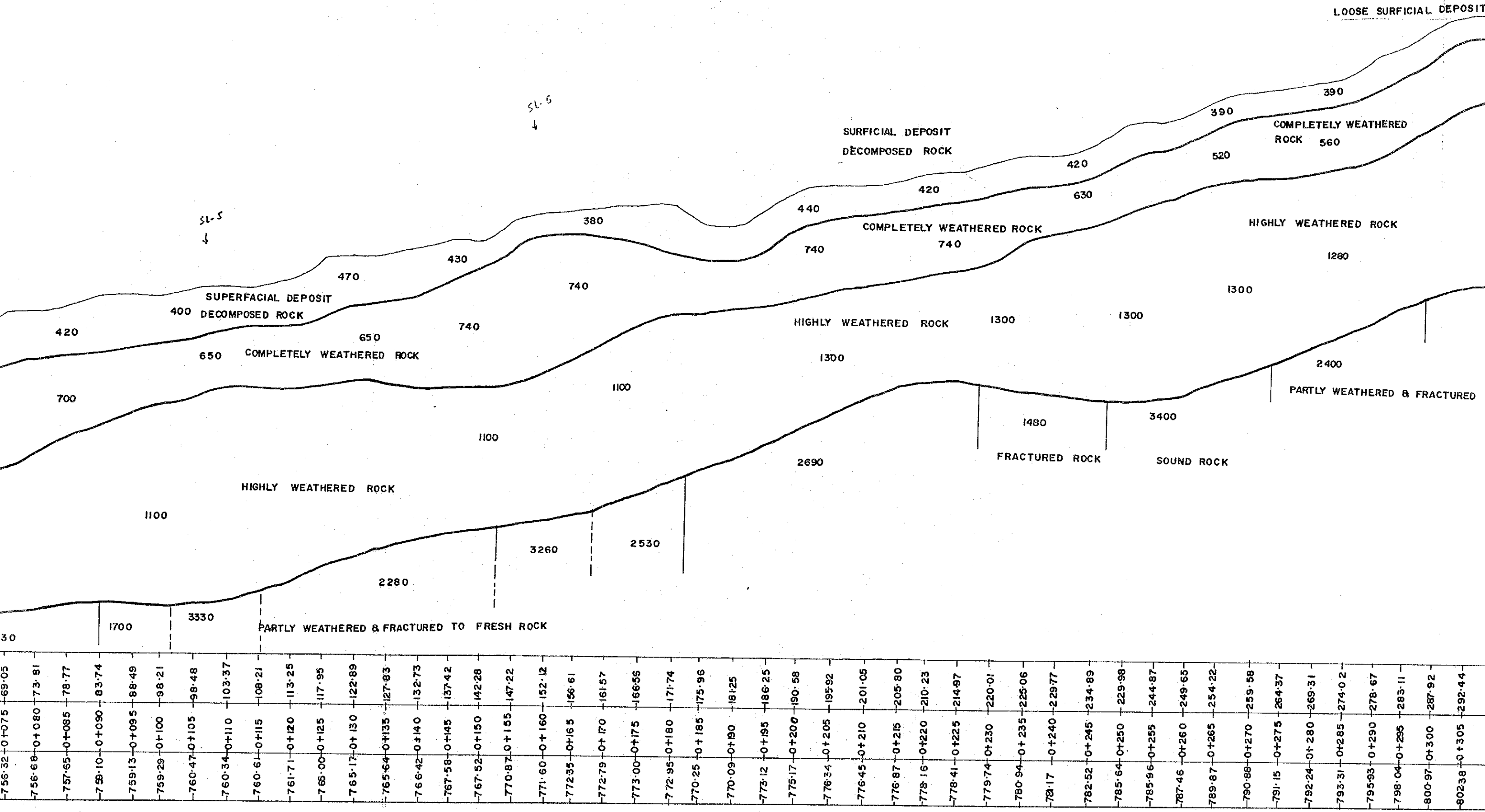
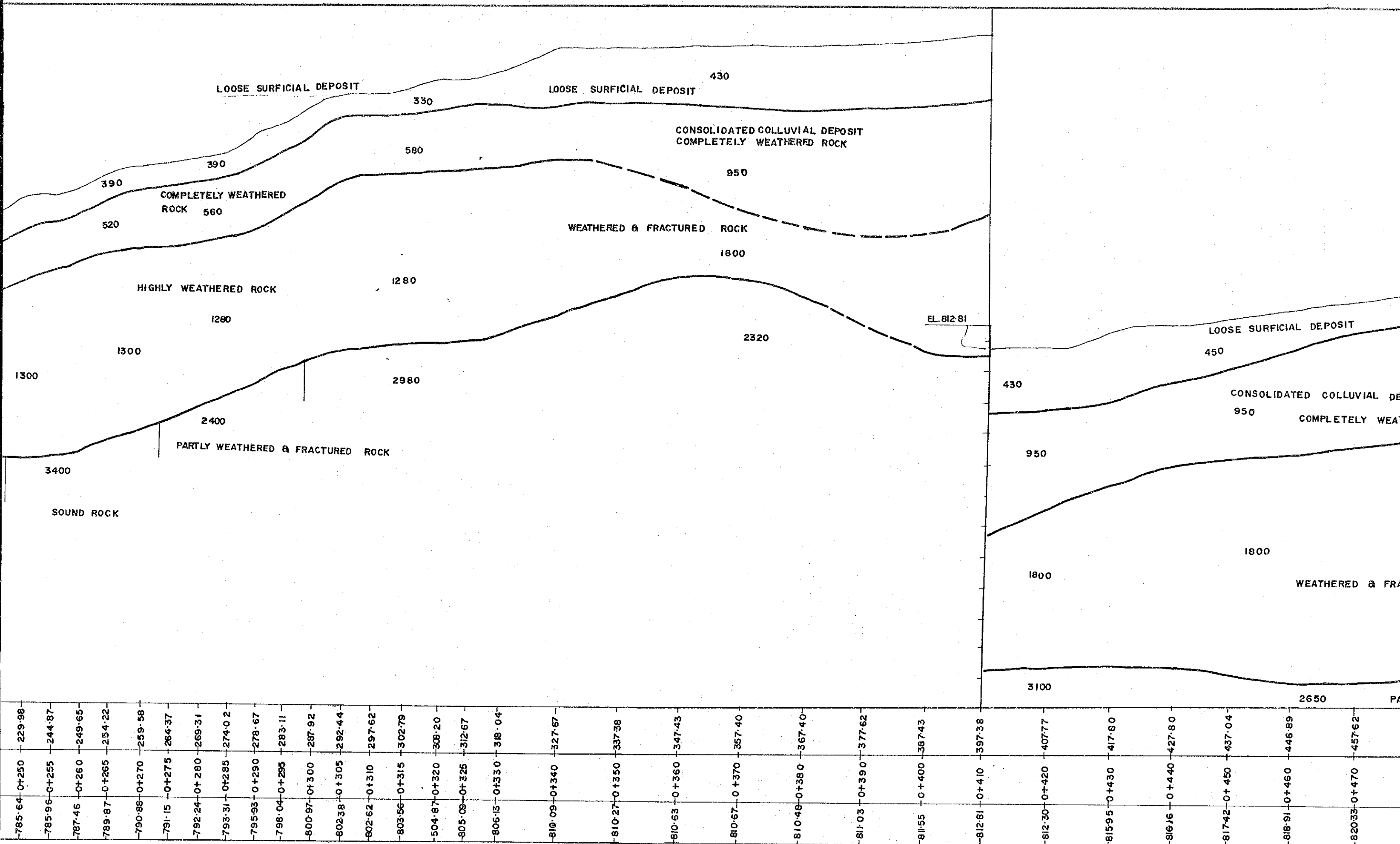
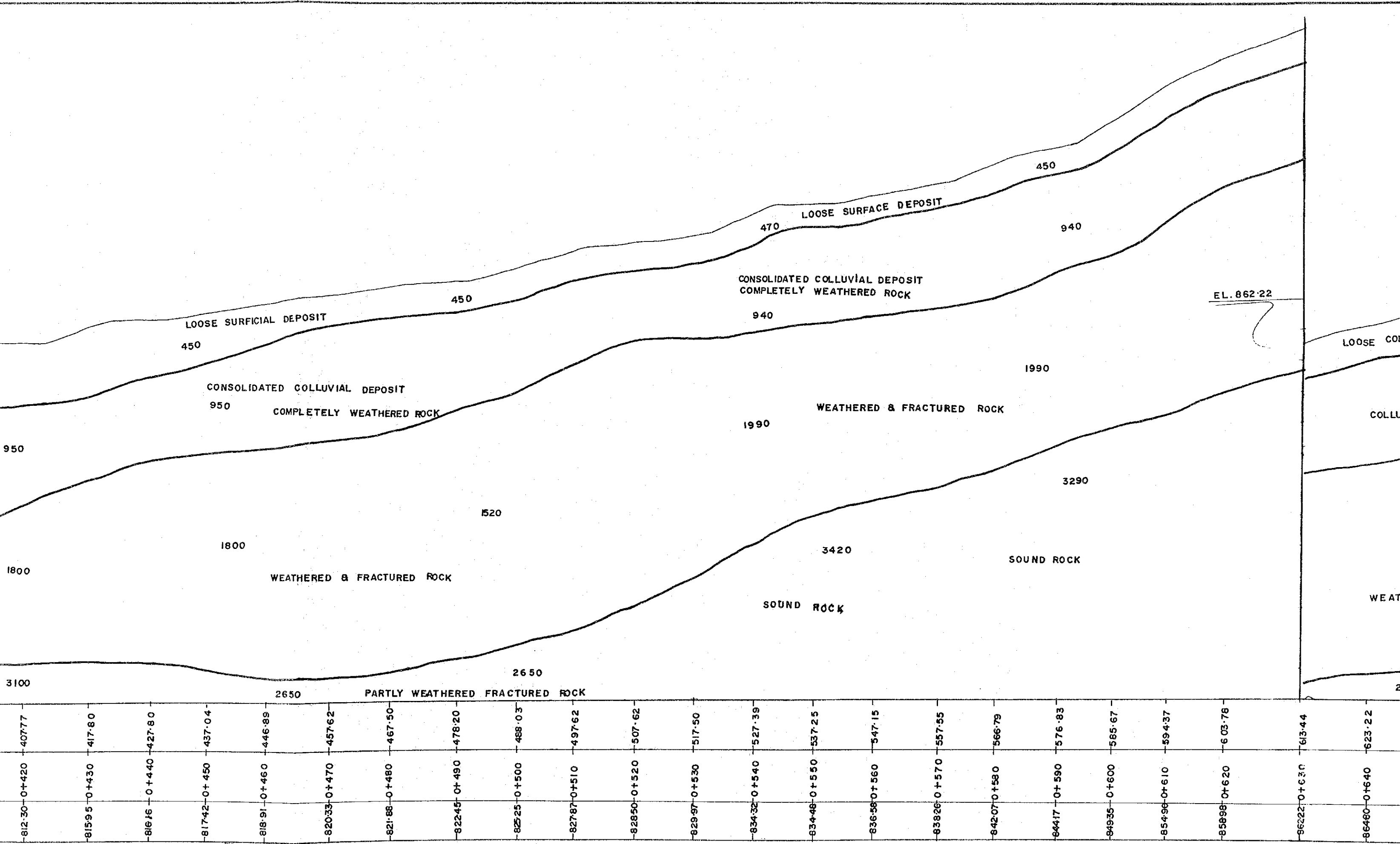


HOR. DISTANCE. (m.)	CHAINAGE (m.)	ELEVATION (m.)
0.00	0+000	731.30
3.67	0+005	733.43
7.57	0+010	736.70
11.59	0+015	739.03
16.29	0+020	742.46
20.47	0+025	743.94
25.34	0+030	745.71
30.21	0+035	746.17
35.04	0+040	747.31
39.92	0+045	747.86
44.80	0+050	750.13
49.86	0+055	750.54
54.64	0+060	752.43
59.49	0+065	752.80
64.37	0+070	753.72
69.05	0+075	756.32
73.81	0+080	756.68
78.77	0+085	757.65
83.74	0+090	759.10
88.49	0+095	759.13
98.21	0+100	759.29
98.48	0+105	760.47
103.37	0+110	760.34
108.21	0+115	760.61
113.25	0+120	761.71
117.95	0+125	765.00
122.89	0+130	765.17
127.83	0+135	765.64
132.75	0+140	766.42
137.42	0+145	767.58
142.28	0+150	767.53



-756.32	-0+075	-69.05	-756.68	-0+080	-73.81	-757.65	-0+085	-78.77	-759.10	-0+090	-83.74	-759.13	-0+095	-88.49	-759.29	-0+100	-98.21	-760.47	-0+105	-98.48	-760.34	-0+110	-103.37	-760.61	-0+115	-108.21	-761.71	-0+120	-113.25	-765.00	-0+125	-117.95	-765.17	-0+130	-122.89	-765.64	-0+135	-127.83	-766.42	-0+140	-132.73	-767.58	-0+145	-137.42	-767.52	-0+150	-142.28	-770.87	-0+155	-147.22	-771.60	-0+160	-152.12	-772.35	-0+165	-156.61	-772.79	-0+170	-161.57	-773.00	-0+175	-166.56	-772.95	-0+180	-171.74	-770.25	-0+185	-175.96	-770.09	-0+190	-181.25	-773.12	-0+195	-186.25	-775.17	-0+200	-190.58	-776.34	-0+205	-195.92	-776.45	-0+210	-201.05	-776.87	-0+215	-205.80	-778.16	-0+220	-210.23	-778.41	-0+225	-214.97	-779.74	-0+230	-220.01	-780.94	-0+235	-225.06	-781.17	-0+240	-229.77	-782.52	-0+245	-234.89	-785.64	-0+250	-229.98	-785.96	-0+255	-244.87	-787.46	-0+260	-249.65	-789.87	-0+265	-254.22	-790.88	-0+270	-259.58	-791.15	-0+275	-264.37	-792.24	-0+280	-269.31	-793.31	-0+285	-274.02	-795.93	-0+290	-278.67	-798.04	-0+295	-283.11	-800.97	-0+300	-287.92	-802.38	-0+305	-292.44
---------	--------	--------	---------	--------	--------	---------	--------	--------	---------	--------	--------	---------	--------	--------	---------	--------	--------	---------	--------	--------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------	---------	--------	---------





-812.30	0+420	-407.77	-815.95	0+430	-417.80	-816.16	0+440	-427.80	-817.42	0+450	-437.04	-818.91	0+460	-446.89	-820.33	0+470	-457.62	-821.88	0+480	-467.50	-822.45	0+490	-478.20	-825.25	0+500	-488.03	-827.87	0+510	-497.62	-828.50	0+520	-507.62	-829.97	0+530	-517.50	-834.32	0+540	-527.39	-834.48	0+550	-537.25	-836.58	0+560	-547.15	-838.26	0+570	-557.55	-842.07	0+580	-566.79	-844.17	0+590	-576.83	-849.35	0+600	-585.67	-854.96	0+610	-594.37	-858.98	0+620	-603.78	-862.22	0+630	-613.44	-864.80	0+640	-623.22
---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------	---------	-------	---------

2650 PARTLY WEATHERED FRACTURED ROCK

1800 WEATHERED & FRACTURED ROCK

3420 SOUND ROCK

3290 SOUND ROCK

1990 WEATHERED & FRACTURED ROCK

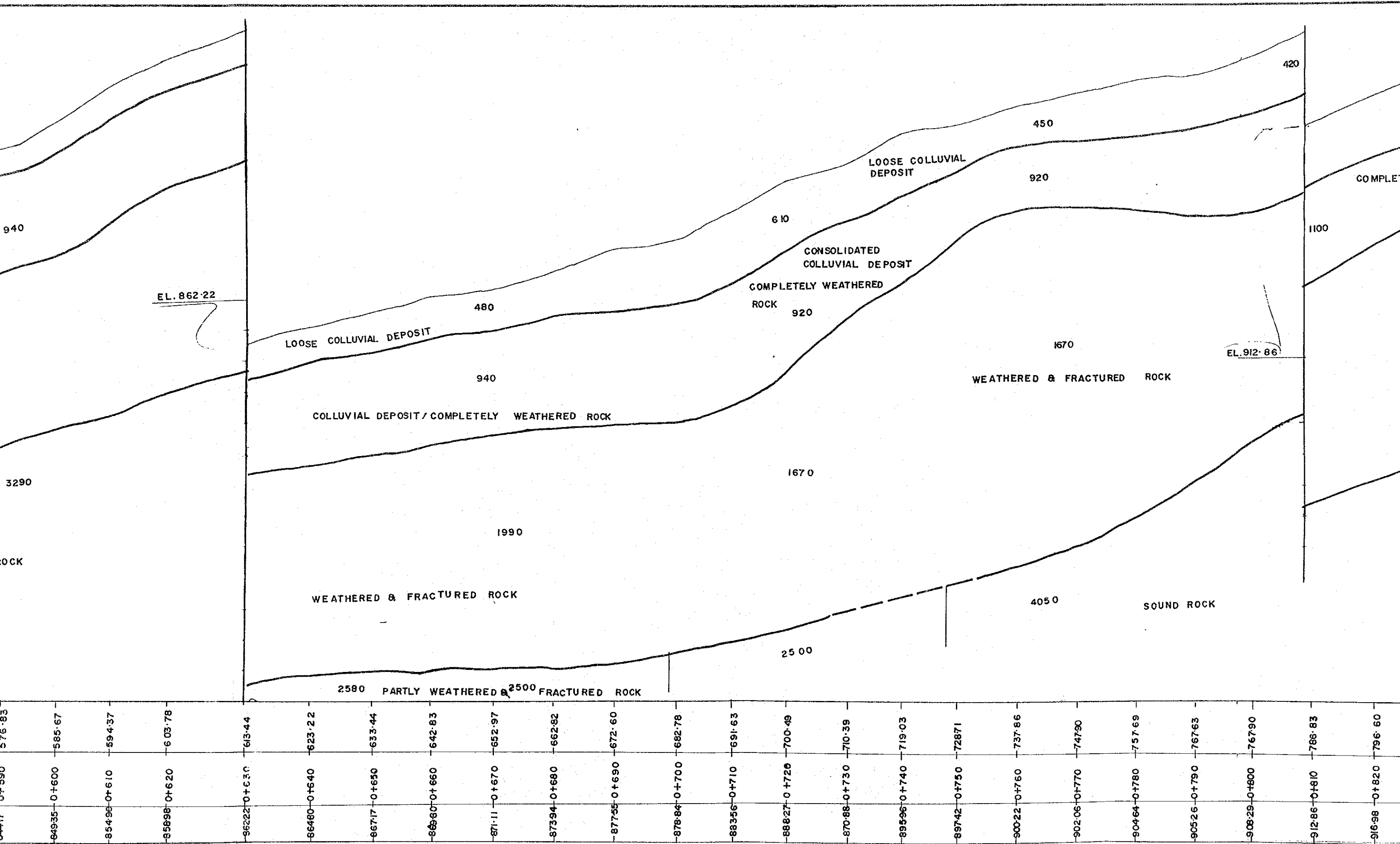
950 CONSOLIDATED COLLUVIAL DEPOSIT COMPLETELY WEATHERED ROCK

940 CONSOLIDATED COLLUVIAL DEPOSIT COMPLETELY WEATHERED ROCK

470 LOOSE SURFACE DEPOSIT

450 LOOSE SURFICIAL DEPOSIT

EL. 862.22



EL. 862.22

EL. 912.86

LOOSE COLLUVIAL DEPOSIT

LOOSE COLLUVIAL DEPOSIT

CONSOLIDATED COLLUVIAL DEPOSIT

COMPLETELY WEATHERED ROCK

WEATHERED & FRACTURED ROCK

COLLUVIAL DEPOSIT / COMPLETELY WEATHERED ROCK

WEATHERED & FRACTURED ROCK

SOUND ROCK

2580 PARTLY WEATHERED & 2500 FRACTURED ROCK

940

3290

ROCK

420

450

920

6.10

480

920

940

1670

1100

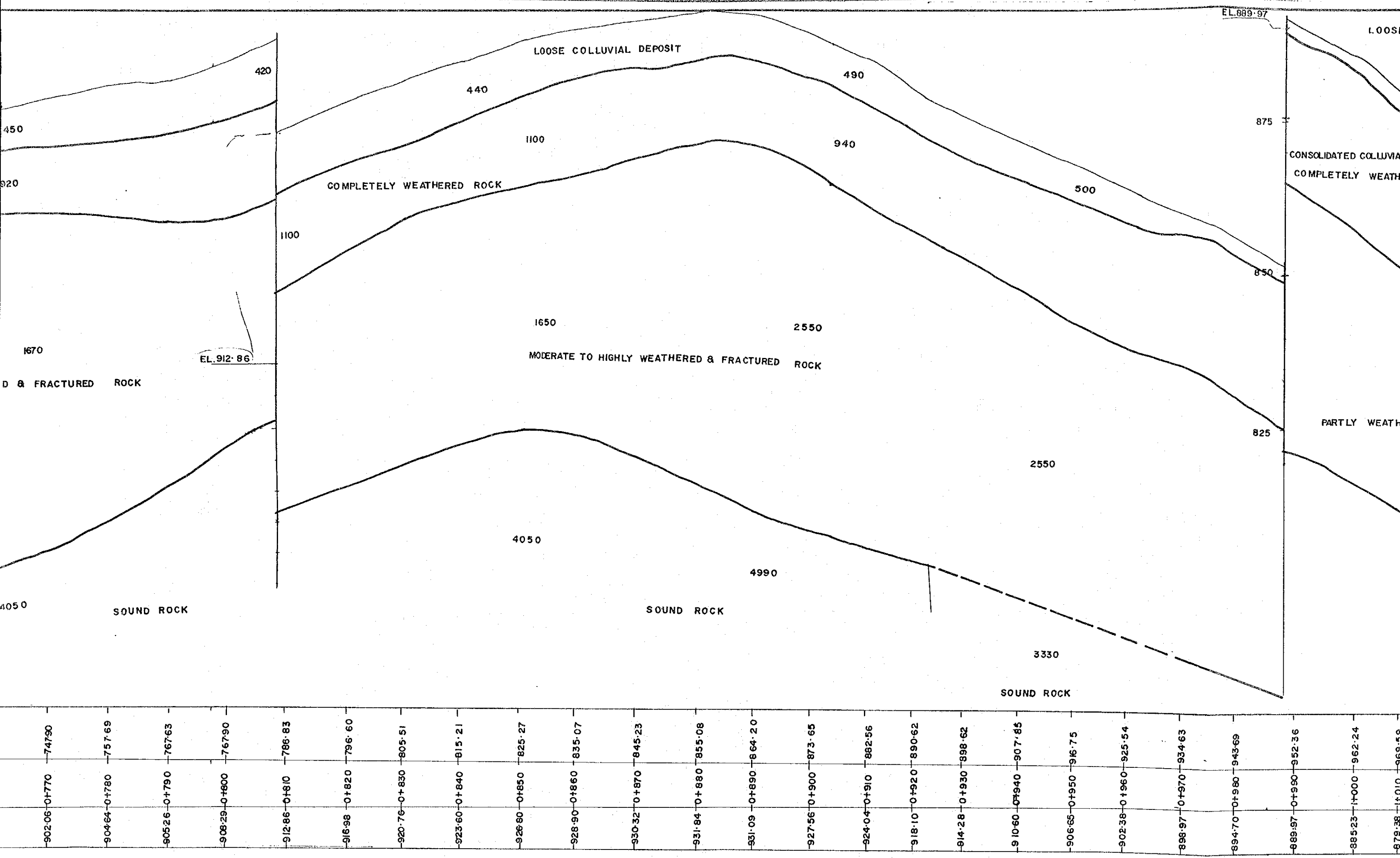
1670

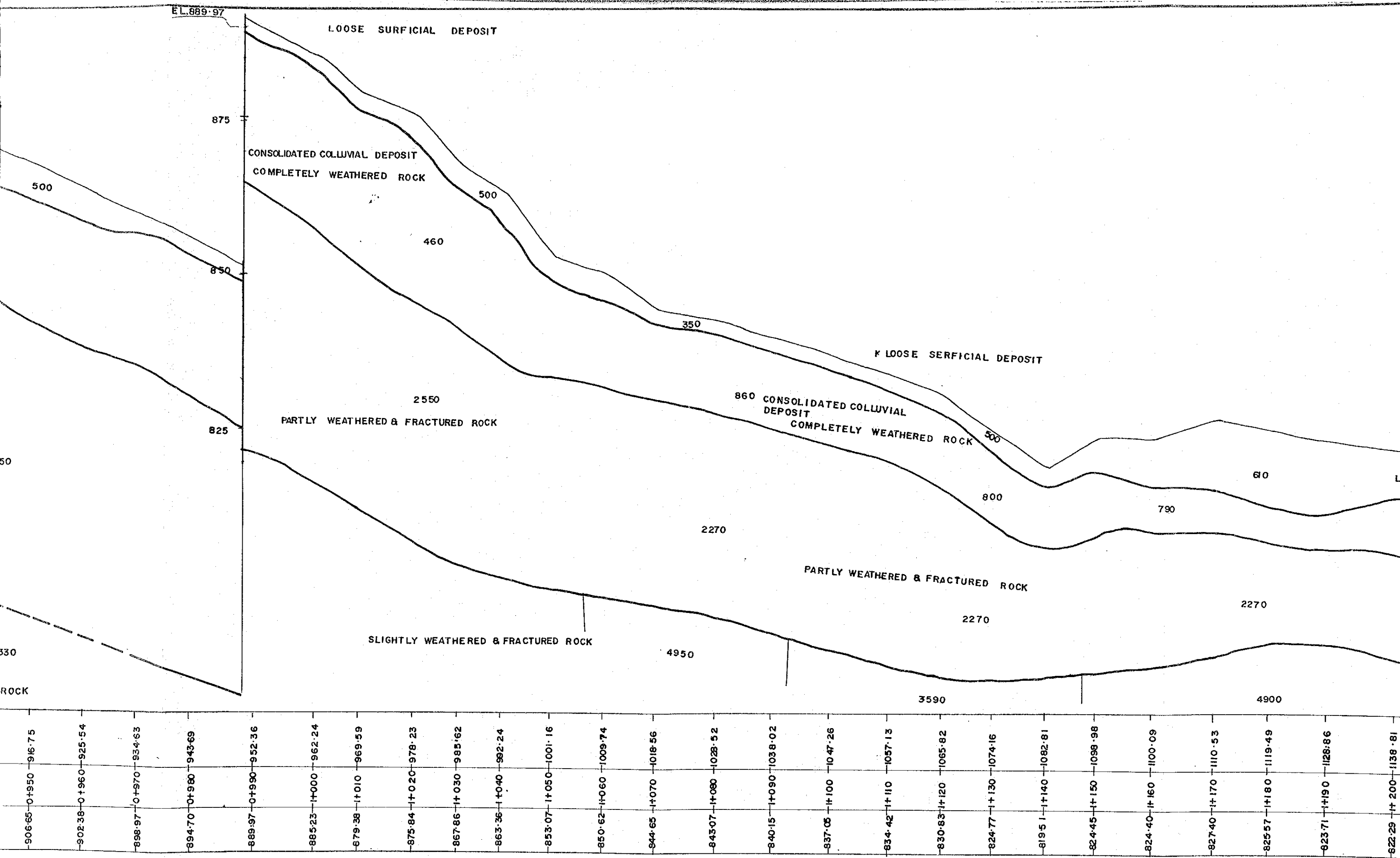
1990

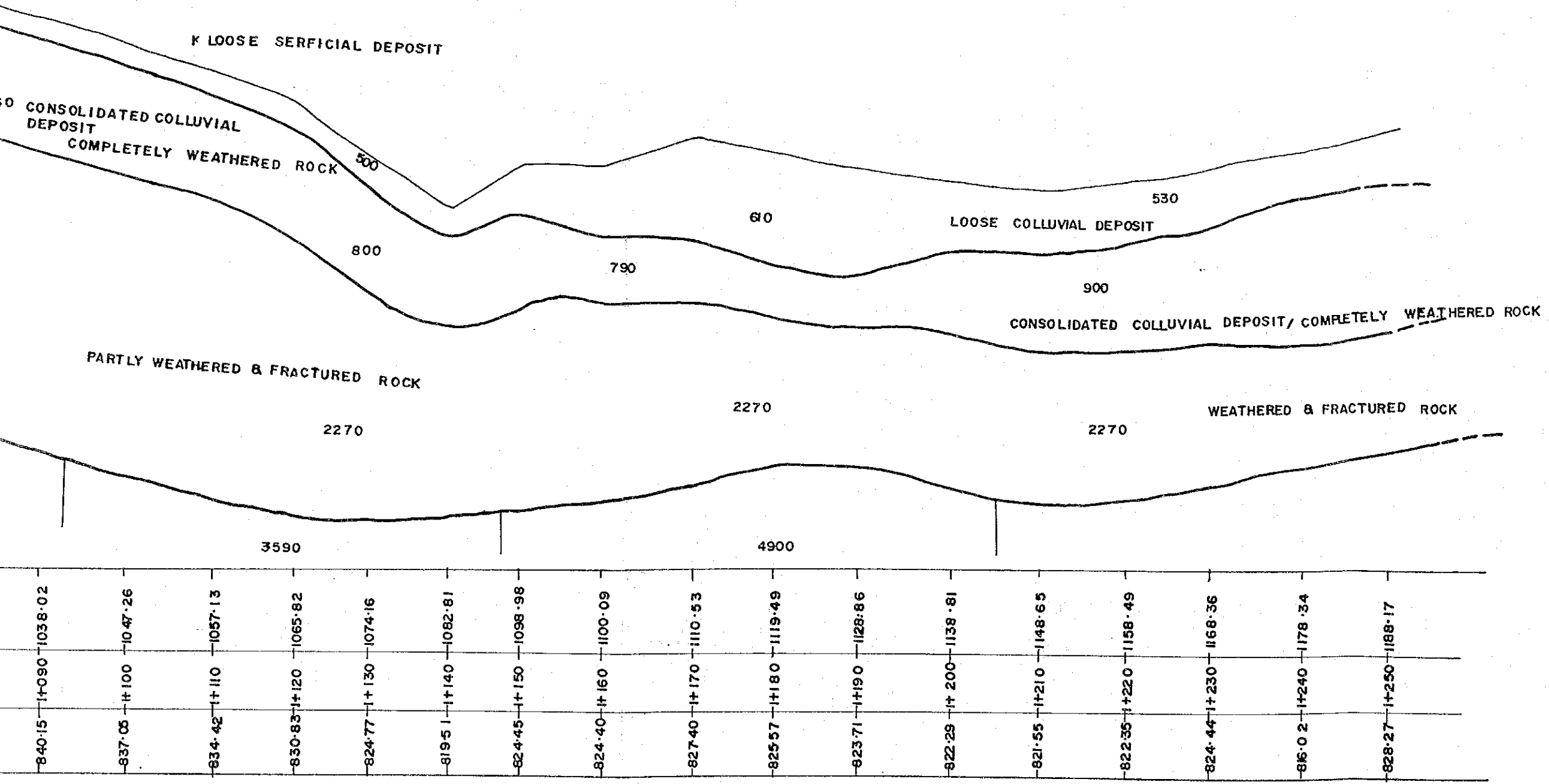
4050

2500

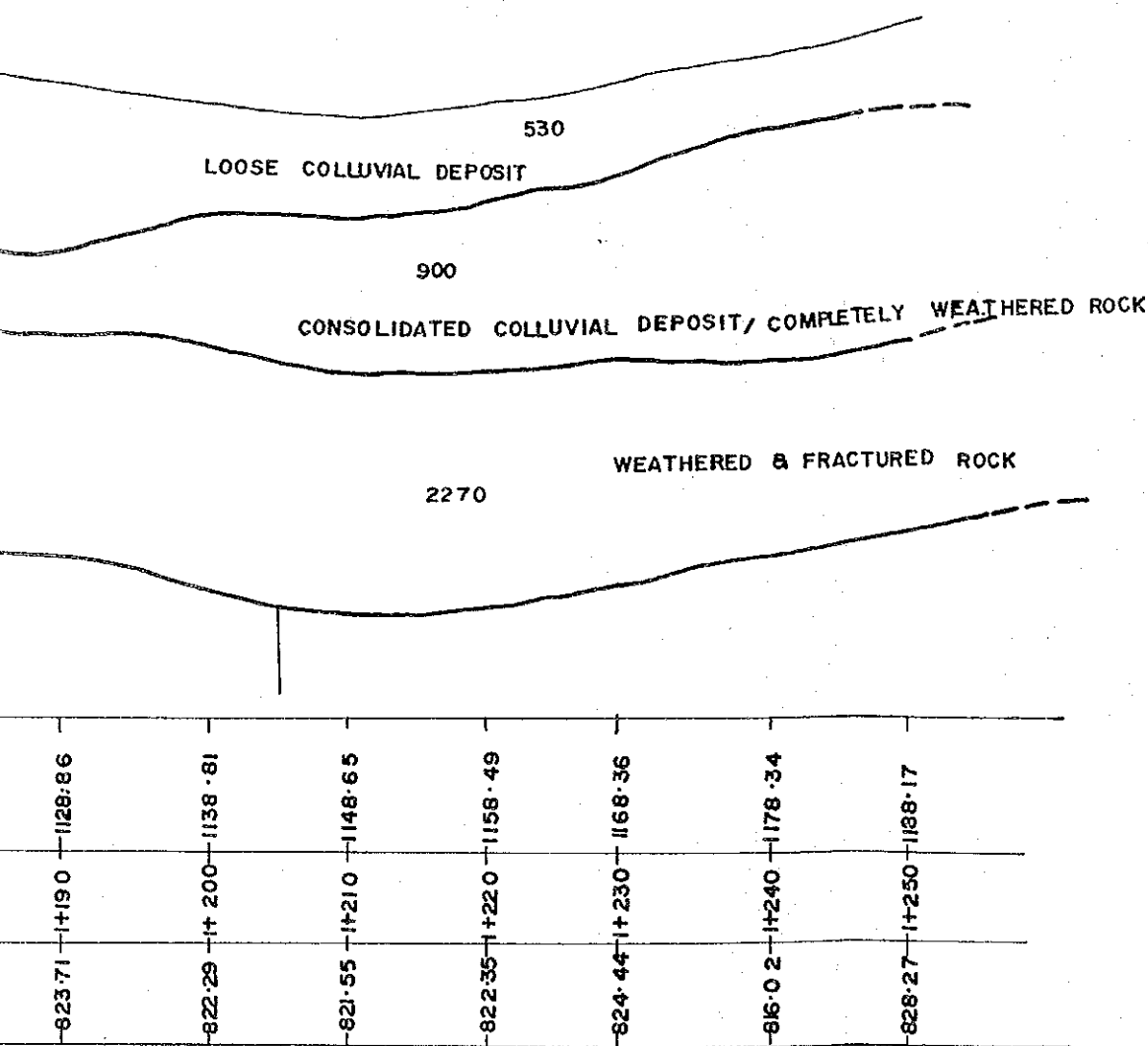
849.35	854.96	858.98	862.22	864.80	867.17	869.60	871.11	873.94	877.55	878.84	883.56	888.27	895.96	897.42	900.22	902.06	904.64	905.26	908.29	912.86	916.98		
0+600	0+610	0+620	0+630	0+640	0+650	0+660	0+670	0+680	0+690	0+700	0+710	0+720	0+730	0+740	0+750	0+760	0+770	0+780	0+790	0+800	0+810	0+820	
576.83	585.67	594.37	603.78	613.44	623.22	633.44	642.83	652.97	662.82	672.60	682.78	691.63	700.49	710.35	719.03	728.71	737.86	747.90	757.69	767.63	776.90	786.83	796.60



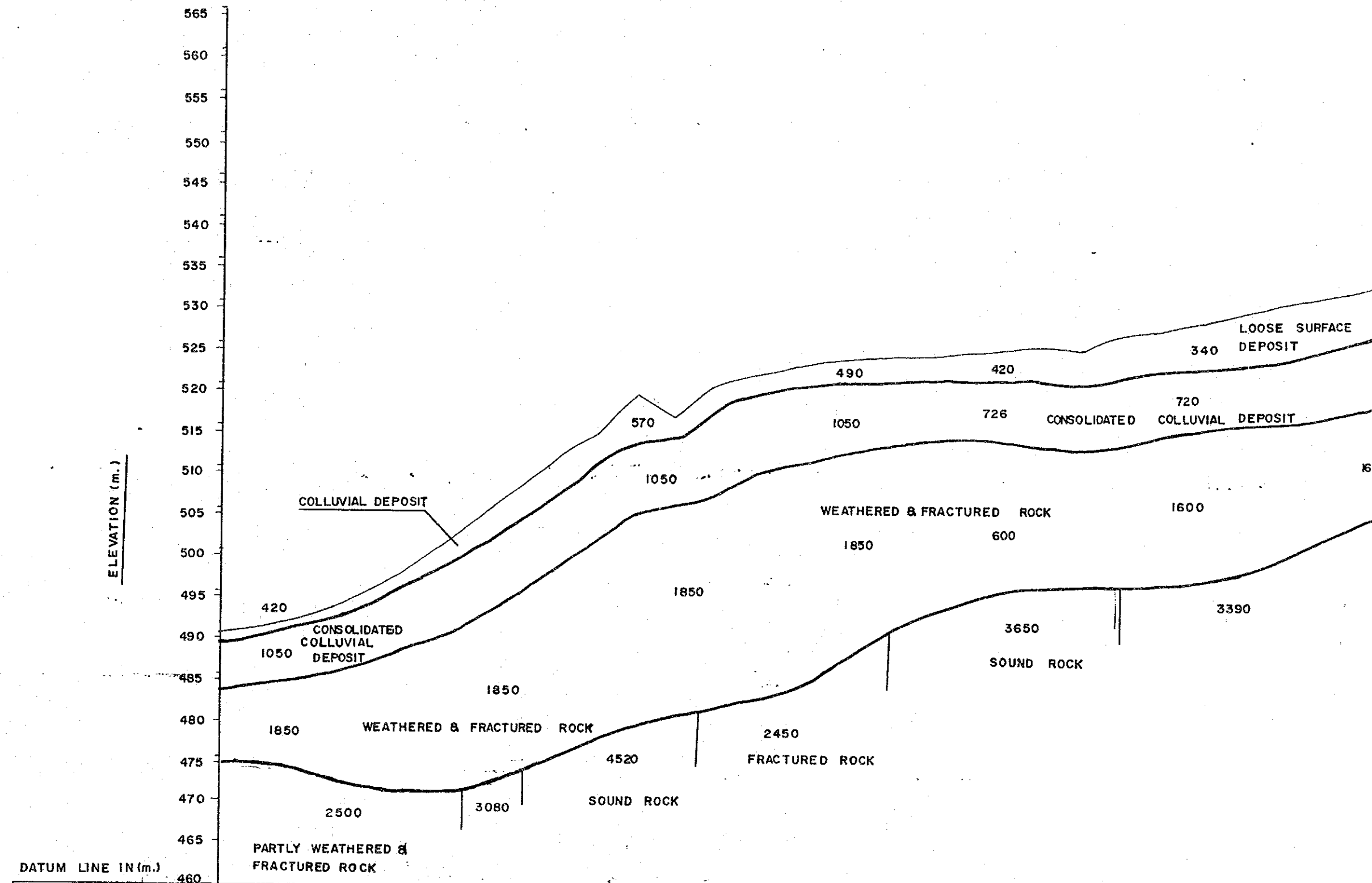




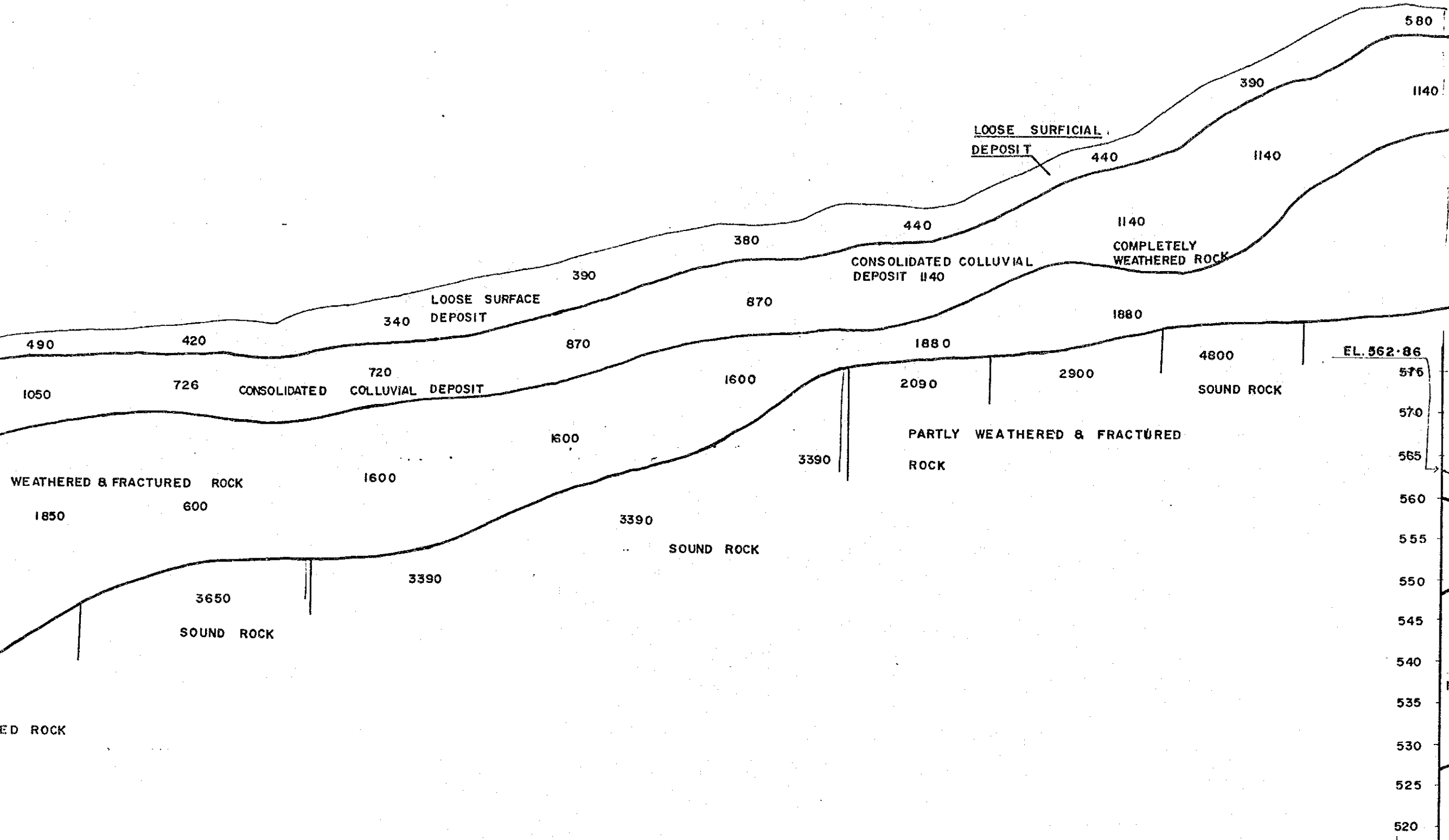
SEISMIC DEPTH SE



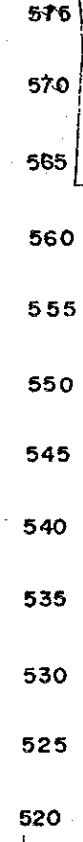
SEISMIC DEPTH SECTION ALONG SL-4



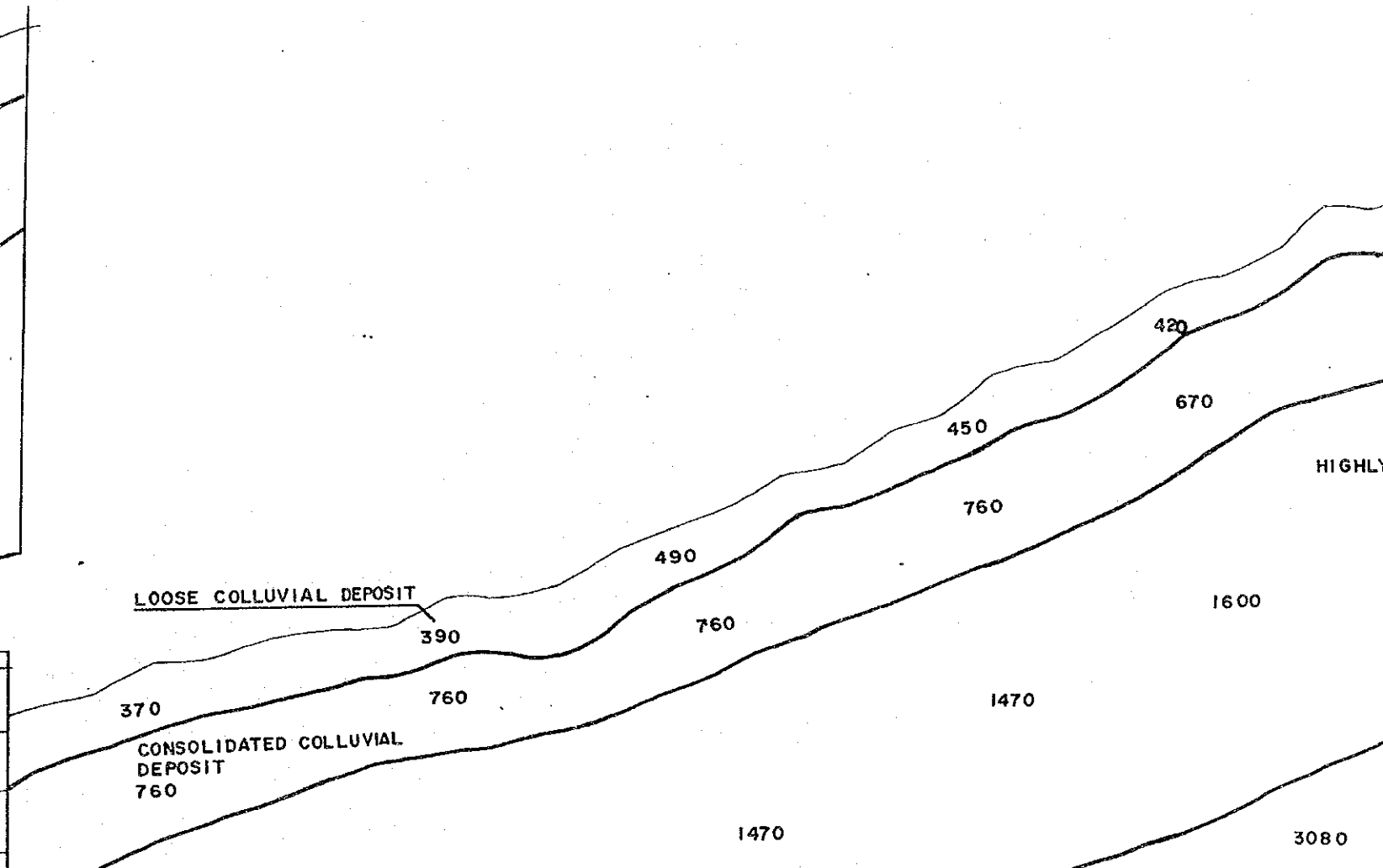
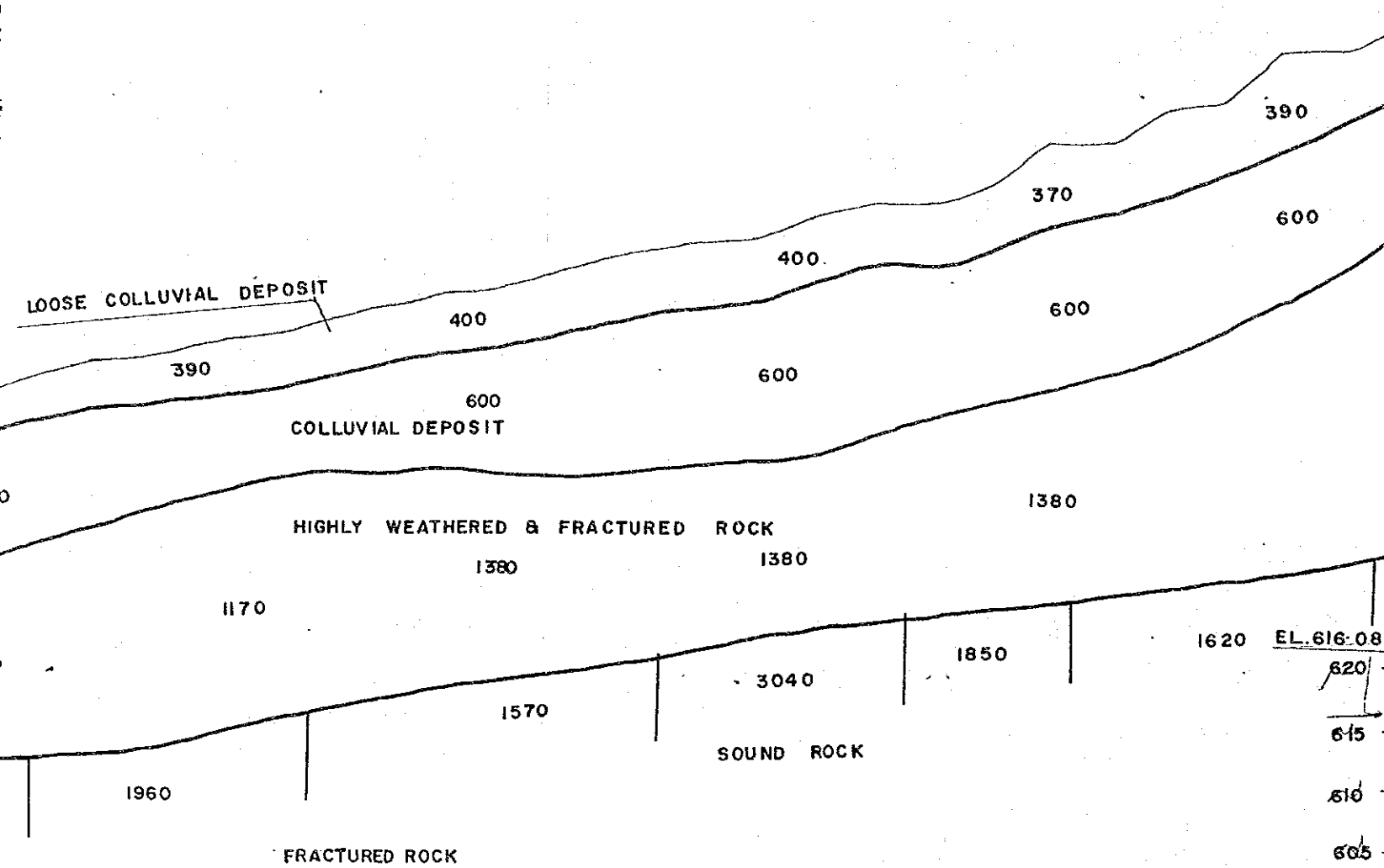
HORIZONTAL DISTANCE (m.)	CHAINAGE (m)	ELEVATION (m.)
0.000	0+000	489.91
5.12	0+005	490.74
10.20	0+010	491.89
14.91	0+015	493.32
19.58	0+020	495.62
23.29	0+025	497.87
27.02	0+030	500.47
30.71	0+035	503.18
34.69	0+040	505.88
38.69	0+045	508.95
42.47	0+050	511.94
46.64	0+055	514.22
51.21	0+060	518.80
55.73	0+065	516.17
60.78	0+070	519.86
65.49	0+075	521.21
70.35	0+080	522.39
75.86	0+085	523.14
80.39	0+090	523.64
85.42	0+095	523.57
90.37	0+100	524.17
95.81	0+105	524.50
100.80	0+110	524.91
105.68	0+115	524.45
110.50	0+120	526.10
115.86	0+125	527.00
120.27	0+130	527.85
125.58	0+135	529.03
129.95	0+140	530.05
135.78	0+145	531.22
140.64	0+150	532.13



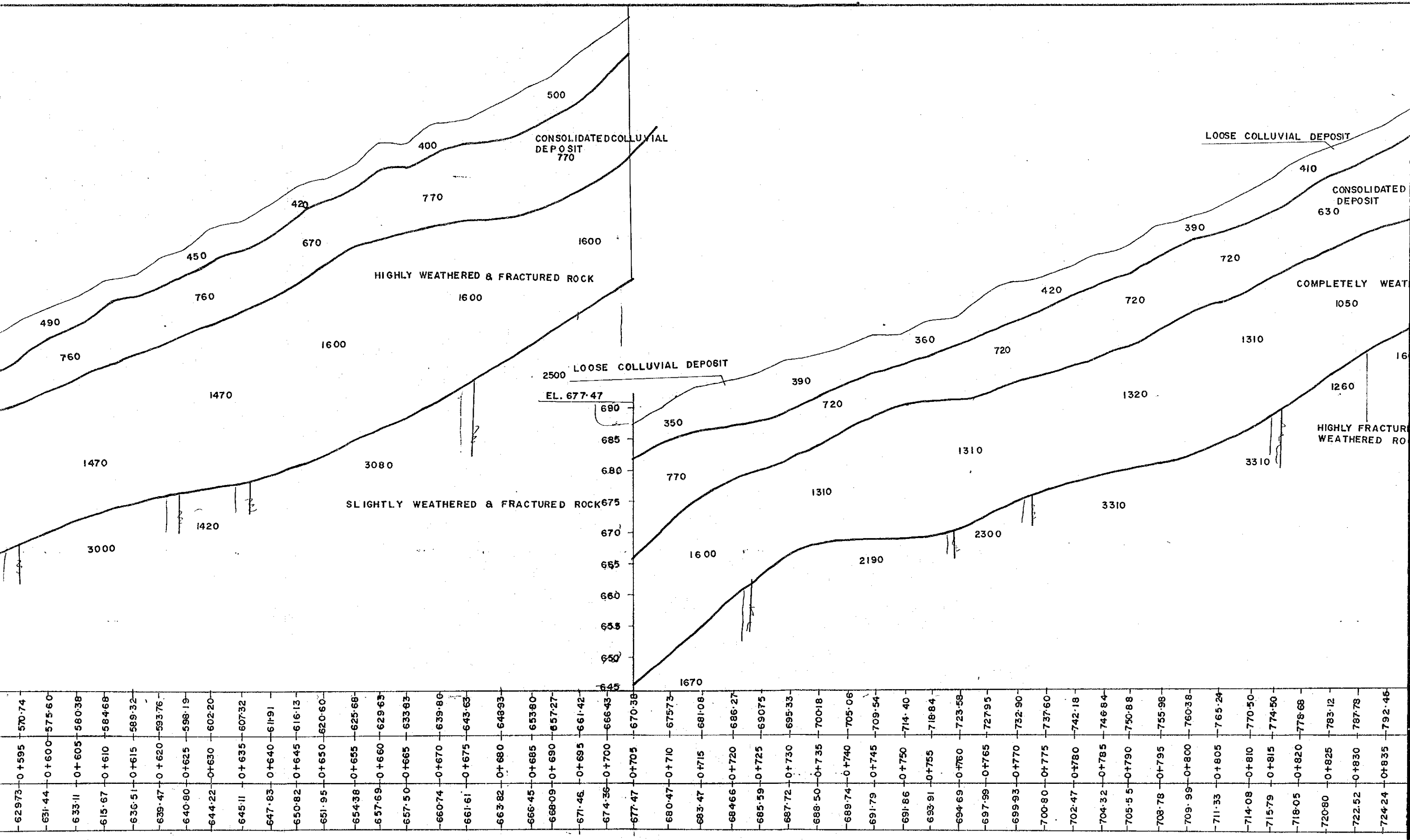
EL. 562.86



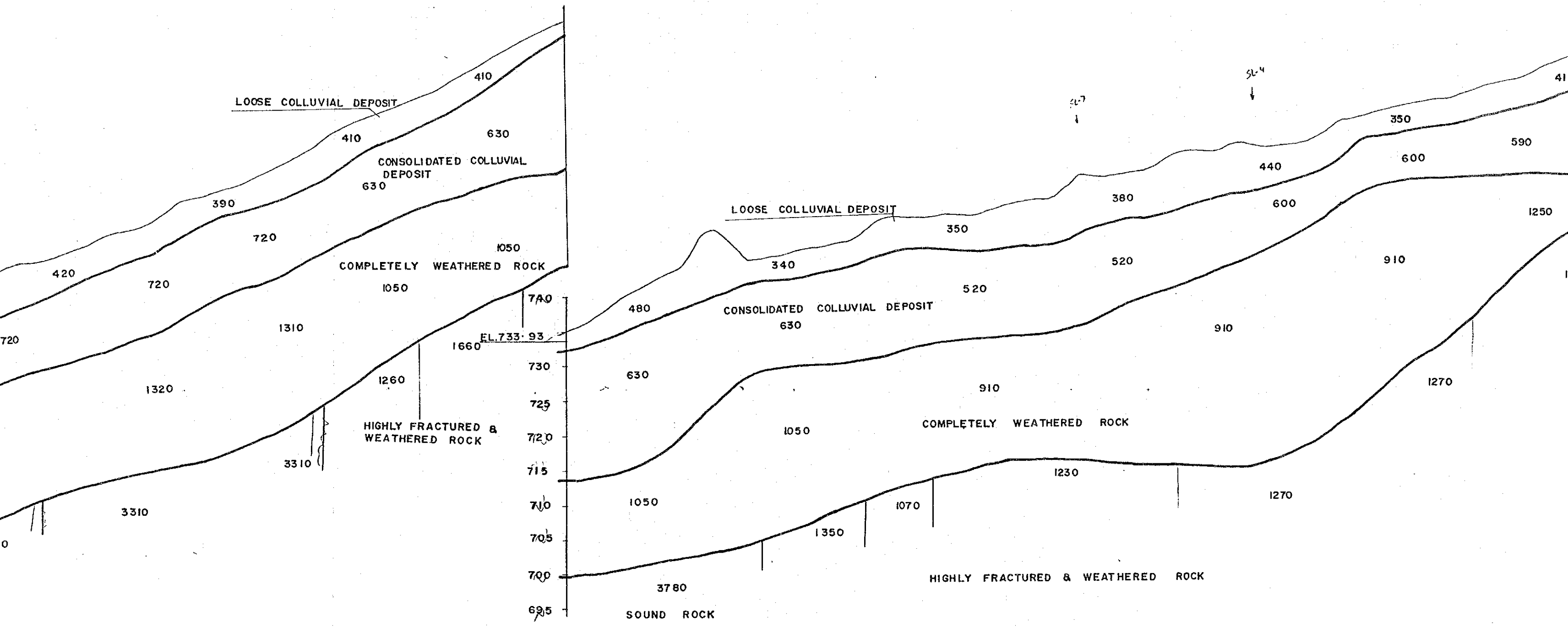
-523.14	0+085	75.86
-523.64	0+090	80.39
-523.57	0+095	85.42
-524.17	0+100	90.37
-524.50	0+105	95.81
-524.91	0+110	100.80
-524.45	0+115	105.68
-526.10	0+120	110.50
-527.00	0+125	115.86
-527.85	0+130	120.27
-529.03	0+135	125.58
-530.05	0+140	129.95
-531.22	0+145	135.78
-532.13	0+150	140.64
-533.44	0+155	145.45
-534.84	0+160	150.30
-535.87	0+165	155.06
-536.88	0+170	160.12
-536.60	0+175	165.06
-537.38	0+180	169.83
-539.06	0+185	174.77
-539.26	0+190	179.69
-538.72	0+195	184.87
-539.51	0+200	189.74
-541.68	0+205	194.28
-543.72	0+210	198.74
-545.46	0+215	202.56
-546.57	0+220	206.68
-548.12	0+225	211.60
-551.11	0+230	215.65
-553.95	0+235	220.20
-555.67	0+240	224.78
-558.10	0+245	229.37
-560.87	0+250	234.12
-562.87	0+255	238.67
-563.53	0+260	244.23
-562.86	0+265	249.18
-261.80	0+270	253.99
-562.86	0+275	258.81
-564.86	0+280	261.12
-566.26	0+285	267.17
-566.87	0+290	270.93
-567.97	0+295	275.92
-570.14	0+300	280.75
-570.84	0+305	285.67
-572.10	0+310	290.61
-573.60	0+315	295.71



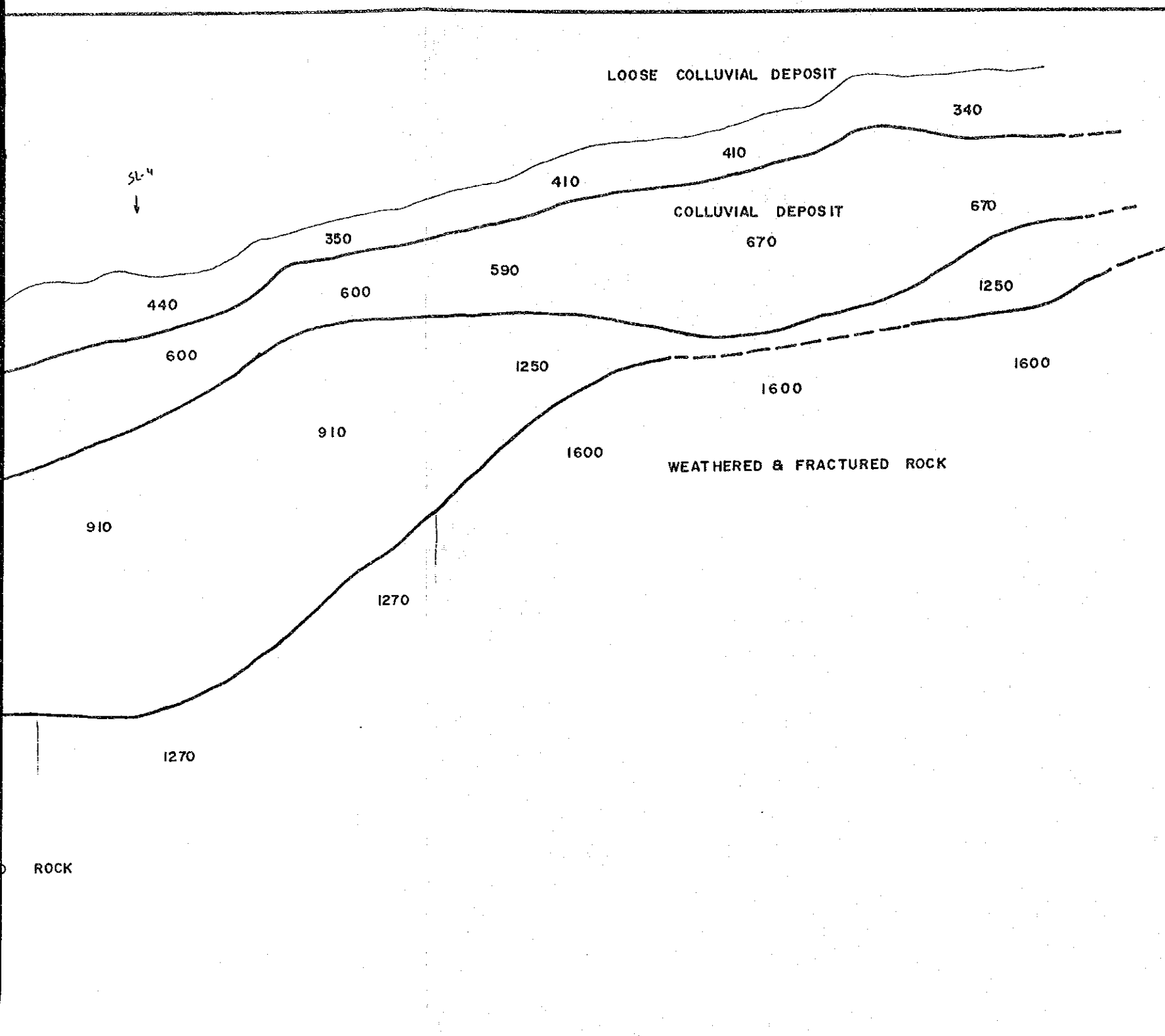
587.90	0 + 430	407.89	620
589.21	0 + 433	412.78	615
589.59	0 + 440	417.75	610
590.56	0 + 445	422.62	605
591.46	0 + 450	427.53	600
592.42	0 + 455	432.36	595
493.64	0 + 460	437.69	590
574.58	0 + 465	442.52	585
575.39	0 + 470	447.38	580
596.85	0 + 475	452.65	575
598.11	0 + 480	457.41	
599.00	0 + 485	462.26	
599.06	0 + 490	467.65	
601.08	0 + 495	472.48	
602.09	0 + 500	477.41	
602.09	0 + 505	482.65	
603.59	0 + 510	487.55	
607.17	0 + 515	492.29	
607.08	0 + 520	497.12	
609.73	0 + 525	501.64	
610.47	0 + 530	506.72	
614.48	0 + 535	511.14	
614.73	0 + 540	516.66	
616.08	0 + 545	520.59	
617.88	0 + 550	527.73	
620.36	0 + 555	532.40	
620.83	0 + 560	537.51	
622.50	0 + 565	542.49	
623.17	0 + 570	547.81	
623.41	0 + 575	552.82	
625.84	0 + 580	556.93	
625.85	0 + 585	561.73	
626.78	0 + 590	566.19	
629.73	0 + 595	570.74	
631.44	0 + 600	575.60	
633.11	0 + 605	580.38	
615.67	0 + 610	584.68	
636.51	0 + 615	589.32	
639.47	0 + 620	593.76	
640.80	0 + 625	598.19	
644.22	0 + 630	602.20	
645.11	0 + 635	607.32	
647.83	0 + 640	611.91	
650.82	0 + 645	616.13	
651.95	0 + 650	620.60	
654.38	0 + 655	625.68	
657.69	0 + 660	629.63	
657.50	0 + 665	633.83	



-62973	0+595	570.74	-631.44	0+600	575.60	-633.11	0+605	580.38	-615.67	0+610	584.68	-636.51	0+615	589.32	-639.47	0+620	593.76	-640.80	0+625	598.19	-644.22	0+630	602.20	-645.11	0+635	607.32	-647.83	0+640	611.91	-650.82	0+645	616.13	-651.95	0+650	620.60	-654.38	0+655	625.68	-657.69	0+660	629.63	-657.50	0+665	633.63	-660.74	0+670	639.80	-661.61	0+675	643.63	-663.82	0+680	648.93	-666.45	0+685	653.80	-668.09	0+690	657.27	-671.46	0+695	661.42	-674.36	0+700	666.43	-677.47	0+705	670.38	-680.47	0+710	675.73	-683.47	0+715	681.08	-684.66	0+720	686.27	-685.59	0+725	690.75	-687.72	0+730	695.33	-688.50	0+735	700.18	-689.74	0+740	705.06	-691.79	0+745	709.54	-691.86	0+750	714.40	-693.91	0+755	718.84	-694.69	0+760	723.58	-697.99	0+765	727.95	-699.93	0+770	732.90	-700.80	0+775	737.60	-702.47	0+780	742.18	-704.32	0+785	746.84	-705.55	0+790	750.88	-708.78	0+795	755.98	-709.99	0+800	760.38	-711.33	0+805	765.24	-714.08	0+810	770.50	-715.79	0+815	774.50	-718.05	0+820	778.68	-720.80	0+825	783.12	-722.52	0+830	787.78	-724.24	0+835	792.45
--------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------	---------	-------	--------

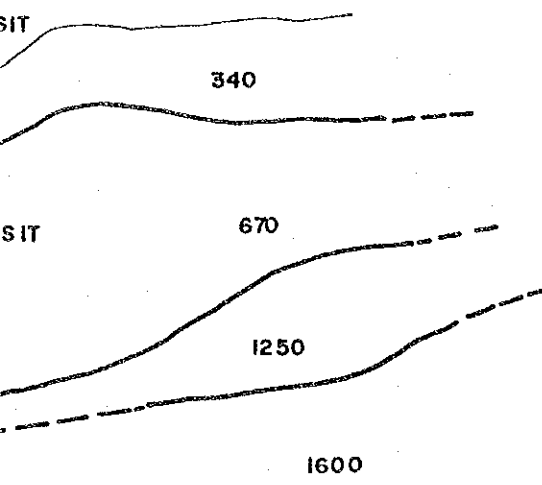


699-93	0+770	732-90	700-80	0+775	737-60	702-47	0+780	742-18	704-32	0+785	746-84	705-55	0+790	750-88	708-78	0+795	755-98	709-99	0+800	760-38	711-33	0+805	765-24	714-08	0+810	770-50	715-79	0+815	774-50	718-05	0+820	778-68	720-80	0+825	783-12	722-52	0+830	787-78	724-24	0+835	792-48	726-89	0+840	796-78	729-26	0+845	801-17	731-65	0+850	805-37	733-93	0+855	810-37	735-69	0+860	814-06	738-33	0+865	817-99	740-66	0+870	822-28	743-44	0+875	827-68	748-90	0+880	832-43	744-60	0+885	837-63	745-04	0+890	842-27	746-33	0+895	847-41	747-20	0+900	852-03	750-15	0+905	856-67	750-51	0+910	861-48	750-84	0+915	866-60	751-13	0+920	871-47	752-52	0+925	876-30	753-35	0+930	880-67	756-38	0+935	885-71	756-46	0+940	890-54	756-96	0+945	895-17	758-97	0+950	900-40	759-46	0+955	905-19	760-80	0+960	909-86	760-50	0+965	914-65	761-22	0+970	919-60	763-98	0+975	924-43	765-04	0+980	929-57	766-08	0+985	934-16	766-47	0+990	939-04	768-11	0+995	944-15	769-22	1+000	948-72	770-82	1+005	953-34
--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	--------



756.96	0+943	893.17
-758.97	0+950	900.40
-759.46	0+955	905.19
-760.80	0+960	909.86
-760.50	0+965	914.65
-761.22	0+970	919.60
-763.98	0+975	924.43
-765.04	0+980	929.57
-766.08	0+985	934.16
-766.47	0+990	939.04
-768.11	0+995	944.15
-769.22	1+000	948.72
-770.82	1+005	953.34
-773.03	1+010	958.67
-773.92	1+015	963.47
-774.08	1+020	968.46
-774.80	1+025	973.30
-776.46	1+030	978.31
-777.13	1+035	982.91
-780.08	1+040	987.58
-780.24	1+045	992.89
-780.39	1+050	997.57
-780.40	1+055	1002.45
-780.78	1+060	1007.83

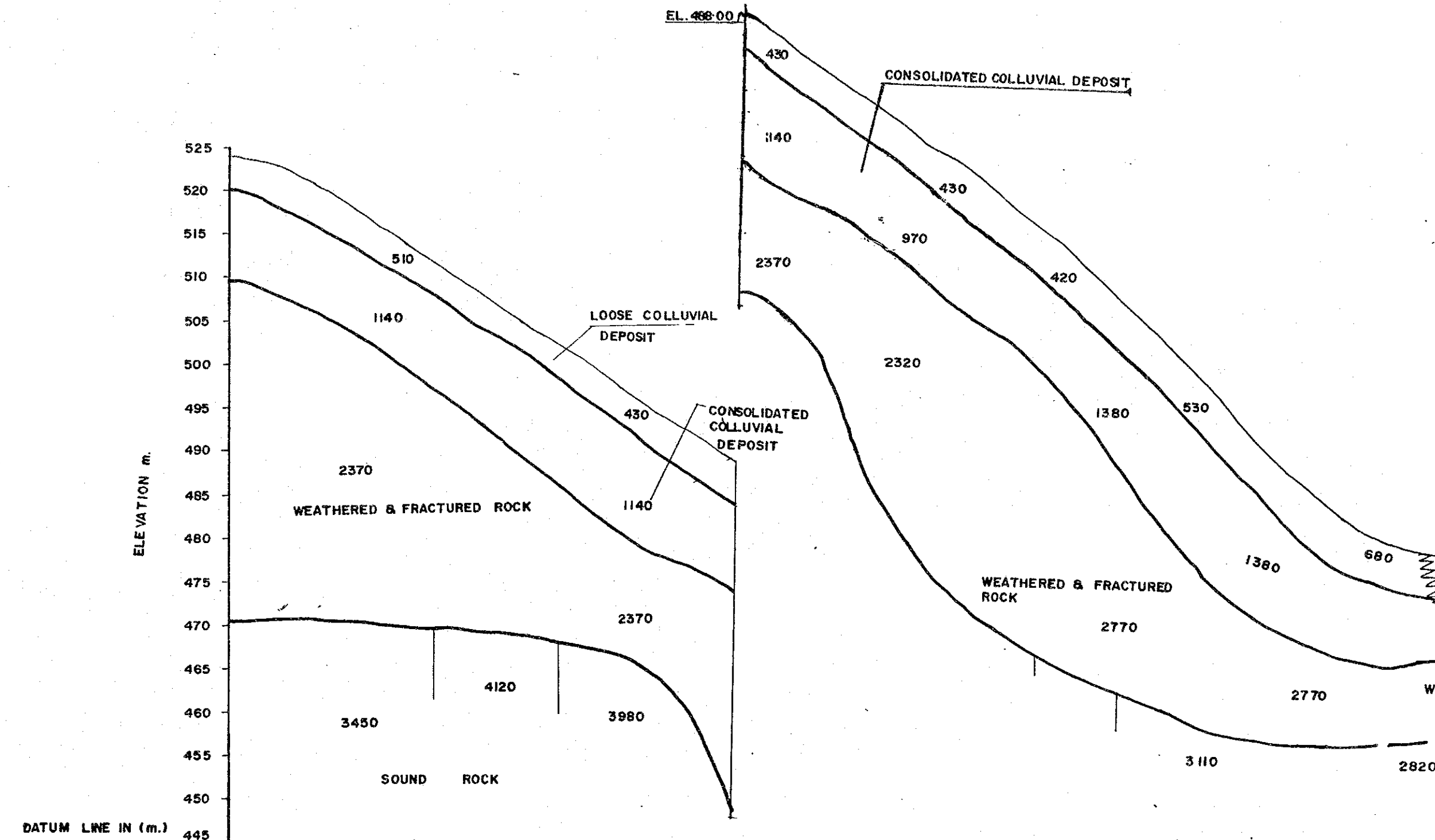
SEISMIC DEPTH S



ACTURED ROCK

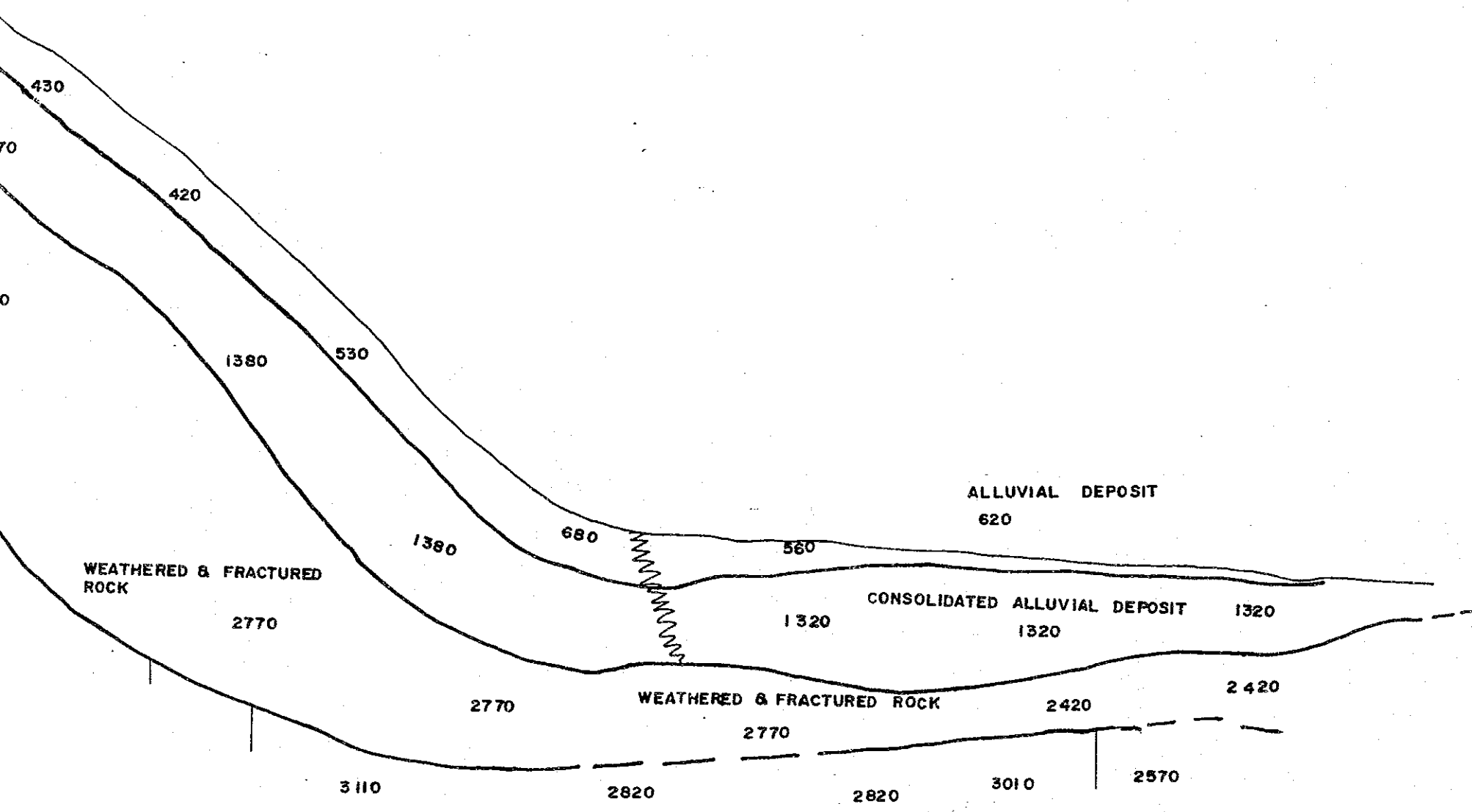
-777.13	-1+035	-982.91
-780.08	-1+040	-987.58
-780.24	-1+045	-992.89
-780.39	-1+050	-997.57
-780.40	-1+055	-1002.45
-780.78	-1+060	-1007.83

SEISMIC DEPTH SECTION ALONG SL-5



	DATUM LINE IN (m.)																																			
HORIZONTAL DISTANCE (m)	0+000	0+005	0+010	0+015	0+020	0+025	0+030	0+035	0+040	0+045	0+050	0+055	0+060	0+065	0+070	0+075	0+080	0+085	0+090	0+095	0+100	0+105	0+110	0+115	0+120	0+125	0+130	0+135	0+140	0+145	0+150	0+155	0+160	0+165	0+170	0+175
CHAINAGE (m)	0+000	0+005	0+010	0+015	0+020	0+025	0+030	0+035	0+040	0+045	0+050	0+055	0+060	0+065	0+070	0+075	0+080	0+085	0+090	0+095	0+100	0+105	0+110	0+115	0+120	0+125	0+130	0+135	0+140	0+145	0+150	0+155	0+160	0+165	0+170	0+175
ELEVATION (m)	524.13	523.30	520.40	518.62	515.60	512.89	510.23	507.20	504.58	502.27	500.43	496.13	493.35	490.80	488.00	485.46	482.57	479.98	477.96	475.36	472.02	468.92	465.57	462.71	459.02	455.39	451.88	449.03	445.22	440.71	439.68	438.96	438.69	438.26	437.97	

SOLIDATED COLLUVIAL DEPOSIT



ALLUVIAL DEPOSIT
620

CONSOLIDATED ALLUVIAL DEPOSIT
1320

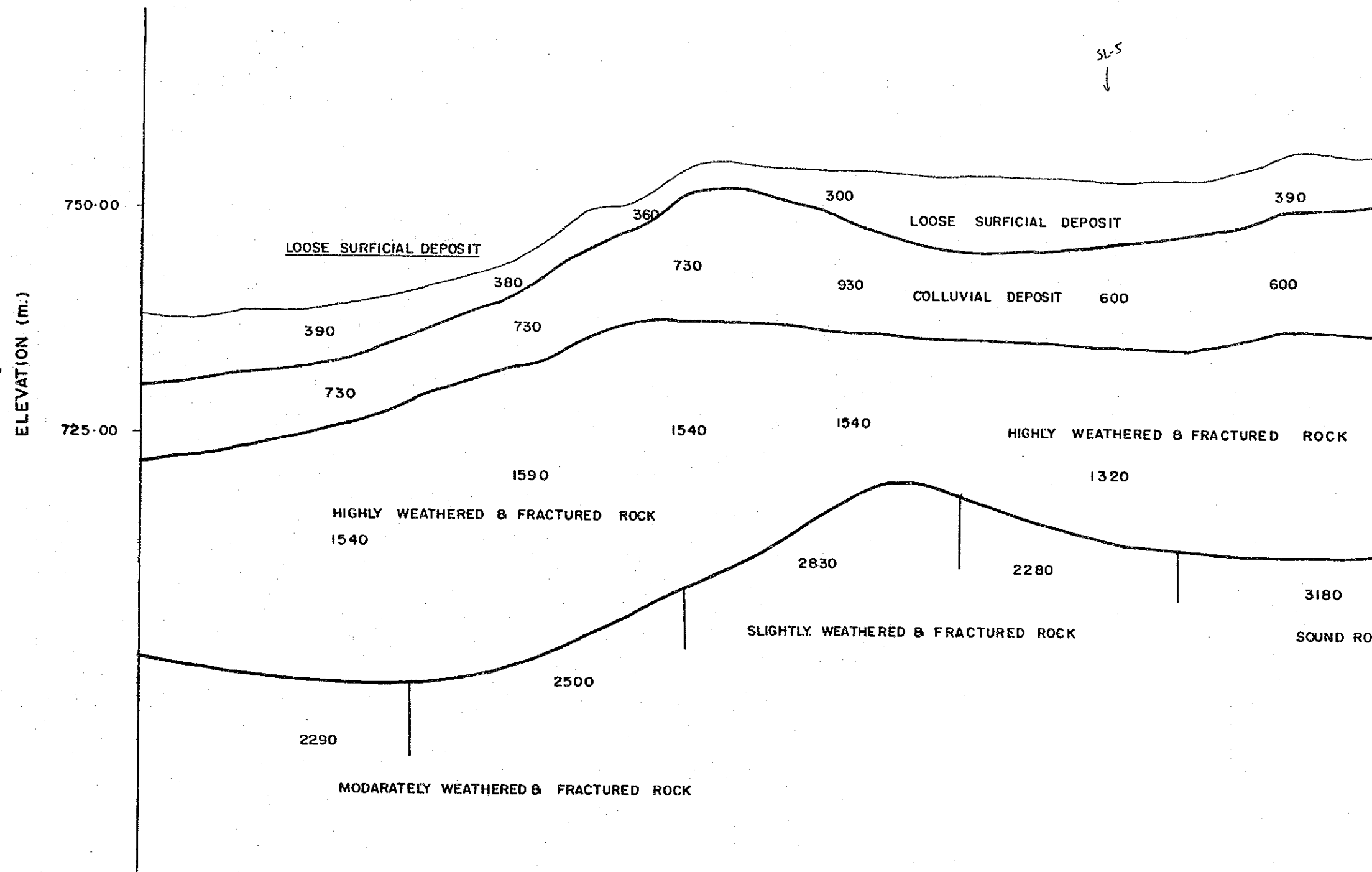
WEATHERED & FRACTURED ROCK

PARTLY WEATHERED & FRACTURED TO SOUND ROCK

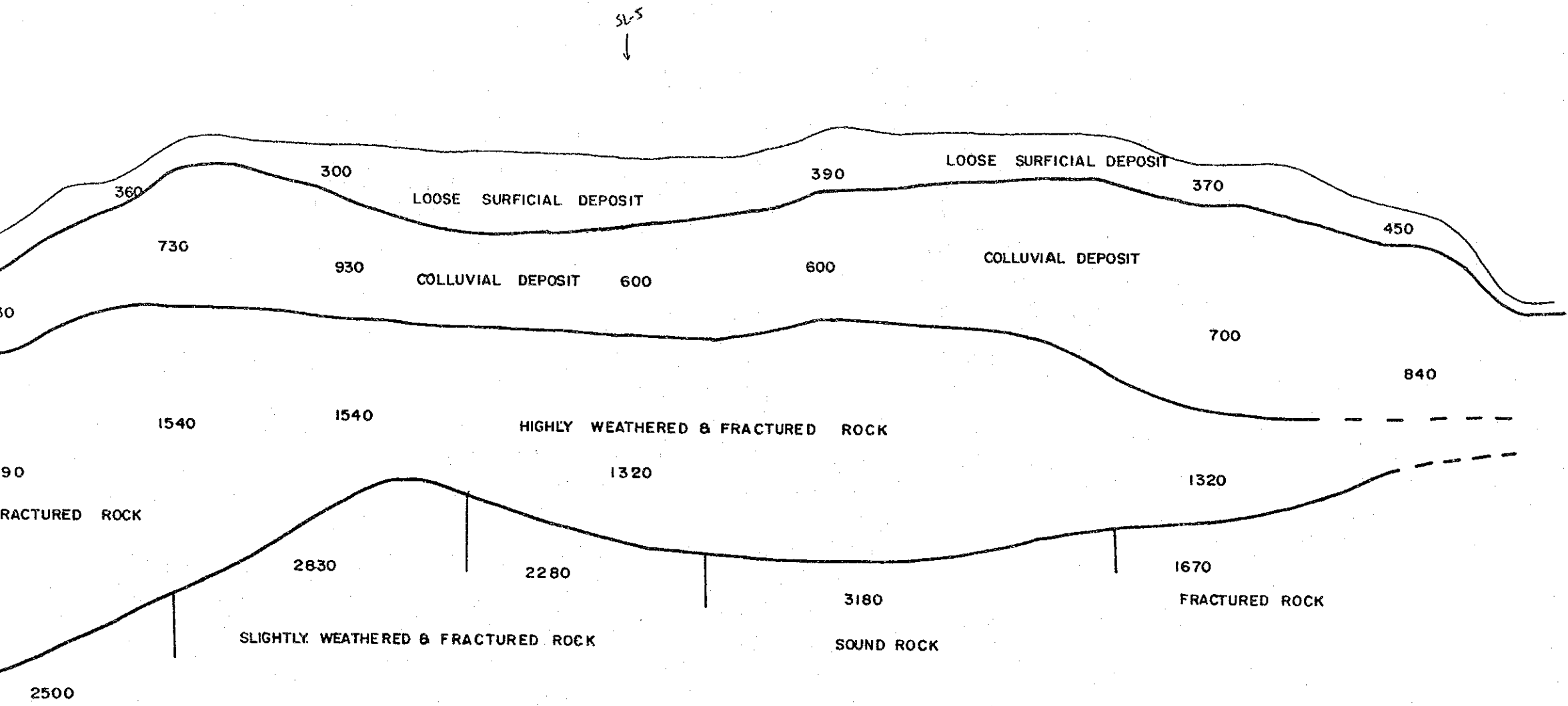
472.02	0+100	81.52
468.92	0+105	85.14
465.57	0+110	88.88
462.71	0+115	92.53
459.02	0+120	96.23
455.39	0+125	99.94
451.88	0+130	102.63
449.03	0+135	106.26
445.22	0+140	110.18
440.71	0+145	115.80
439.68	0+150	118.73
438.86	0+155	123.38
438.69	0+160	128.29
438.26	0+165	133.21
437.97	0+170	138.25
438.21	0+175	143.28
437.91	0+180	148.27
437.47	0+185	153.74
437.22	0+190	158.25
437.00	0+195	163.22
436.69	0+200	168.21
436.96	0+205	173.22
436.88	0+210	178.23
435.77	0+215	183.18
435.93	0+220	188.16
436.03	0+225	193.17
436.00	0+230	198.20

SEISMIC DEPTH SECTION ALONG
SL-6

A-I-7



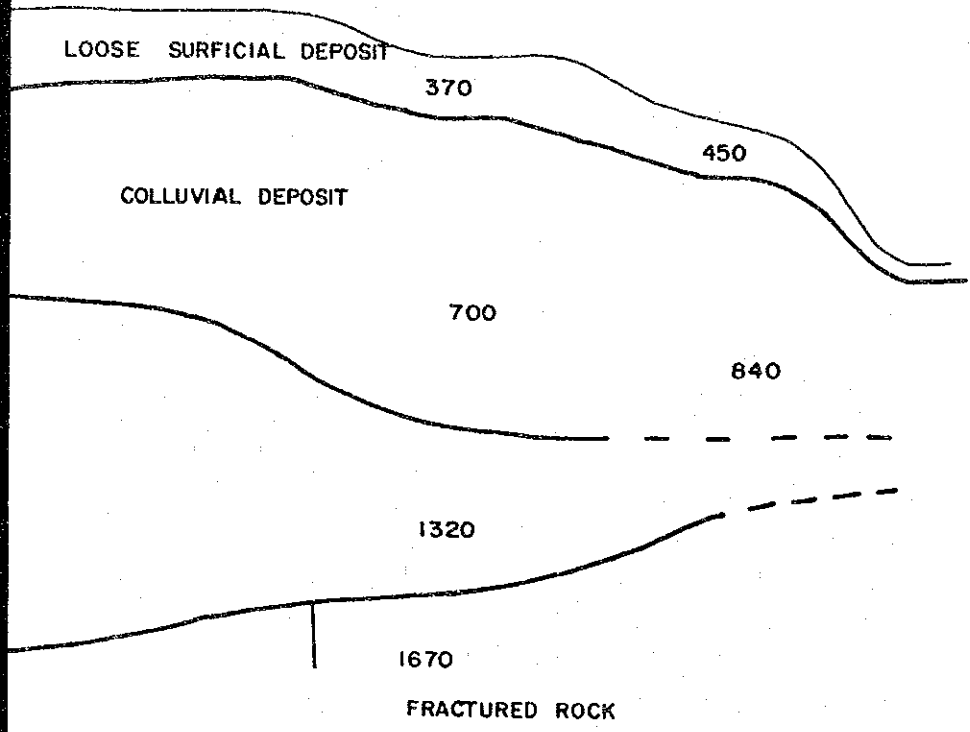
HOR. DISTANCE (M)	CHAINAGE (M)	ELEVATION (M)
0.00	0+000	738.41
9.63	0+005	737.76
10.74	0+010	738.87
15.52	0+015	738.82
20.38	0+020	739.20
25.25	0+025	740.53
28.84	0+030	741.25
34.82	0+035	742.45
40.14	0+040	743.88
44.78	0+045	746.54
48.47	0+050	749.70
53.24	0+055	750.58
58.20	0+060	753.56
62.14	0+065	755.63
67.11	0+070	755.22
71.91	0+075	754.90
77.03	0+080	754.61
82.08	0+085	754.33
87.08	0+090	754.06
92.09	0+095	754.00
97.09	0+100	754.03
102.48	0+105	753.73
106.88	0+110	753.35
111.67	0+115	753.50
116.68	0+120	753.62
121.56	0+125	754.26
126.34	0+130	756.54
131.07	0+135	756.68
136.22	0+140	755.94



8 FRACTURED ROCK

-746.54	0+045	-44.78
-749.70	0+050	-48.47
-750.58	0+055	-53.24
-753.56	0+060	-58.20
-755.63	0+065	-62.14
-755.22	0+070	-67.11
-754.90	0+075	-71.91
-754.61	0+080	-77.03
-754.33	0+085	-82.08
-754.06	0+090	-87.08
-754.00	0+095	-92.09
-754.03	0+100	-97.09
-753.73	0+105	-102.48
-753.35	0+110	-106.88
-753.50	0+115	-111.67
-753.62	0+120	-116.68
-754.26	0+125	-121.56
-756.54	0+130	-126.34
-756.68	0+135	-131.07
-755.94	0+140	-136.22
-756.16	0+145	-141.25
-756.11	0+150	-146.28
-756.00	0+155	-151.06
-755.84	0+160	-156.15
-754.30	0+165	-160.90
-753.21	0+170	-165.49
-753.15	0+175	-170.41
-753.23	0+180	-174.48
-750.04	0+185	-179.90
-748.81	0+190	-184.74
-747.77	0+195	-189.59
-744.98	0+200	-193.35
-739.51	0+205	-197.28
-738.79	0+210	-201.67

SEIS



OCK

753.94	0+140	136.22
756.16	0+145	141.25
756.11	0+150	146.28
756.00	0+155	151.06
755.84	0+160	156.15
754.30	0+165	160.90
753.21	0+170	165.49
753.15	0+175	170.41
753.23	0+180	174.48
750.04	0+185	179.90
748.81	0+190	184.74
747.77	0+195	189.59
744.98	0+200	193.35
739.51	0+205	197.28
738.79	0+210	201.67

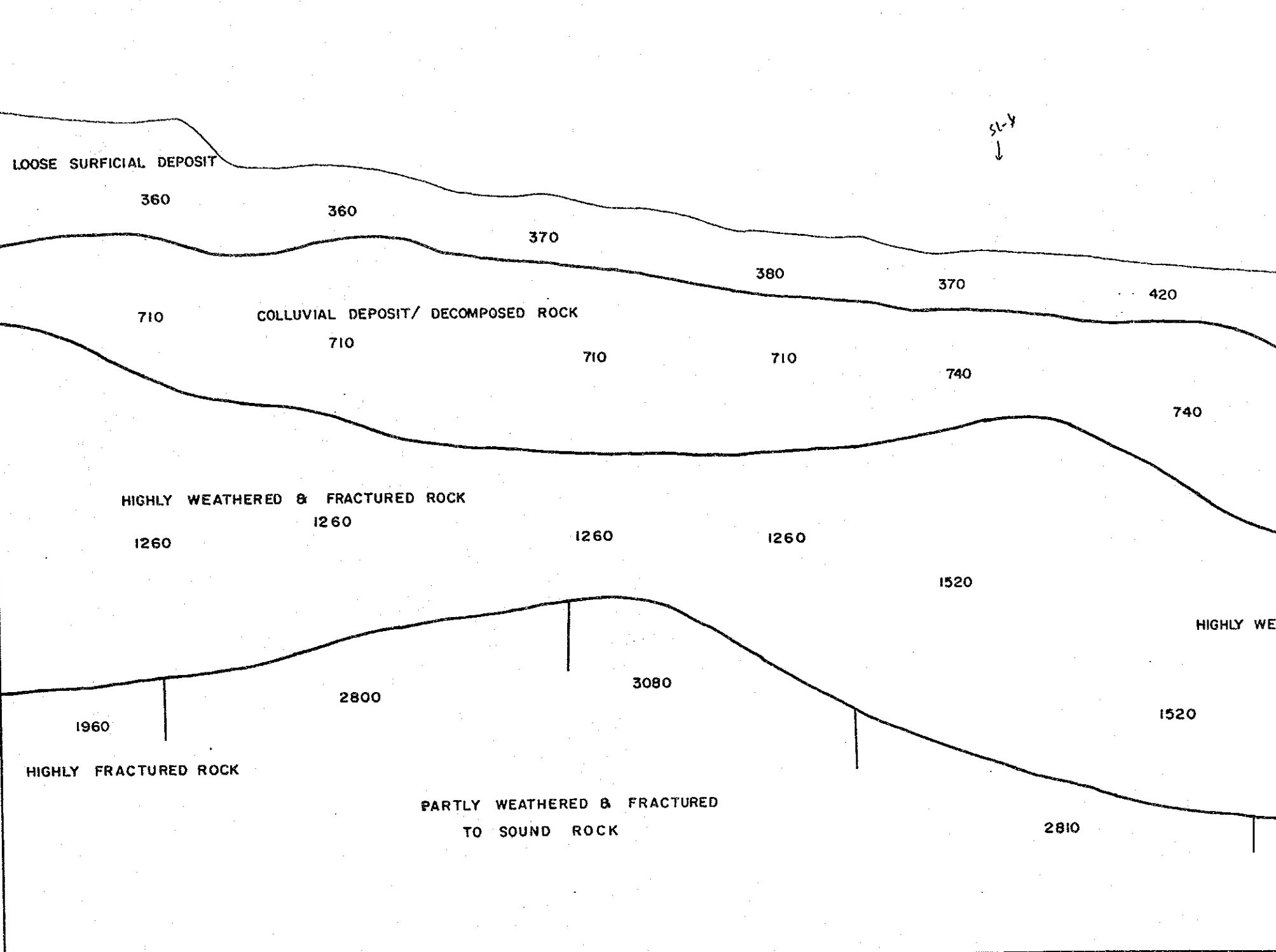
SEISMIC DEPTH SECTION ALONG SL-7

ELEVATION (m.)

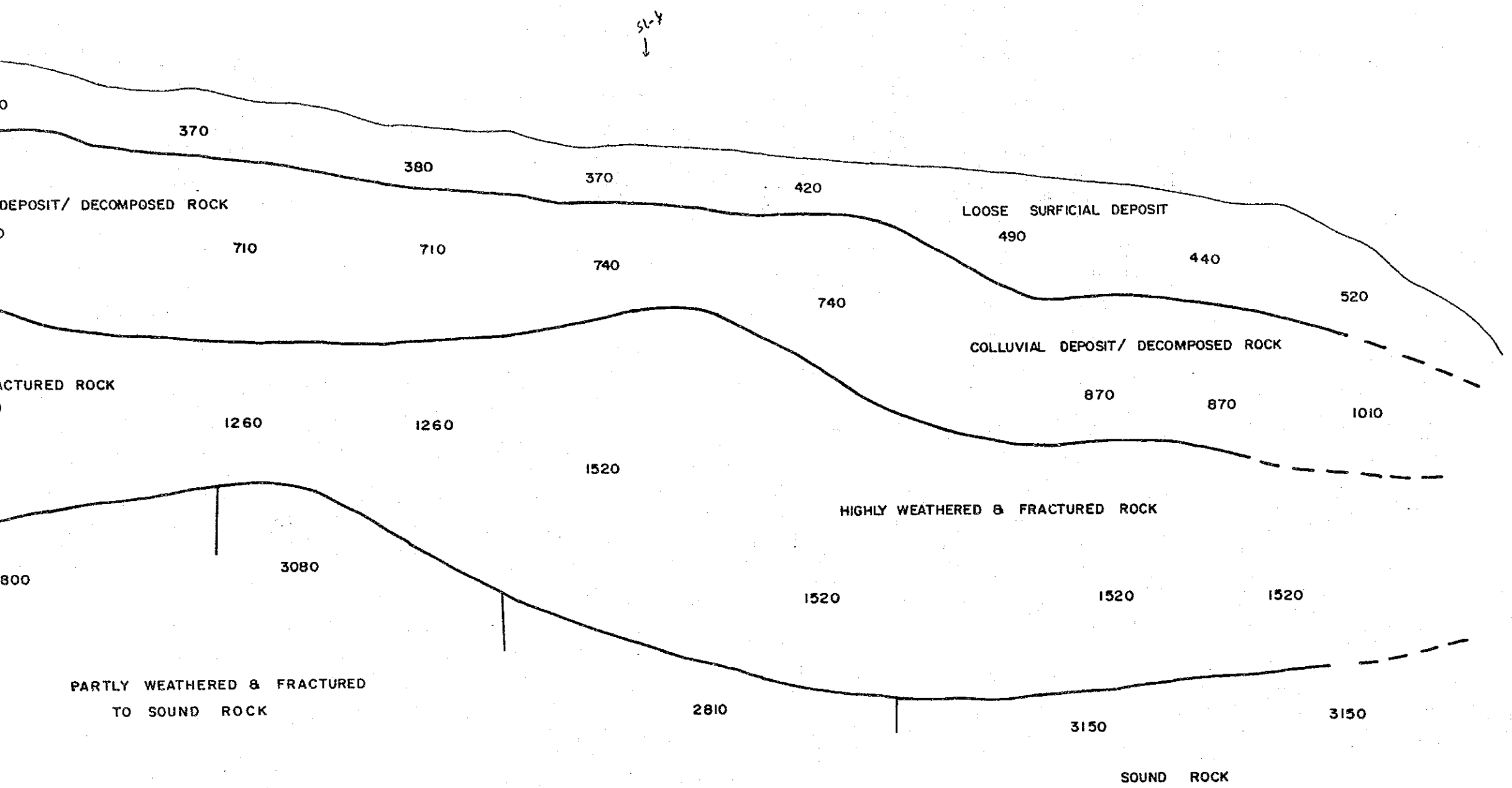
795.00

770.00

745.00

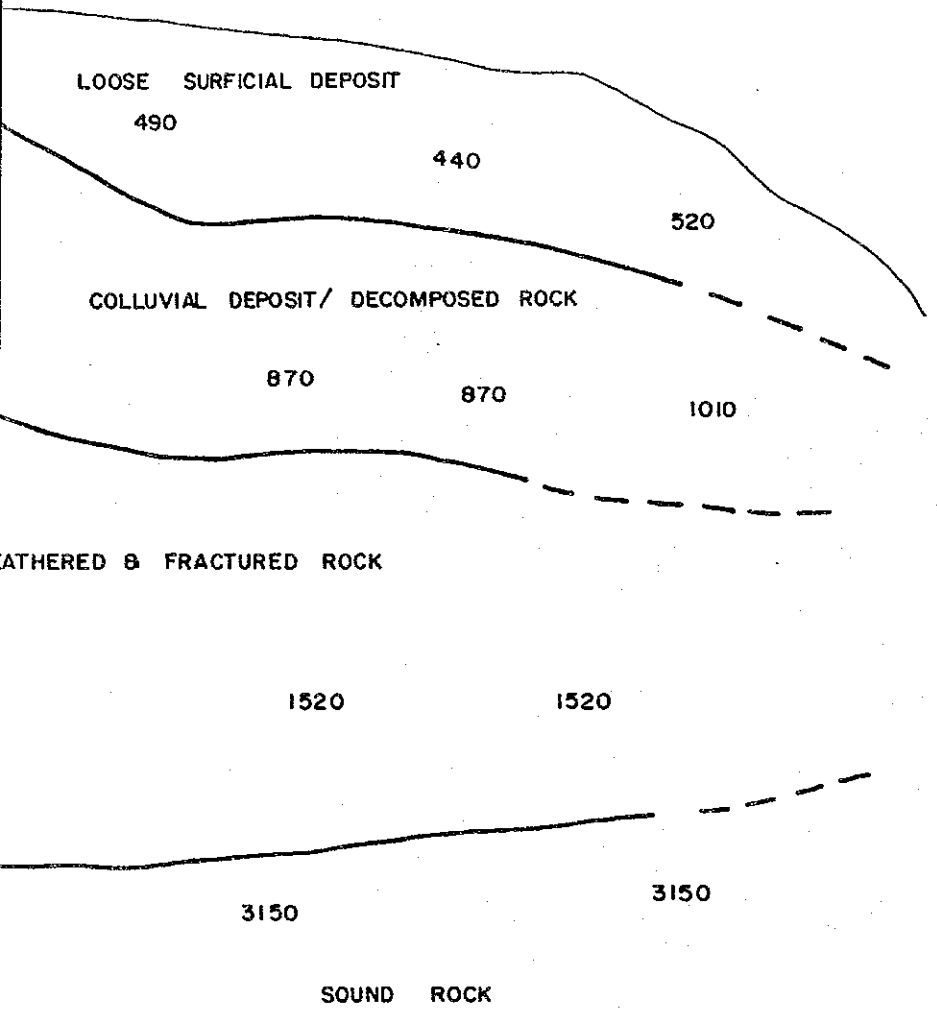


HOR. DISTANCE (M)	CHAINAGE (M)	ELEVATION (M)
0.00	0+000	787.65
3.88	0+005	787.26
9.67	0+010	786.60
14.53	0+015	756.40
17.50	0+020	786.56
24.69	0+025	782.81
29.56	0+030	782.24
34.29	0+035	781.48
37.40	0+040	781.14
44.05	0+045	780.14
48.89	0+050	778.35
54.01	0+055	777.92
59.09	0+060	777.35
64.16	0+065	776.73
69.48	0+070	776.38
74.12	0+075	775.66
79.36	0+080	774.13
84.09	0+085	773.86
87.23	0+090	773.06
94.23	0+095	773.00
99.23	0+100	771.75
104.01	0+105	771.44
108.00	0+110	771.34
113.96	0+115	771.04
118.91	0+120	770.55
124.07	0+125	769.96
127.00	0+130	769.57
133.79	0+135	769.00



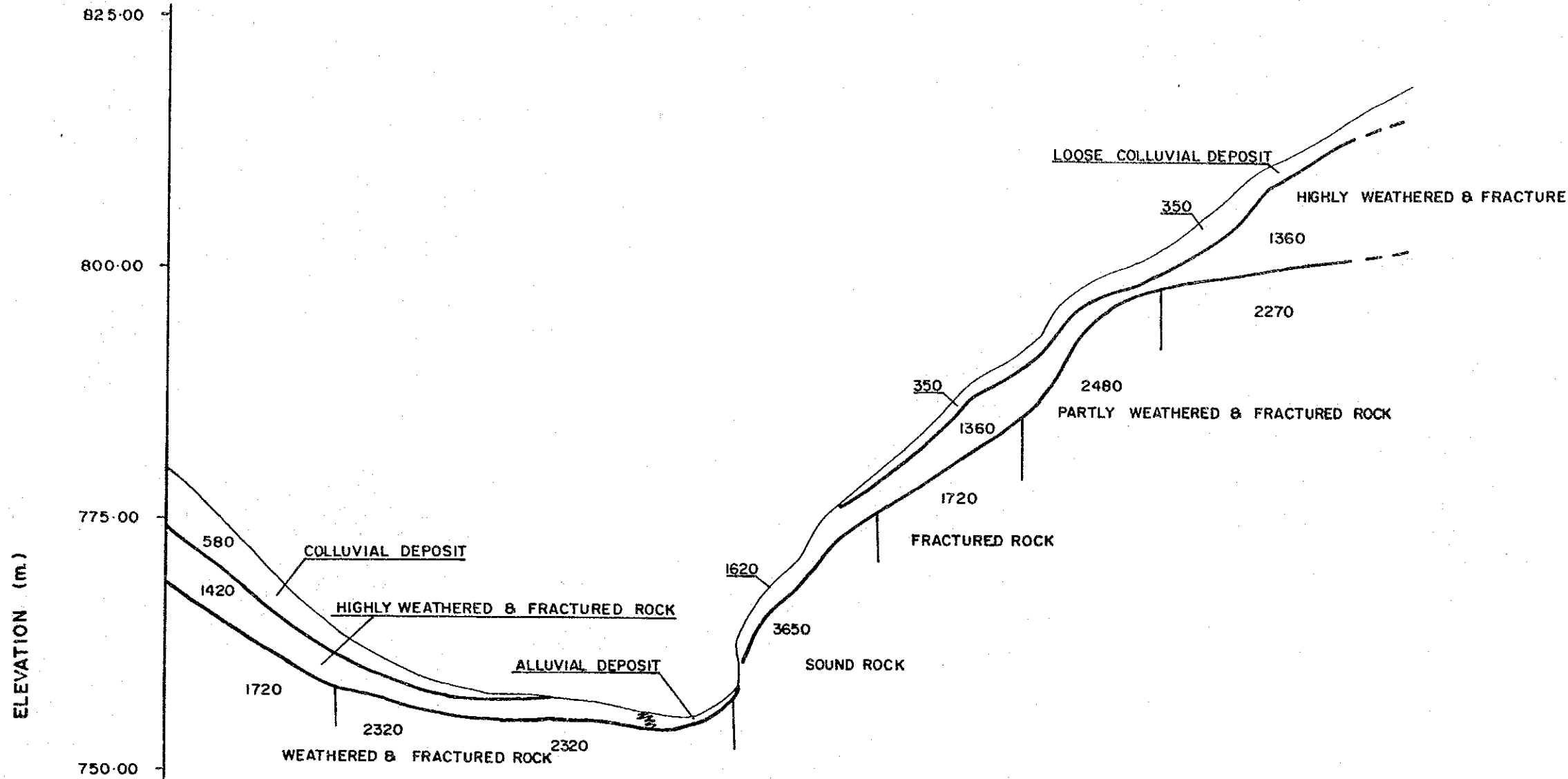
-781.14	-0+040	-37.40
-780.14	-0+045	-44.05
-778.35	-0+050	-48.89
-777.92	-0+055	-54.01
-777.35	-0+060	-59.09
-776.73	-0+065	-64.16
-776.38	-0+070	-69.48
-775.66	-0+075	-74.12
-774.13	-0+080	-79.36
-773.86	-0+085	-84.09
-773.06	-0+090	-87.23
-773.00	-0+095	-94.23
-771.75	-0+100	-99.23
-771.44	-0+105	-104.01
-771.34	-0+110	-108.00
-771.04	-0+115	-113.96
-770.55	-0+120	-118.91
-769.96	-0+125	-124.07
-769.57	-0+130	-127.00
-769.00	-0+135	-133.79
-768.94	-0+140	-138.75
-768.43	-0+145	-143.70
-767.97	-0+150	-148.66
-767.44	-0+155	-153.61
-766.83	-0+160	-158.55
-766.23	-0+165	-163.54
-765.44	-0+170	-168.50
-764.23	-0+175	-173.43
-764.01	-0+180	-178.40
-761.51	-0+185	-185.35
-759.82	-0+190	-187.80
-756.39	-0+195	-191.40
-753.72	-0+200	-195.47
-751.43	-0+205	-179.51
-747.50	-0+210	-202.80

SE

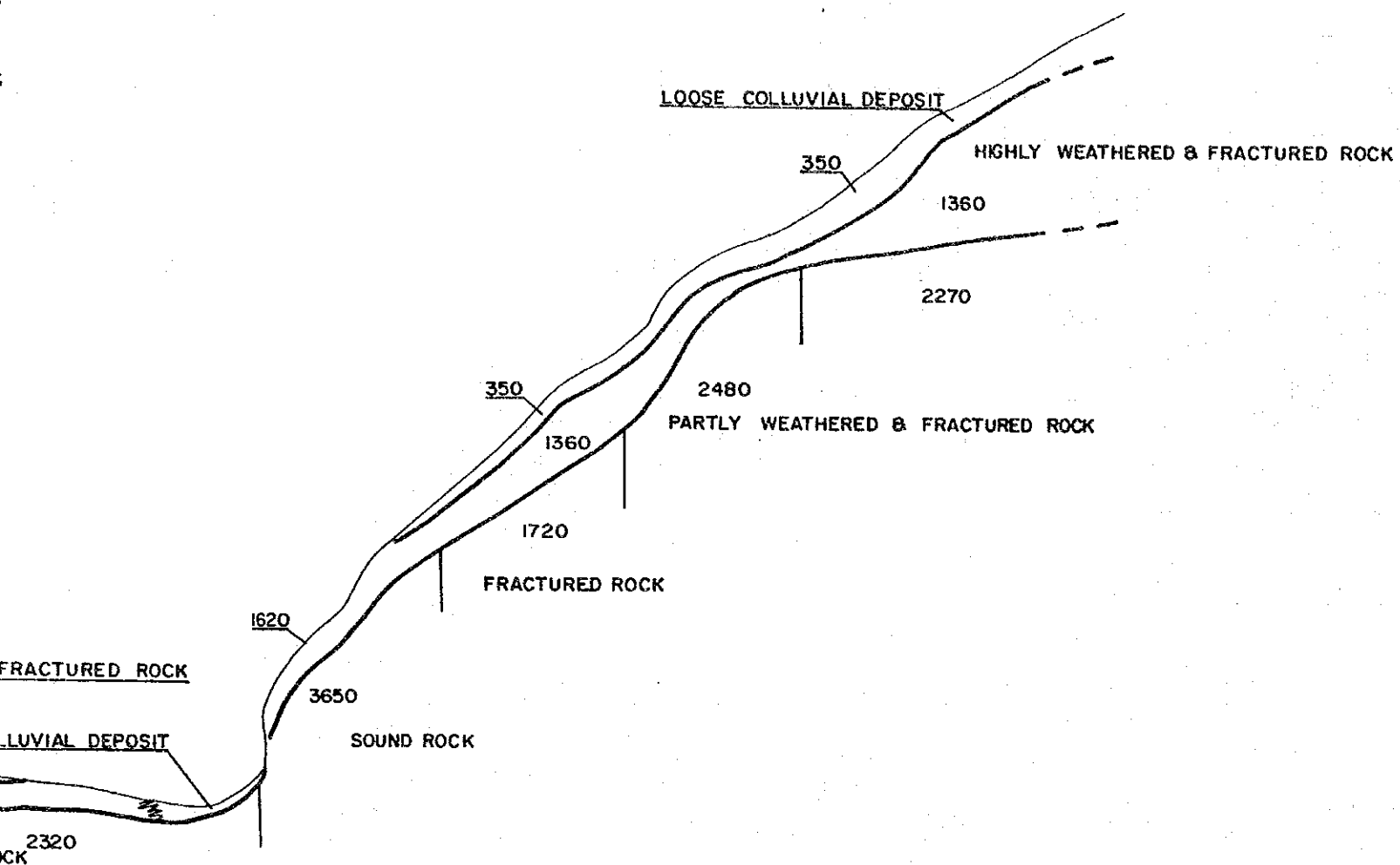


-768.94	0+140	138.75
-768.43	0+145	143.70
-767.97	0+150	148.66
-767.44	0+155	158.61
-766.83	0+160	158.55
-766.23	0+165	163.54
-765.44	0+170	168.50
-764.23	0+175	173.43
-764.01	0+180	178.40
-761.51	0+185	185.35
-759.82	0+190	187.80
-756.39	0+195	191.40
-753.72	0+200	195.47
-751.43	0+205	179.51
-747.50	0+210	202.80

SEISMIC DEPTH SECTION ALONG SL-8



HOR. DISTANCE (M)	CHAINAGE (M)	ELEVATION (M)
0+000	0.00	779.88
0+005	5.46	774.96
0+010	8.41	771.97
0+015	12.45	768.70
0+020	16.30	764.81
0+025	19.37	762.42
0+030	24.00	759.91
0+035	28.49	759.30
0+040	33.37	757.40
0+045	38.26	757.22
0+050	43.28	756.56
0+055	48.28	755.47
0+060	53.34	755.33
0+070	57.67	762.42
0+065	57.82	758.19
0+075	59.78	767.35
0+080	63.54	770.45
0+085	65.28	774.32
0+090	69.96	777.97
0+095	72.55	779.97
0+100	77.18	784.45
0+105	80.29	787.78
0+110	88.72	789.78
0+115	88.04	793.16
0+120	90.64	797.03
0+125	97.27	799.78
0+130	101.21	802.52
0+135	105.15	805.26
0+140	109.53	809.28
0+145	115.27	810.94
0+150	118.97	814.03
0+155	125.37	817.61



-757.22	-0+045	-38.26
-756.56	-0+050	-43.28
-755.47	-0+055	-48.28
-755.33	-0+060	-53.34
-762.42	-0+070	-57.67
-758.19	-0+065	-57.82
-767.35	-0+075	-59.78
-770.45	-0+080	-63.54
-774.32	-0+085	-65.28
-777.97	-0+090	-69.96
-779.97	-0+095	-72.55
-784.45	-0+100	-77.18
-787.78	-0+105	-80.29
-789.78	-0+110	-88.72
-793.16	-0+115	-88.04
-797.03	-0+120	-90.64
-799.78	-0+125	-97.27
-802.52	-0+130	-101.21
-805.26	-0+135	-105.15
-809.28	-0+140	-109.53
-810.94	-0+145	-115.27
-814.03	-0+150	-118.97
-817.81	-0+155	-125.37

SEISMIC DEPTH SECTION ALONG SL-9

資料一Ⅱ 水文解析

Ⅱ. 1	観測点GS730(Puwa Khola川)における日平均流量	A. Ⅱ-1
Ⅱ. 2	観測点GS730(Puwa Khola川)における月平均流量	A. Ⅱ-13
Ⅱ. 3	Puwa Khola川取水地点の計画洪水量	A. Ⅱ-20
Ⅱ. 3. 1	合理式による計算	A. Ⅱ-20
Ⅱ. 3. 2	洪水痕跡よりの推定	A. Ⅱ-25
Ⅱ. 4	Mai Khola川発電所地点の計画洪水量	A. Ⅱ-28
Ⅱ. 4. 1	合理式による計算	A. Ⅱ-28
Ⅱ. 5	水位—流量曲線	A. Ⅱ-31
Ⅱ. 5. 1	取水地点	A. Ⅱ-31
Ⅱ. 5. 2	発電所地点	A. Ⅱ-33

資料 - II 水文解析

II.1 観測点 G S 730(Puwa khola 川) における日平均流量

(1972年から1986年まで及び1992年5月から1993年4月まで)

表 II. 1. 1	日平均流量	(1972年)
表 II. 1. 2	"	(1974年)
表 II. 1. 3	"	(1975年)
表 II. 1. 4	"	(1976年)
表 II. 1. 5	"	(1978年)
表 II. 1. 6	"	(1980年)
表 II. 1. 7	"	(1983年)
表 II. 1. 8	"	(1984年)
表 II. 1. 9	"	(1985年)
表 II. 1. 10	"	(1986年)
表 II. 1. 11	日平均流量	(1992年5月~1993年4月)

表II.1.1 日平均流量(1972年)

観測点: GS 730

流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	2.4	1.8	2.0	3.1	1.7	2.0	44.6	41.1	28.6	111.5	8.1	5.8
2	2.3	1.8	2.0	3.1	1.7	1.9	41.8	39.7	25.8	106.7	8.1	5.8
3	2.3	1.8	2.0	3.0	1.6	1.9	40.4	37.6	23.7	102.5	8.1	5.6
4	2.3	1.8	2.0	2.9	1.6	1.9	39.0	37.6	22.3	99.0	7.8	5.4
5	2.2	1.8	2.0	2.9	1.6	1.8	36.2	36.2	18.3	95.5	7.8	5.4
6	2.2	1.8	2.0	2.8	1.6	4.5	34.8	51.6	16.6	72.5	7.8	5.3
7	2.2	1.7	2.0	2.8	1.6	3.8	52.3	47.4	55.8	64.8	7.6	4.9
8	2.2	1.7	2.0	2.7	1.6	3.2	49.5	116.4	53.0	37.6	7.6	4.9
9	2.2	1.7	1.9	2.7	1.6	2.7	46.7	69.0	50.9	25.8	7.3	4.9
10	2.2	1.7	1.9	2.7	1.6	2.5	44.6	58.5	48.1	24.4	7.3	4.8
11	2.2	1.7	1.9	2.6	1.5	2.2	41.1	52.3	46.7	23.0	7.1	4.8
12	2.2	1.7	1.8	2.6	1.5	2.0	38.3	48.8	44.6	22.3	7.1	4.6
13	2.2	1.7	1.8	2.6	1.5	1.8	37.6	48.1	42.5	20.9	7.1	4.5
14	2.2	2.0	1.8	2.5	1.5	1.6	34.8	47.4	39.7	19.5	6.9	4.5
15	2.2	2.6	1.8	2.5	1.5	2.5	30.7	48.8	37.6	18.9	6.9	4.3
16	2.1	2.4	1.8	2.4	1.5	2.2	26.5	49.5	37.6	17.7	6.6	4.2
17	2.1	2.3	1.8	2.4	1.4	2.2	23.0	45.3	35.5	16.6	6.4	4.1
18	2.1	2.3	1.8	2.3	1.3	2.1	19.5	42.5	33.4	16.6	6.4	4.1
19	2.1	2.2	1.8	2.3	2.9	2.0	16.6	38.3	30.7	16.1	6.4	3.9
20	2.1	2.2	1.7	2.2	2.2	2.0	15.0	59.2	26.5	15.6	6.2	3.8
21	2.1	2.2	1.7	2.2	2.0	51.6	13.6	55.1	25.1	14.6	6.2	3.7
22	2.1	2.2	1.7	2.2	1.8	142.2	12.4	51.6	21.6	14.1	6.2	3.6
23	2.0	2.2	1.7	2.2	1.8	81.6	59.2	48.8	19.5	14.1	6.0	3.4
24	2.0	2.1	1.7	2.2	1.7	69.0	56.5	46.0	16.6	13.6	6.0	3.2
25	2.0	2.1	1.7	2.2	2.2	64.1	53.7	43.9	58.5	13.2	6.0	3.1
26	2.0	2.1	1.7	2.1	2.2	57.8	51.6	41.8	187.6	12.8	6.0	3.0
27	1.9	2.1	1.6	2.1	2.1	55.8	49.5	39.7	127.6	12.8	5.8	2.9
28	1.9	2.1	3.3	2.1	2.1	52.3	47.4	37.6	120.6	11.2	5.8	2.8
29	1.9	2.0	3.2	1.8	2.0	48.8	46.0	35.5	117.1	10.5	5.8	2.7
30	1.9		3.3	1.8	2.0	46.0	44.6	33.4	114.3	9.2	5.8	2.6
31	1.8		3.2		2.0		42.5	30.7		8.3		2.6
平均	2.1	2.0	2.0	2.5	1.8	23.9	38.4	47.7	50.9	34.3	6.8	4.2
最大	2.4	2.6	3.3	3.1	2.9	142.2	59.2	116.4	187.6	111.5	8.1	5.8
最小	1.8	1.7	1.6	1.8	1.3	1.6	12.4	30.7	16.6	8.3	5.8	2.6

平均 18.1
 最大 187.6
 最小 1.3

表II.1.2 日平均流量(1974年)

觀測点: GS 730
流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	2.6	2.9	2.0	2.9	2.2	41.1	61.3	83.0	55.1	32.0	8.9	4.9
2	2.5	2.8	2.0	2.8	2.1	12.4	112.9	133.2	53.7	31.3	8.6	4.8
3	2.4	2.7	2.0	2.7	2.0	7.1	101.8	115.0	50.9	30.7	8.3	4.8
4	2.3	2.7	2.0	2.6	2.0	4.5	92.0	80.9	48.8	30.7	8.1	4.6
5	2.3	2.7	1.9	2.6	2.0	4.3	86.4	74.6	47.4	30.0	7.8	4.6
6	2.2	2.6	1.9	2.6	2.6	4.3	48.8	71.1	44.6	30.0	7.8	4.5
7	2.2	2.6	1.8	2.5	2.3	6.0	46.7	69.0	42.5	28.6	7.8	4.3
8	2.1	2.6	1.8	2.5	2.2	3.8	46.0	66.2	39.7	27.2	7.6	4.3
9	2.0	2.6	1.8	2.4	2.2	3.2	46.0	60.6	38.3	26.5	7.6	4.3
10	2.0	2.5	1.8	2.3	2.1	8.1	45.3	55.1	38.3	23.7	7.6	4.2
11	2.0	2.5	1.8	2.2	2.0	6.4	43.9	50.2	36.9	23.7	7.3	4.2
12	1.9	2.5	1.8	2.2	2.0	5.4	41.8	48.8	34.8	23.7	7.1	4.2
13	1.9	2.5	1.7	2.1	7.3	4.3	41.1	47.4	50.9	22.3	6.6	4.2
14	1.8	2.4	1.7	2.0	4.2	8.6	39.7	43.9	48.8	22.3	6.6	4.1
15	1.8	2.4	1.7	2.0	3.3	6.4	55.1	40.4	47.4	21.6	6.6	4.1
16	1.7	2.4	1.7	1.9	2.9	4.8	51.6	36.9	46.0	20.9	6.4	4.1
17	1.7	2.3	1.7	1.9	2.7	4.5	89.2	34.1	50.9	20.2	6.4	4.1
18	1.6	2.3	1.6	3.9	2.6	4.3	71.1	32.7	53.0	20.2	6.2	4.1
19	1.6	2.3	1.6	3.3	2.5	9.5	58.5	32.0	57.8	19.5	6.0	3.9
20	1.6	2.3	1.6	2.9	2.5	8.1	54.4	39.7	56.5	18.9	6.0	3.9
21	1.5	2.2	1.5	2.6	2.4	7.1	51.6	36.9	51.6	17.7	5.8	3.9
22	1.5	2.2	1.5	2.6	2.3	6.4	50.2	34.8	50.9	17.2	5.8	3.9
23	1.5	2.2	1.5	2.5	2.3	15.0	50.2	31.3	49.5	16.1	5.6	3.9
24	1.5	2.2	1.5	2.4	2.3	45.3	57.2	30.0	48.1	15.6	5.6	3.8
25	1.5	2.2	1.4	2.2	2.2	35.5	78.8	42.5	45.3	15.0	5.4	3.8
26	1.4	2.2	1.4	2.2	2.2	31.3	69.7	43.9	43.2	14.1	5.4	3.8
27	1.3	2.2	1.4	2.1	2.3	26.5	97.6	56.5	40.4	13.2	5.3	3.8
28	1.3	2.1	1.4	2.6	4.1	23.0	95.5	46.0	38.3	12.4	5.3	3.8
29	1.7		1.4	2.2	4.6	20.2	92.7	43.2	34.8	11.2	5.3	2.3
30	2.9		3.3	2.2	3.3	17.7	87.8	67.6	33.4	10.2	4.9	2.3
31	2.9		3.0		42.5		83.7	59.2		9.2		2.3
平均	1.9	2.4	1.8	2.5	4.0	12.8	66.1	55.1	45.9	21.1	6.7	4.0
最大	2.9	2.9	3.3	3.9	42.5	45.3	112.9	133.2	57.8	32.0	8.9	4.9
最小	1.3	2.1	1.4	1.9	2.0	3.2	39.7	30.0	33.4	9.2	4.9	2.3

平均 18.8
最大 133.2
最小 1.3

表Ⅱ.1.3 日平均流量(1975年)

観測点: GS 730
流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	26.4	48.1	22.5	38.1	23.8	6.1
2	1.1	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	26.9	44.6	53.3	37.7	23.0	5.6
3	1.1	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	48.5	42.0	47.2	37.3	22.5	5.6
4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	26.9	39.9	44.6	41.2	21.7	4.8
5	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	23.0	47.2	44.2	39.4	20.4	4.3
6	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	21.2	55.9	42.9	38.1	19.1	3.9
7	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.8	20.4	50.3	69.3	37.3	17.3	3.9
8	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.8	19.9	47.7	65.4	39.4	16.0	3.6
9	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	3.0	18.6	45.5	60.2	37.3	14.7	3.6
10	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	1.9	17.8	41.6	58.5	36.4	13.4	3.6
11	1.1	1.0	0.9	0.8	0.8	1.4	16.5	38.1	49.0	35.5	12.1	3.3
12	1.1	1.0	0.9	0.8	0.9	1.2	22.5	34.7	45.5	35.5	11.7	3.3
13	1.1	0.9	0.9	0.8	1.0	74.5	40.7	31.6	58.5	35.5	11.3	3.3
14	1.1	0.9	0.9	0.8	0.9	55.9	31.6	28.6	53.7	34.7	10.8	3.3
15	1.1	0.9	0.9	0.8	0.9	47.2	29.9	27.3	70.6	34.2	10.4	3.3
16	1.1	0.9	0.9	0.8	0.8	36.0	28.2	37.7	67.2	34.2	10.4	3.2
17	1.1	0.9	0.9	0.8	0.8	31.6	26.9	34.7	64.6	33.4	10.0	3.2
18	1.1	0.9	0.9	0.8	0.8	40.7	25.1	32.1	48.1	32.5	10.0	3.0
19	1.1	0.9	0.9	0.8	0.8	26.9	24.7	30.8	42.9	31.6	9.5	3.0
20	1.1	0.9	0.9	0.8	0.8	23.4	23.4	29.5	41.2	31.2	9.1	3.0
21	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	29.5	23.4	38.6	39.9	31.2	9.1	2.8
22	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	23.4	43.8	34.7	37.7	30.8	8.7	2.8
23	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	19.9	37.7	32.1	42.0	29.9	8.7	2.8
24	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	16.0	37.3	29.0	45.1	29.0	8.7	2.7
25	1.0	0.9	0.8	0.8	0.9	14.7	36.8	27.3	45.5	27.7	8.7	2.7
26	1.0	0.9	0.8	1.0	0.8	31.6	88.4	26.4	47.2	26.4	8.2	2.7
27	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	27.3	100.1	25.1	58.9	25.6	8.2	2.6
28	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	23.4	74.5	23.4	71.1	25.6	7.8	2.6
29	1.0		0.8	0.8	1.0	27.7	70.6	23.0	51.1	25.1	7.4	2.6
30	1.0		0.8	0.8	2.7	23.0	68.5	23.0	40.7	24.7	6.5	2.4
31	1.0		0.8		6.1		65.0	22.5		24.7		2.3
平均	1.1	1.0	0.9	0.8	1.1	19.6	37.6	35.3	51.0	32.9	12.6	3.4
最大	1.2	1.0	0.9	1.0	6.1	74.5	100.1	55.9	71.1	41.2	23.8	6.1
最小	1.0	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	16.5	22.5	22.5	24.7	6.5	2.3

平均 16.5
最大 100.1
最小 0.8

表II.1.4 日平均流量(1976年)

観測点: GS 730

流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	2.2	1.6	1.6	1.2	2.1	25.1	7.8	16.9	32.1	36.4	12.6	8.2
2	2.2	1.6	1.6	1.2	2.0	22.5	6.1	15.2	31.6	35.1	12.6	8.2
3	2.2	1.6	1.6	1.2	2.0	27.7	23.4	13.4	31.6	33.8	12.1	7.8
4	2.1	1.6	1.5	1.2	2.0	25.1	22.1	29.0	31.2	32.5	11.7	7.8
5	2.1	8.7	1.5	1.2	1.9	23.0	19.9	39.4	30.3	31.6	11.3	7.8
6	2.1	6.9	1.5	1.2	1.9	21.2	18.2	37.7	29.5	31.6	11.3	7.8
7	2.1	5.2	1.5	1.2	1.9	17.8	16.0	68.9	29.0	29.5	10.8	7.4
8	2.1	3.3	1.5	1.2	1.7	42.9	27.7	43.3	28.6	29.0	10.8	7.4
9	2.1	2.3	1.5	1.2	1.5	35.5	25.6	38.1	28.2	28.2	10.4	7.4
10	2.1	2.0	1.5	1.2	1.4	31.6	23.4	57.2	75.0	26.9	10.0	6.9
11	2.0	1.9	1.5	1.2	1.3	29.5	21.2	75.4	70.6	26.4	10.0	6.9
12	2.0	1.9	1.5	1.1	1.2	27.3	58.9	48.5	69.3	24.7	9.5	6.5
13	2.0	1.8	1.4	1.1	3.2	26.9	45.1	46.4	69.3	23.8	9.1	6.5
14	1.9	1.8	1.3	1.1	21.7	26.4	36.0	51.6	68.0	22.5	9.1	6.5
15	1.9	1.8	1.3	1.1	30.8	24.7	41.2	47.7	66.7	22.1	8.7	6.5
16	1.9	1.8	1.3	1.1	40.7	23.0	45.1	45.5	65.0	21.2	8.7	6.5
17	1.8	1.7	1.3	1.1	4.3	43.8	41.2	40.7	59.8	19.9	8.2	6.5
18	2.4	1.7	1.3	1.1	2.7	42.0	39.4	46.8	56.8	19.1	7.8	6.5
19	2.8	1.7	1.3	1.1	8.2	41.6	38.1	46.4	55.5	18.2	7.4	6.5
20	2.0	1.7	1.3	1.1	4.8	40.7	37.3	44.6	55.0	17.3	7.4	6.5
21	2.0	1.7	1.2	2.4	2.4	39.4	36.0	47.2	54.2	16.9	6.9	6.1
22	1.9	1.7	1.2	1.4	1.9	37.7	34.2	44.2	54.2	16.5	6.5	6.1
23	1.8	1.6	1.2	1.2	1.7	36.0	32.5	40.7	52.9	16.0	6.5	6.1
24	1.8	1.6	1.2	1.6	1.6	35.1	53.7	39.4	49.8	15.6	6.5	6.1
25	1.7	1.6	1.2	1.4	1.5	32.5	47.2	38.1	47.2	15.6	6.1	6.1
26	1.7	1.6	1.2	4.8	1.4	28.6	36.4	36.0	44.6	15.2	5.6	6.1
27	1.7	1.6	1.2	2.7	19.5	23.4	30.3	34.7	42.5	14.3	8.7	5.6
28	1.7	1.6	1.2	2.1	40.7	19.1	28.6	34.2	40.7	14.3	8.7	5.6
29	1.7	1.6	1.2	2.1	36.4	13.4	26.0	32.9	39.4	13.4	8.2	5.6
30	1.6		1.2	2.1	32.5	10.8	21.2	32.5	37.7	13.0	8.2	5.6
31	1.6		1.2		27.7		18.6	32.5		13.0		5.6
平均	2.0	2.3	1.4	1.5	9.8	29.1	30.9	40.8	48.2	22.4	9.0	6.7
最大	2.8	8.7	1.6	4.8	40.7	43.8	58.9	75.4	75.0	36.4	12.6	8.2
最小	1.6	1.6	1.2	1.1	1.2	10.8	6.1	13.4	28.2	13.0	5.6	5.6

平均 17.0
 最大 75.4
 最小 1.1

表II.1.5 日平均流量(1978年)

觀測点: GS 730
流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	3.6	3.0	1.5	1.4	5.6	12.1	26.9	28.2	23.4	15.2	5.6	2.8
2	3.6	3.0	1.5	1.5	17.8	16.0	24.7	39.0	23.0	23.0	8.7	2.7
3	6.1	3.0	1.5	1.6	4.3	19.1	34.2	32.5	21.7	38.1	7.4	1.5
4	6.1	2.8	1.5	1.5	2.1	16.5	31.2	29.9	19.5	36.8	6.1	1.4
5	5.6	2.8	1.5	1.5	1.9	11.3	29.0	28.6	16.9	36.0	6.1	1.4
6	5.6	2.8	1.4	1.5	1.8	15.2	27.3	26.9	15.6	34.2	5.6	1.4
7	5.2	2.8	1.4	1.4	6.9	25.1	26.0	25.6	25.1	32.5	5.6	1.4
8	5.2	2.7	1.4	1.4	3.9	23.8	32.9	39.9	41.2	31.6	5.6	1.4
9	4.3	2.7	1.4	1.4	3.3	50.7	30.3	32.5	39.4	31.2	5.2	1.4
10	4.3	2.7	1.4	1.4	3.2	31.2	29.0	34.7	37.7	30.8	5.2	1.3
11	4.3	2.6	1.4	1.4	3.0	25.1	26.9	31.6	36.0	30.8	5.2	1.3
12	3.9	2.2	1.4	1.4	3.0	19.9	24.3	29.5	31.6	29.5	5.2	1.3
13	3.9	2.1	1.4	1.4	45.9	38.1	32.5	27.3	29.0	29.0	4.8	1.3
14	3.6	2.1	1.4	1.7	35.1	34.2	52.4	39.4	26.9	28.2	4.8	1.3
15	3.6	2.1	1.4	1.6	30.8	34.2	50.3	45.5	24.3	26.9	4.3	1.3
16	3.3	2.1	1.4	1.5	28.2	47.2	31.2	38.6	22.5	25.6	4.3	1.3
17	3.3	6.1	1.3	1.6	24.7	46.8	36.0	38.1	21.2	24.7	4.3	1.3
18	3.3	7.4	1.3	1.9	19.1	42.9	38.1	36.4	20.8	24.3	3.9	1.2
19	3.3	4.3	1.6	1.7	3.3	40.3	36.0	34.7	20.8	23.4	3.9	1.2
20	3.3	2.8	2.0	1.4	2.1	38.6	35.1	32.5	19.9	23.0	3.9	1.2
21	5.6	2.7	1.9	1.6	2.0	35.5	36.0	29.9	19.9	22.5	3.9	1.2
22	5.2	2.1	1.8	1.6	6.1	31.6	35.1	42.5	19.1	20.8	3.6	1.2
23	4.8	1.8	1.7	1.6	21.2	45.1	33.8	41.2	18.6	19.1	3.6	1.2
24	4.8	1.6	1.6	1.5	18.6	40.3	32.5	39.9	18.6	15.2	3.6	1.2
25	4.3	1.6	1.6	1.5	18.2	37.3	31.2	37.7	17.8	11.3	3.3	1.2
26	4.3	1.6	1.6	1.8	17.8	35.1	29.0	35.5	31.6	8.2	3.2	1.2
27	3.9	1.6	1.5	1.9	15.2	32.9	40.7	33.4	24.3	7.8	3.2	1.2
28	3.9	1.5	1.4	1.7	13.9	28.6	37.3	31.6	19.5	7.4	3.2	1.2
29	3.3		1.4	1.6	11.7	33.8	34.7	28.6	16.9	6.9	3.2	1.2
30	3.3		1.4	2.8	9.1	30.8	32.5	26.9	15.6	6.5	2.8	1.2
31	3.2		1.4		16.0		30.3	24.7		6.1		1.2
平均	4.3	2.7	1.5	1.6	12.8	31.3	33.1	33.6	23.9	22.8	4.6	1.4
最大	6.1	7.4	2.0	2.8	45.9	50.7	52.4	45.5	41.2	38.1	8.7	2.8
最小	3.2	1.5	1.3	1.4	1.8	11.3	24.3	24.7	15.6	6.1	2.8	1.2

平均 14.6
最大 52.4
最小 1.2

表II.1.6 日 平 均 流 量 (1980年)

觀測点：GS 730
流域面積：125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	1.4	0.9	0.9	0.9	0.8	2.8	16.0	11.7	21.2	6.9	2.1	1.1
2	1.4	0.9	0.9	0.9	0.9	4.8	11.3	10.8	20.4	7.4	2.0	1.1
3	1.4	0.9	0.9	0.9	0.9	3.3	8.7	8.7	18.6	7.8	1.9	1.1
4	1.3	0.9	0.9	0.9	0.9	3.2	2.7	6.5	18.2	7.4	1.9	1.1
5	1.3	0.9	0.9	0.9	1.9	1.9	3.2	6.5	26.0	6.5	1.8	1.1
6	1.3	0.9	0.9	0.9	1.2	2.1	5.2	6.1	22.1	6.1	1.7	1.0
7	1.2	0.9	0.9	0.9	1.1	2.3	2.8	5.6	21.7	14.3	1.7	1.0
8	1.2	0.9	0.9	0.9	1.0	2.4	4.8	5.2	20.8	9.1	1.6	1.0
9	1.2	0.9	0.9	0.9	1.0	1.6	4.3	31.6	34.7	8.7	1.6	1.0
10	1.2	0.9	0.9	0.8	0.9	1.4	3.9	19.9	34.7	7.8	1.5	1.0
11	1.2	0.9	0.9	0.8	0.9	1.3	5.2	19.5	30.8	8.2	1.5	1.2
12	1.2	0.9	0.9	0.8	0.9	1.9	4.3	19.1	24.7	7.8	1.4	1.1
13	1.2	0.9	0.9	0.8	0.9	1.7	10.0	18.6	22.5	9.5	1.4	1.1
14	1.2	0.9	0.9	0.8	1.2	1.9	13.0	21.2	21.2	13.4	1.4	1.1
15	1.2	0.9	0.9	0.8	1.1	1.7	11.3	20.8	19.5	13.4	1.3	1.1
16	1.2	0.9	0.9	0.8	1.0	1.6	11.3	19.9	21.2	8.7	1.3	1.1
17	1.2	0.9	0.9	0.8	0.9	1.6	42.0	45.1	17.8	10.0	1.3	1.0
18	1.1	0.9	0.9	0.8	0.9	1.5	28.6	39.4	17.3	6.5	1.2	1.0
19	1.1	0.9	0.9	0.8	0.9	3.6	30.3	30.3	16.5	5.6	1.2	1.0
20	1.1	0.9	0.9	0.8	0.9	4.3	31.2	29.5	14.3	4.8	1.2	1.0
21	1.1	0.9	0.9	0.8	0.9	4.3	30.8	28.6	13.4	4.3	1.3	1.0
22	1.1	0.9	0.9	0.9	1.0	8.2	23.0	27.7	13.4	3.9	1.3	1.0
23	1.1	0.9	0.9	0.9	1.0	7.4	26.4	26.9	11.7	6.1	1.2	0.9
24	1.1	0.9	0.9	0.8	1.0	5.6	21.2	24.7	10.8	4.3	1.2	1.1
25	1.1	0.9	0.9	0.8	1.4	7.8	19.9	23.4	10.4	3.6	1.2	1.1
26	1.1	0.9	0.9	0.8	1.0	3.6	18.2	22.5	9.1	3.3	1.1	1.1
27	1.1	0.9	0.9	0.8	2.1	6.1	16.9	22.1	8.7	3.0	1.1	1.0
28	1.1	0.9	0.9	0.8	1.6	3.0	16.0	21.7	8.2	2.8	1.1	1.0
29	1.1	0.9	0.9	0.8	1.2	2.2	15.6	20.4	7.8	2.7	1.2	1.0
30	1.1		0.9	0.8	2.3	5.2	13.9	21.2	7.4	2.6	1.2	1.0
31	1.1		0.9		5.6		13.4	19.9		2.4		1.0
平均	1.2	0.9	0.9	0.9	1.3	3.3	15.0	20.5	18.2	6.7	1.4	1.0
最大	1.4	0.9	0.9	0.9	5.6	8.2	42.0	45.1	34.7	14.3	2.1	1.2
最小	1.1	0.9	0.9	0.8	0.8	1.3	2.7	5.2	7.4	2.4	1.1	0.9

平均 6.9
最大 45.1
最小 0.8

表II.1.7 日平均流量(1983年)

觀測点: GS 730
流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.8	2.8	19.1	16.4	13.6	3.7	2.0
2	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.9	10.0	18.7	15.5	11.8	3.7	2.0
3	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	1.1	9.1	18.2	15.0	11.4	3.7	1.8
4	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	1.1	12.7	18.2	23.2	10.9	3.7	1.8
5	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	1.0	11.8	17.7	19.6	10.0	3.4	1.8
6	0.7	0.6	0.6	0.6	0.7	1.0	13.6	17.7	18.7	9.6	3.4	1.8
7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.7	0.9	12.7	18.2	18.2	9.1	3.4	1.8
8	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.9	10.9	23.7	17.3	9.1	3.4	1.8
9	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.9	10.5	25.5	16.8	11.4	3.2	1.7
10	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	1.6	9.6	19.1	15.9	10.9	3.2	1.7
11	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.9	9.1	18.2	15.5	10.5	3.2	1.7
12	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.9	8.2	17.7	14.6	10.0	3.0	1.7
13	0.7	0.6	0.6	0.6	4.2	0.9	7.3	17.3	13.6	9.6	3.0	1.7
14	0.7	0.6	0.6	0.6	2.4	0.9	17.3	16.4	18.2	9.1	3.0	1.7
15	0.7	0.6	0.6	0.6	3.4	0.8	28.2	27.3	17.7	8.2	2.8	1.7
16	0.7	0.6	0.6	0.6	3.2	0.8	26.8	19.6	16.8	7.7	2.8	1.6
17	0.7	0.6	0.6	0.6	3.0	0.8	10.5	27.3	25.9	6.8	2.8	1.6
18	0.7	0.6	0.6	0.6	2.8	0.8	4.2	25.0	16.4	6.4	2.8	1.6
19	0.7	0.6	0.6	0.6	2.6	0.8	4.0	17.3	17.7	5.9	2.8	1.5
20	0.6	0.6	0.6	0.5	2.0	0.7	4.0	16.4	16.8	5.0	2.6	1.5
21	0.6	0.6	0.6	0.5	0.9	0.7	3.7	16.4	15.9	5.0	2.6	1.5
22	0.6	0.6	0.6	0.5	0.9	0.7	3.4	22.3	25.9	4.6	2.6	1.5
23	0.6	0.6	0.6	0.5	0.9	0.7	3.2	25.5	17.7	4.2	2.4	1.4
24	0.6	0.6	0.6	0.5	0.8	0.7	11.8	30.0	15.9	7.7	2.4	1.4
25	0.6	0.6	0.6	0.5	0.8	0.7	10.0	18.2	15.0	5.5	2.3	1.4
26	0.6	0.6	0.6	0.5	0.8	0.7	19.1	17.3	14.1	4.6	2.1	1.4
27	0.6	0.6	0.6	0.5	0.8	4.0	19.6	16.8	13.2	4.2	2.0	2.0
28	0.6	0.6	0.6	0.5	0.8	4.6	22.3	15.9	11.8	4.2	2.0	1.7
29	0.7		0.6	0.5	0.8	3.0	21.4	15.5	10.9	4.0	2.0	1.6
30	0.7		0.6	0.6	0.8	2.8	20.9	15.5	10.9	4.0	2.0	1.6
31	0.7		0.6		0.8		20.0	17.3		4.0		1.5
平均	0.7	0.6	0.6	0.6	1.3	1.2	12.2	19.6	16.7	7.7	2.9	1.7
最大	0.7	0.7	0.6	0.6	4.2	4.6	28.2	30.0	25.9	13.6	3.7	2.0
最小	0.6	0.6	0.6	0.5	0.6	0.7	2.8	15.5	10.9	4.0	2.0	1.4

平均 5.5
最大 30.0
最小 0.5

表Ⅱ.1.8 日平均流量(1984年)

観測点: GS 730
流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	1.5	1.3	1.0	0.9	1.0	1.4	12.7	23.2	7.3	15.1	4.4	3.6
2	1.4	1.3	0.9	0.9	1.0	1.0	11.4	21.8	6.8	15.1	4.4	3.5
3	1.4	1.2	0.9	0.9	1.0	1.0	13.2	20.5	9.6	14.3	4.3	3.5
4	1.3	1.2	0.9	0.9	1.0	1.1	13.2	19.6	15.5	14.0	4.3	3.5
5	1.3	1.2	0.9	0.9	2.1	1.2	18.7	19.1	10.9	13.6	4.3	3.3
6	1.3	1.2	0.9	0.9	1.3	1.1	17.3	17.3	10.0	13.6	4.3	3.3
7	1.3	1.1	0.9	0.9	1.2	1.8	15.9	15.5	10.0	12.8	4.1	3.3
8	1.3	1.1	0.9	0.9	1.8	1.7	26.8	14.1	14.1	12.1	4.1	3.2
9	1.2	1.1	0.9	0.9	1.7	3.4	13.6	13.2	11.8	11.4	4.1	3.2
10	1.2	1.1	0.9	1.2	1.6	6.8	17.7	12.3	10.0	10.8	4.1	3.2
11	1.2	1.0	0.9	0.9	1.8	6.8	11.8	11.8	12.3	10.5	4.1	3.2
12	1.2	1.0	0.9	0.9	2.4	3.7	23.7	11.4	10.9	9.8	3.9	3.1
13	1.2	1.0	0.9	0.9	1.7	6.8	14.1	10.9	11.4	9.3	3.9	3.1
14	1.2	1.0	0.9	0.9	1.6	4.2	10.5	10.0	11.8	8.7	3.9	3.1
15	1.2	1.0	0.9	0.9	1.4	4.0	10.5	10.0	31.4	8.4	3.9	3.1
16	1.2	1.0	0.9	0.9	1.3	9.1	10.9	9.6	47.6	7.9	4.1	3.1
17	1.7	1.0	0.9	0.9	1.1	5.0	9.6	14.1	43.6	7.6	4.1	2.9
18	1.6	0.9	0.9	0.9	1.0	16.4	10.9	10.0	35.1	7.1	4.1	2.9
19	1.5	0.9	0.9	0.9	1.3	17.7	9.1	8.2	31.6	6.9	3.9	2.9
20	1.5	1.3	0.9	0.9	1.2	16.4	8.2	10.0	26.7	6.4	3.9	2.9
21	1.5	1.3	0.9	0.9	1.1	12.7	7.7	15.5	21.4	6.2	3.9	2.9
22	1.4	1.2	0.9	1.0	1.0	23.7	18.2	16.4	19.6	6.0	3.8	2.8
23	1.4	1.1	0.9	0.9	1.0	14.1	19.1	14.6	19.1	6.0	3.8	2.8
24	1.4	1.1	0.9	0.9	1.0	10.0	16.8	13.6	19.1	5.4	3.8	2.8
25	1.4	1.0	0.8	0.9	0.9	10.5	18.2	12.3	17.8	5.0	3.8	2.8
26	1.4	1.0	0.9	0.9	0.9	8.2	20.0	10.9	17.8	5.0	3.8	2.8
27	1.3	1.0	0.9	2.1	0.9	6.8	23.2	11.8	16.5	4.6	3.8	2.8
28	1.3	1.0	0.9	1.2	1.8	10.9	21.8	10.9	16.5	4.6	3.8	2.7
29	1.3	1.0	0.9	1.1	1.6	14.6	20.9	10.0	15.6	4.6	3.8	2.7
30	1.3		0.9	1.8	1.6	14.1	23.2	8.2	15.1	4.6	3.6	2.7
31	1.3		0.9		1.5		25.5	7.7		4.4		2.7
平均	1.3	1.1	0.9	1.0	1.4	7.9	16.0	13.4	18.2	8.8	4.0	3.0
最大	1.7	1.3	1.0	2.1	2.4	23.7	26.8	23.2	47.6	15.1	4.4	3.6
最小	1.2	0.9	0.8	0.9	0.9	1.0	7.7	7.7	6.8	4.4	3.6	2.7

平均 6.4
最大 47.6
最小 0.8

表II.1.9 日平均流量(1985年)

观测点: GS 730
流域面积: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	2.7	2.4	2.3	1.8	2.0	2.6	13.2	24.5	13.2	10.2	6.2	4.1
2	2.7	2.4	2.3	1.8	2.0	2.6	11.4	20.0	14.7	10.2	6.2	3.9
3	2.7	2.4	2.3	1.8	2.0	2.4	10.8	15.6	14.3	10.2	6.0	3.9
4	2.7	2.4	2.3	1.8	2.0	2.4	10.5	15.1	14.0	9.8	5.8	3.8
5	2.7	2.4	2.3	1.7	1.9	2.3	10.2	14.3	14.0	9.6	5.8	3.8
6	2.7	2.4	2.3	1.7	1.9	2.3	9.8	13.6	13.2	9.8	5.6	3.8
7	2.7	2.4	2.2	1.7	1.9	2.3	9.6	13.2	12.5	10.5	5.6	3.6
8	2.6	2.4	2.2	1.7	1.9	2.3	9.0	12.8	11.8	10.2	5.6	3.6
9	2.6	2.6	2.2	1.8	1.9	3.6	10.8	12.5	11.4	9.8	5.4	3.5
10	2.6	2.6	2.2	1.8	2.0	4.3	12.1	11.8	12.8	9.6	5.4	3.5
11	2.6	2.6	2.2	1.7	2.1	3.5	12.1	11.8	12.5	9.3	5.4	3.5
12	2.6	2.6	2.2	1.7	2.1	2.9	12.8	11.4	11.8	9.0	5.2	3.3
13	2.6	2.6	2.2	1.7	2.1	4.4	14.3	10.8	11.1	8.4	5.2	3.3
14	2.6	2.6	2.2	1.7	2.1	5.6	15.6	10.5	12.5	8.2	5.2	3.3
15	2.6	2.4	2.1	1.6	2.1	6.7	20.5	10.2	13.6	7.9	5.2	3.3
16	2.6	2.4	2.1	1.6	2.0	7.6	18.7	10.2	14.3	8.7	5.0	3.2
17	2.6	2.4	2.1	1.6	2.0	7.6	16.9	10.2	15.6	17.4	5.0	3.2
18	2.6	2.4	2.0	1.8	2.0	8.4	15.6	9.8	14.3	24.5	5.0	3.1
19	2.6	2.4	2.0	2.3	2.3	9.0	15.6	14.7	14.0	22.2	4.8	3.1
20	2.7	2.4	2.0	2.2	2.4	9.3	14.7	13.2	13.6	14.3	4.8	3.1
21	2.7	2.4	1.9	2.2	2.4	9.6	16.0	12.1	13.2	12.1	4.8	3.1
22	2.7	2.4	1.9	2.2	2.4	9.6	19.1	11.4	12.8	11.1	4.6	2.9
23	2.7	2.4	1.9	2.2	2.4	10.2	18.2	11.1	11.8	10.5	4.6	2.9
24	2.6	2.3	1.8	2.1	2.6	10.8	17.8	10.8	11.4	9.8	4.6	2.9
25	2.6	2.3	1.8	2.1	2.6	10.5	18.2	10.5	11.1	9.0	4.4	2.8
26	2.6	2.3	1.8	2.1	2.6	10.2	18.6	12.1	10.8	8.7	4.3	2.8
27	2.6	2.3	1.8	2.1	2.7	9.6	25.4	14.7	11.1	8.2	4.3	2.8
28	2.6	2.3	1.9	2.0	2.7	9.0	33.1	14.3	11.1	7.6	4.3	2.7
29	2.6		1.9	2.0	2.7	8.7	29.1	14.0	10.5	7.4	4.1	2.7
30	2.6		1.8	2.0	2.6	10.5	28.4	13.6	10.5	6.9	4.1	2.7
31	2.4		1.8		2.7		27.8	12.8		6.4		2.7
平均	2.6	2.4	2.1	1.9	2.2	6.4	16.6	13.0	12.6	10.6	12.6	3.3
最大	2.7	2.6	2.3	2.3	2.7	10.8	33.1	24.5	15.6	24.5	6.2	4.1
最小	2.4	2.3	1.8	1.6	1.9	2.3	9.0	9.8	10.5	6.4	4.1	2.7

平均 6.6
最大 33.1
最小 1.6

表II.1.10 日平均流量(1986年)

觀測点: GS 730
流域面積: 125.8km²

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1	2.6	1.5	1.2	1.0	2.3	1.9	7.9	39.6	9.8	10.2	6.0	2.8
2	2.6	1.5	1.2	1.0	3.1	2.8	6.9	22.7	16.0	9.8	5.8	2.8
3	2.6	1.5	1.2	1.0	3.6	2.3	10.2	18.7	24.0	9.6	5.8	2.7
4	2.6	1.5	1.2	1.0	2.1	2.4	10.2	15.6	18.2	9.3	5.8	2.7
5	2.4	1.5	1.2	1.0	1.5	2.3	16.9	13.2	14.3	9.0	5.6	2.6
6	2.4	1.5	1.2	1.0	1.5	2.2	14.7	11.1	11.8	11.8	5.4	2.6
7	2.4	1.5	1.2	1.0	1.5	2.0	11.4	9.3	12.1	12.8	5.4	2.6
8	2.4	1.5	1.2	1.0	1.4	2.8	33.8	8.2	11.4	12.1	5.2	2.6
9	2.3	1.4	1.2	0.9	1.4	2.4	35.6	7.6	12.1	11.4	5.0	2.6
10	2.3	1.4	1.2	0.9	1.3	2.2	24.9	12.5	13.2	11.1	5.0	2.4
11	2.3	1.4	1.2	0.9	1.2	2.0	12.5	9.8	75.2	10.8	4.8	2.4
12	2.2	1.4	1.2	1.4	1.1	2.6	8.7	8.4	50.7	10.5	4.6	2.4
13	2.2	1.4	1.2	1.4	1.1	3.3	13.2	7.6	22.7	9.8	4.6	2.4
14	2.2	1.3	1.2	1.2	6.4	2.7	14.3	7.4	17.8	9.6	4.4	2.3
15	2.1	1.3	1.2	1.2	7.1	2.6	10.5	7.4	22.2	9.3	4.3	2.3
16	2.1	1.3	1.2	1.2	4.3	2.3	9.3	7.1	17.4	9.0	4.3	2.3
17	2.0	1.3	1.2	1.1	5.2	2.2	11.4	7.6	14.7	8.4	4.1	2.3
18	2.0	1.3	1.2	1.1	8.4	2.0	17.8	7.9	12.8	8.2	4.4	2.2
19	1.9	1.3	1.2	1.0	5.0	5.6	15.1	10.5	12.1	7.6	4.4	2.2
20	1.9	1.3	1.2	1.0	2.9	4.1	11.8	14.7	11.4	7.4	4.3	2.2
21	1.8	1.3	1.2	1.0	2.4	3.3	12.1	11.1	15.6	7.1	4.1	2.1
22	1.8	1.3	1.2	1.0	1.8	2.6	13.6	12.5	17.8	6.7	3.9	2.1
23	1.8	1.2	1.2	0.9	1.8	4.4	15.1	15.6	16.0	6.4	3.9	2.0
24	1.7	1.2	1.2	4.6	1.7	8.7	12.1	12.1	14.0	6.4	3.8	2.0
25	1.7	1.2	1.1	1.2	1.6	7.1	10.5	9.8	13.2	6.4	3.6	2.0
26	1.7	1.2	1.1	1.1	2.6	10.8	9.8	10.5	12.8	6.4	3.5	2.0
27	1.7	1.2	1.1	2.2	2.2	16.0	11.1	50.7	11.8	6.4	3.3	2.0
28	1.6	1.2	1.1	1.8	2.1	11.1	10.8	47.6	11.4	6.2	3.2	1.9
29	1.6		1.0	2.3	1.9	9.0	10.8	36.9	10.5	6.2	3.1	1.9
30	1.6		1.0	2.6	1.8	8.7	10.8	24.9	10.5	6.2	2.9	1.9
31	1.5		1.0		2.3		39.6	13.2		6.0		1.8
平均	2.1	1.4	1.2	1.3	2.7	4.5	14.6	15.9	17.8	8.7	4.5	2.3
最大	2.6	1.5	1.2	4.6	8.4	16.0	39.6	50.7	75.2	12.8	6.0	2.8
最小	1.5	1.2	1.0	0.9	1.1	1.9	6.9	7.1	9.8	6.0	2.9	1.8

平均 6.4
最大 75.2
最小 0.9

表Ⅱ.1.11 日平均流量(1992年5月~1993年4月)

観測点: GS 730

流域面積: 125.8km²

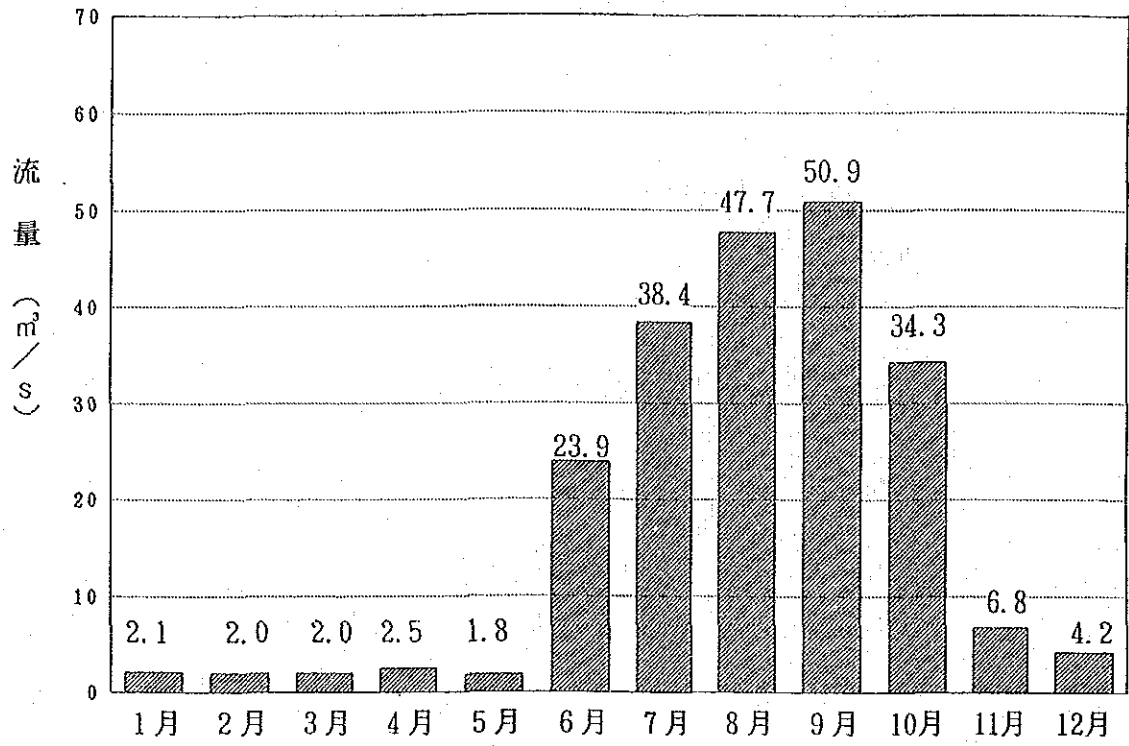
	1992年								1993年			
	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月
1	1.3	1.1	3.0	10.6	8.5	6.2	3.4	2.2	1.8	1.8	1.4	1.6
2	2.5	1.1	15.8	9.3	8.1	5.8	3.2	2.2	1.8	1.8	1.4	1.5
3	2.2	1.1	5.1	10.8	7.6	5.5	3.1	2.4	1.8	1.8	1.4	1.5
4	1.6	1.1	4.2	9.5	7.1	5.2	3.1	2.6	1.8	1.7	1.4	1.5
5	1.5	1.0	4.1	9.1	6.9	5.2	3.1	2.5	1.8	1.7	1.4	1.5
6	1.4	1.0	3.3	9.1	7.9	5.1	3.1	2.4	1.9	1.6	1.3	1.4
7	1.3	1.1	7.9	8.5	8.1	4.8	3.2	2.4	1.9	1.6	1.3	1.4
8	1.3	1.6	6.6	8.1	7.1	4.8	3.2	2.3	2.2	1.6	1.3	1.4
9	1.3	1.3	5.7	7.9	7.6	4.5	3.1	2.3	2.2	1.6	1.3	1.4
10	1.2	1.2	8.3	7.7	6.6	4.3	3.1	2.2	2.1	1.5	1.3	1.4
11	1.2	3.3	8.9	7.2	7.1	4.5	3.2	2.2	2.0	1.5	1.3	1.3
12	1.2	2.2	22.2	7.1	10.8	4.6	3.1	2.2	2.0	1.5	1.3	1.4
13	1.2	2.0	12.2	6.7	10.3	4.6	3.1	2.2	2.0	1.5	1.3	4.1
14	1.1	2.0	8.5	6.2	9.3	5.2	3.0	2.1	2.1	1.5	1.3	2.2
15	1.1	2.0	9.7	7.9	8.7	4.8	3.0	2.1	2.1	1.5	1.3	2.1
16	1.1	2.0	26.3	7.2	8.3	7.4	2.8	2.1	2.0	1.5	1.3	2.0
17	1.1	1.7	20.7	6.9	9.3	5.7	2.8	2.0	2.0	1.5	1.2	2.0
18	1.0	1.6	17.3	7.2	7.9	4.8	2.7	2.0	2.0	1.5	1.2	2.0
19	1.0	1.5	13.3	6.7	7.2	4.7	2.9	2.0	2.0	1.5	1.2	1.9
20	1.5	2.3	11.0	6.7	6.7	4.5	2.6	2.0	2.0	1.4	1.2	1.8
21	1.4	2.0	9.5	6.4	6.6	4.5	2.6	2.0	1.9	1.4	1.2	2.6
22	1.4	2.0	8.5	11.7	6.2	4.3	2.6	2.0	1.9	1.4	1.2	2.0
23	1.3	2.3	7.4	16.4	5.9	4.2	2.5	2.0	1.9	1.4	1.2	1.6
24	1.3	2.0	14.6	11.7	5.9	4.2	2.5	1.9	1.9	1.4	1.2	3.1
25	1.3	3.7	9.5	12.2	5.8	4.1	2.5	1.9	1.9	1.4	1.2	3.1
26	1.3	2.8	8.1	21.1	6.9	4.0	2.4	1.9	1.8	1.4	2.2	4.7
27	1.3	7.2	16.4	15.2	7.2	3.9	2.4	1.9	1.8	1.4	2.5	2.7
28	1.2	3.2	9.7	13.0	6.9	3.8	2.3	1.8	1.8	1.4	1.8	2.3
29	1.2	2.4	8.5	11.3	6.7	3.8	2.3	1.8	1.8		1.6	2.2
30	1.2	2.8	12.2	9.7	6.4	3.7	2.2	1.8	1.8		1.6	2.1
31	1.1		13.0	9.7		3.6		1.8	1.8		1.6	
平均	1.3	2.0	10.7	9.6	7.3	4.7	2.7	2.1	1.9	1.4	1.4	2.0
最大	2.5	7.2	26.3	21.1	10.8	7.4	3.4	2.6	2.2	1.8	2.5	4.7
最小	1.0	1.0	3.0	6.2	5.8	3.6	2.2	1.8	1.8	1.4	1.2	1.3

平均 4.0
最大 26.3
最小 1.0

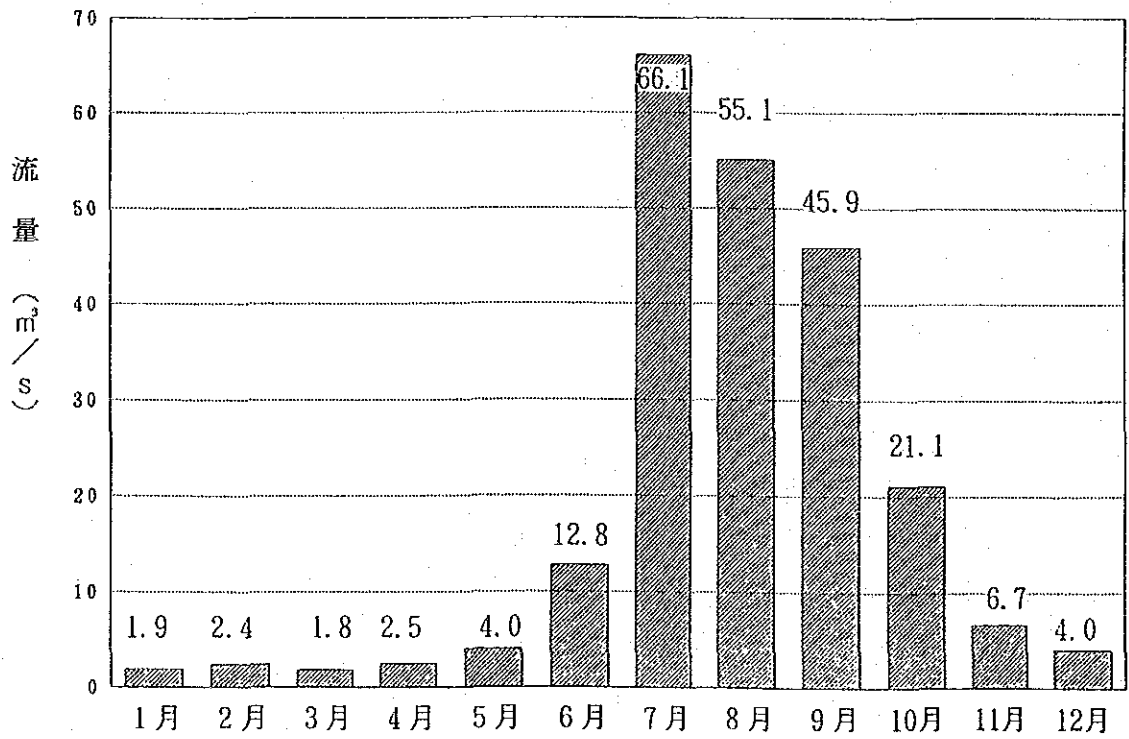
II.2 観測点GS 730(Puwa khola 川)における月平均流量

(1972年から1986年まで及び1992年5月から1993年4月まで)

図II.2.1	月平均流量	(1972年)
図II.2.2	"	(1974年)
図II.2.3	"	(1975年)
図II.2.4	"	(1976年)
図II.2.5	"	(1978年)
図II.2.6	"	(1980年)
図II.2.7	"	(1983年)
図II.2.8	"	(1984年)
図II.2.9	"	(1985年)
図II.2.10	"	(1986年)
図II.2.11	"	(1972年から1986年までの平均)
図II.2.12	日平均流量	(1992年5月～1993年4月)



图II.2.1 月平均流量 (1972年)



图II.2.2 月平均流量 (1974年)

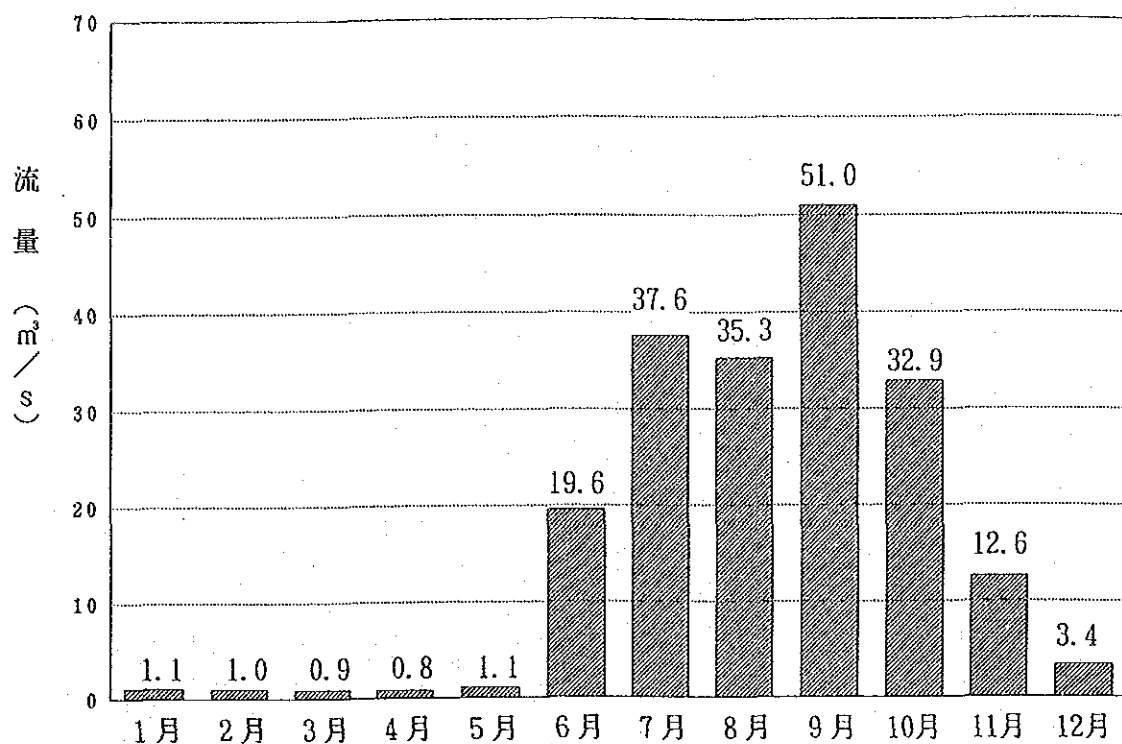


图 II.2.3 月平均流量 (1975年)

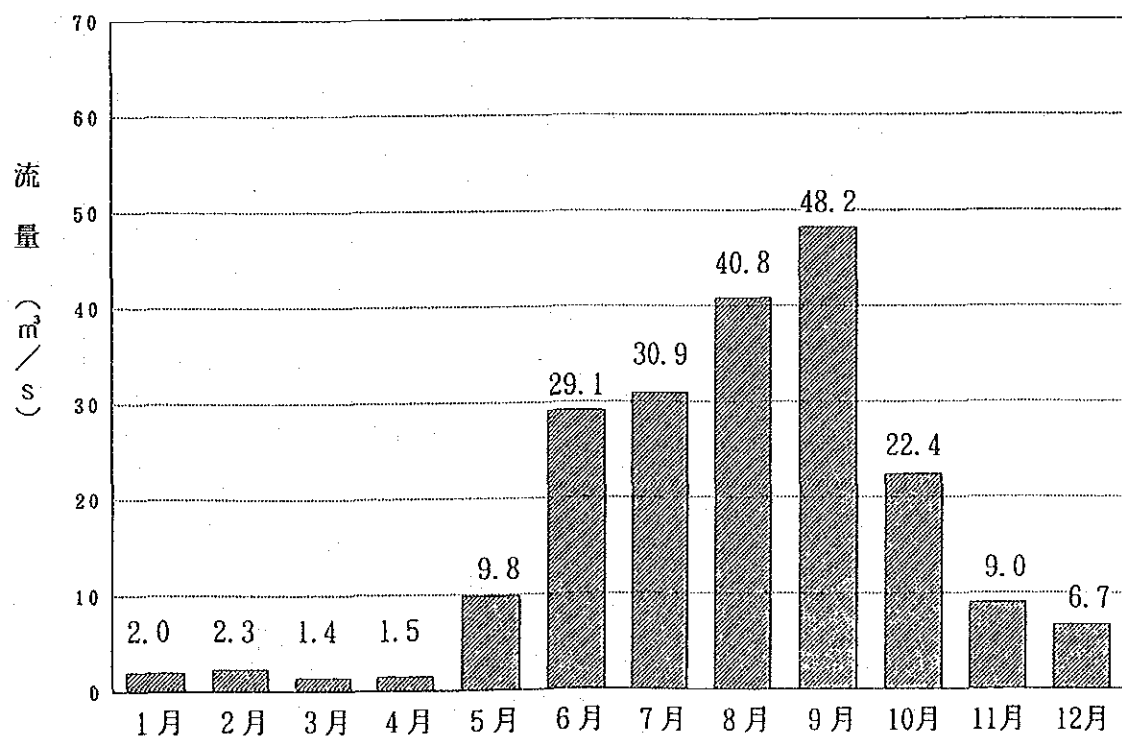


图 II.2.4 月平均流量 (1976年)

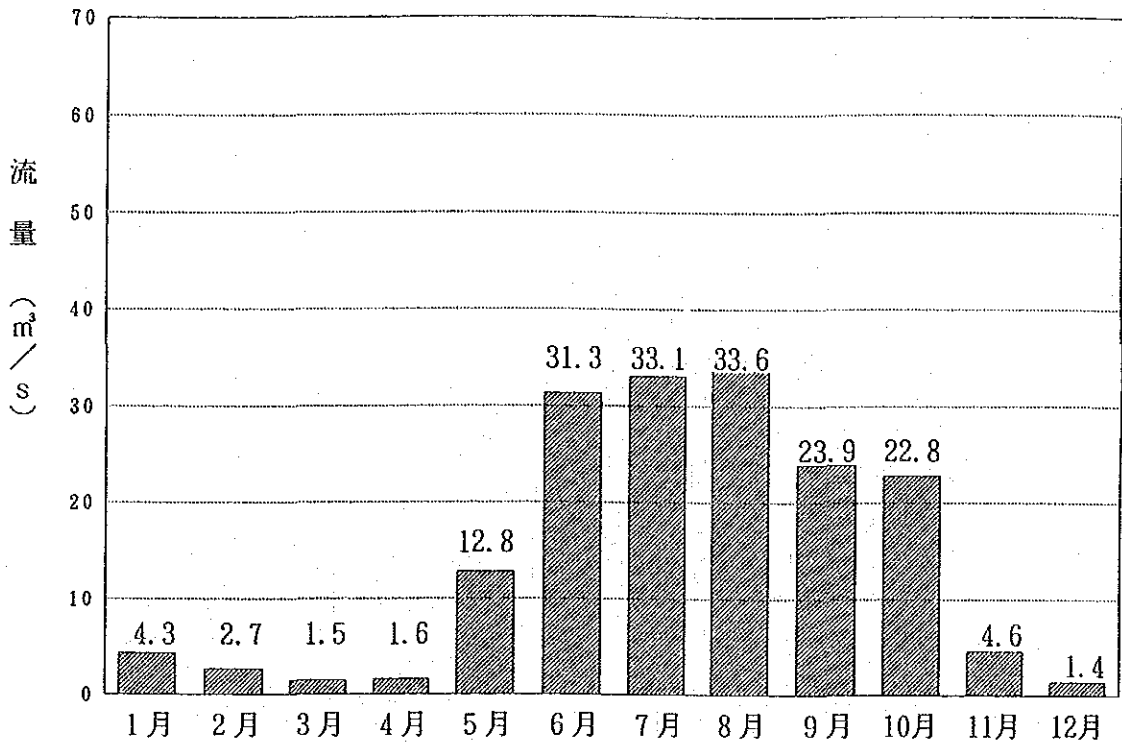


图 II.2.5 月平均流量 (1978年)

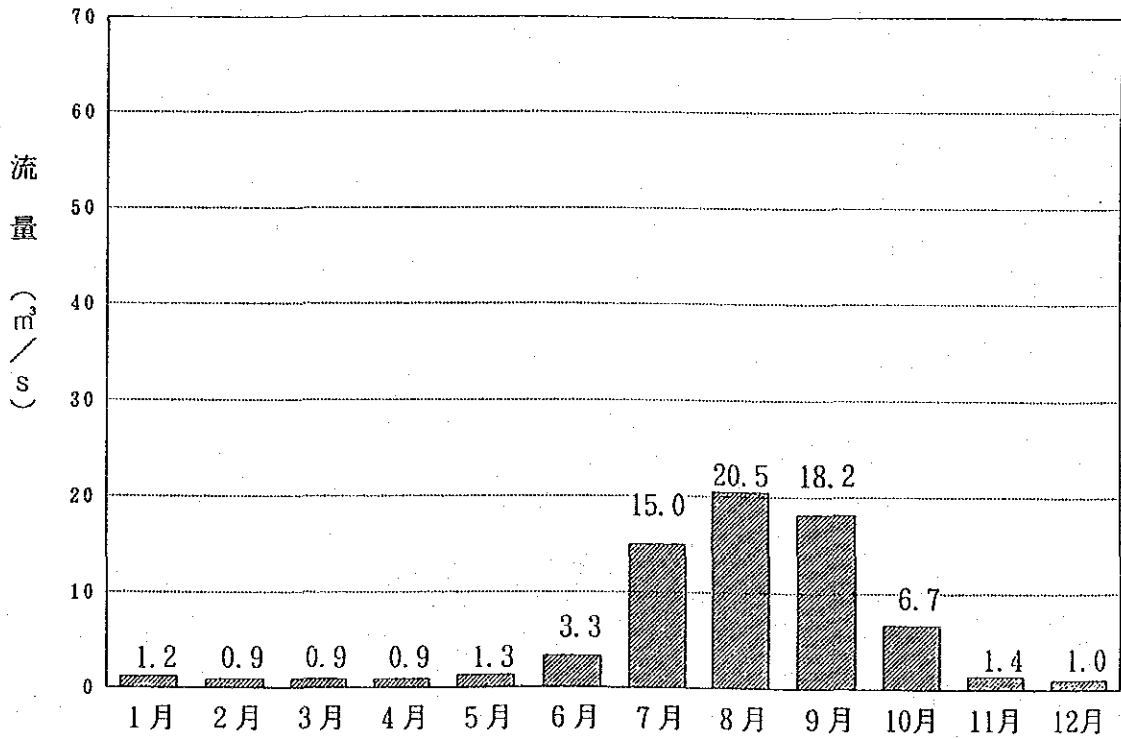


图 II.2.6 月平均流量 (1980年)

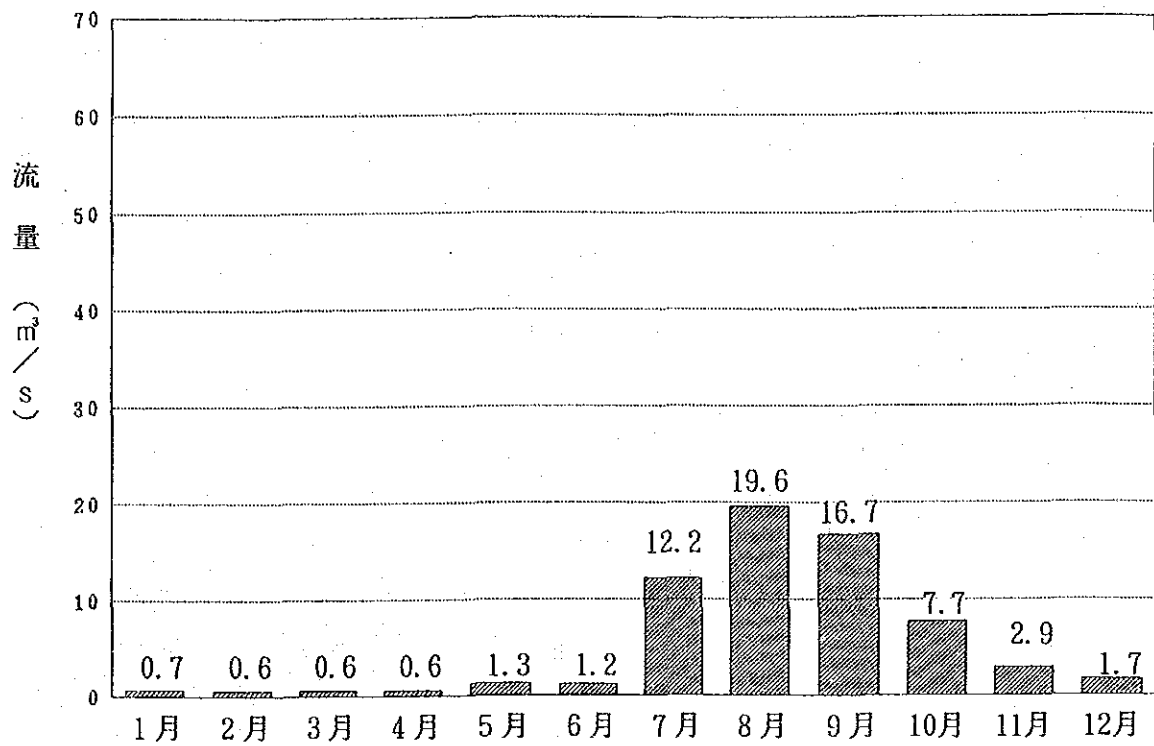


图 II.2.7 月平均流量 (1983年)

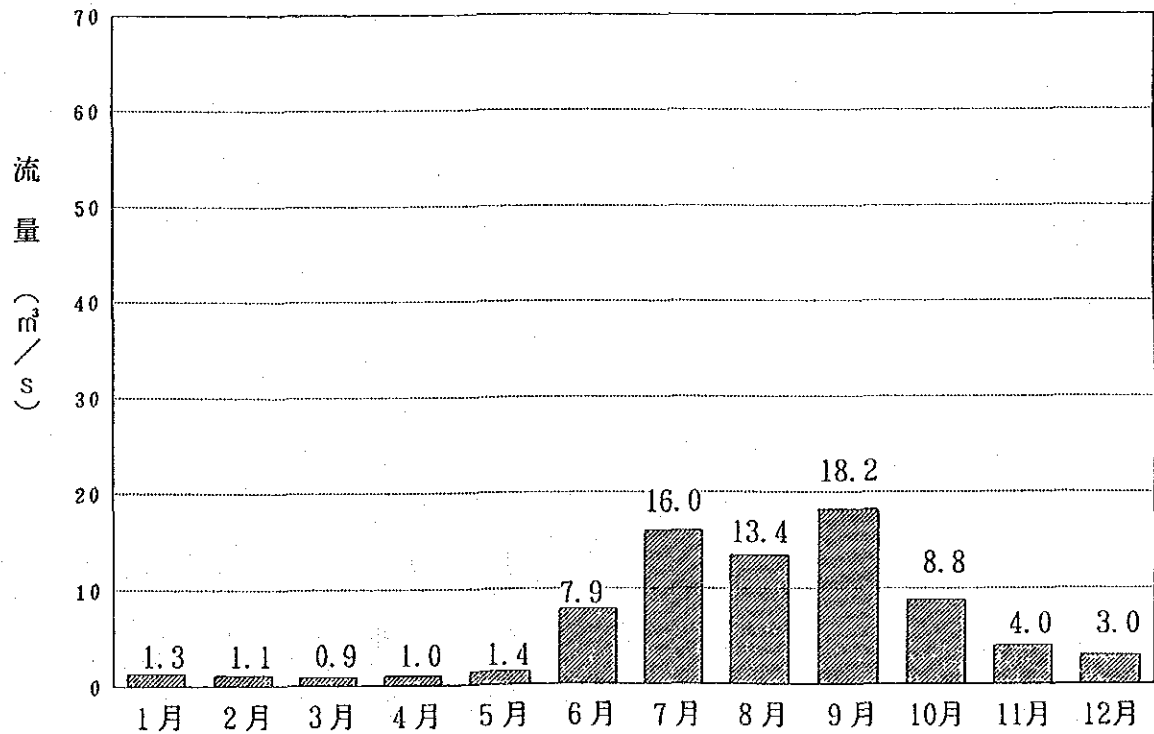
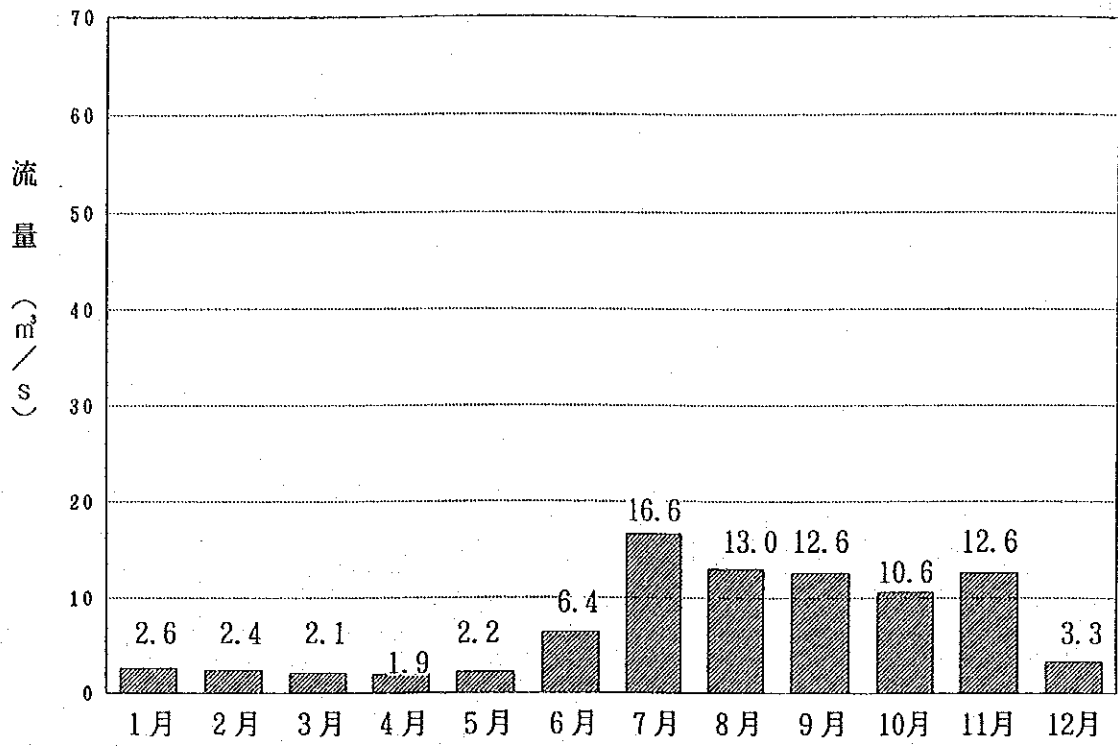
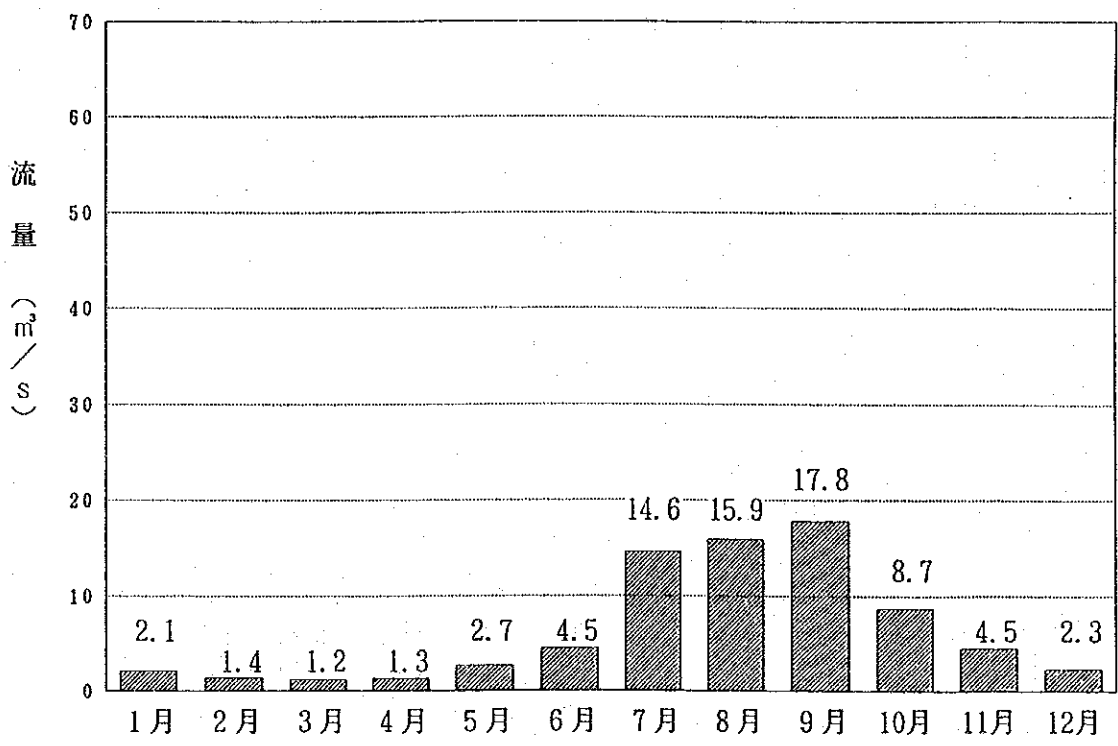


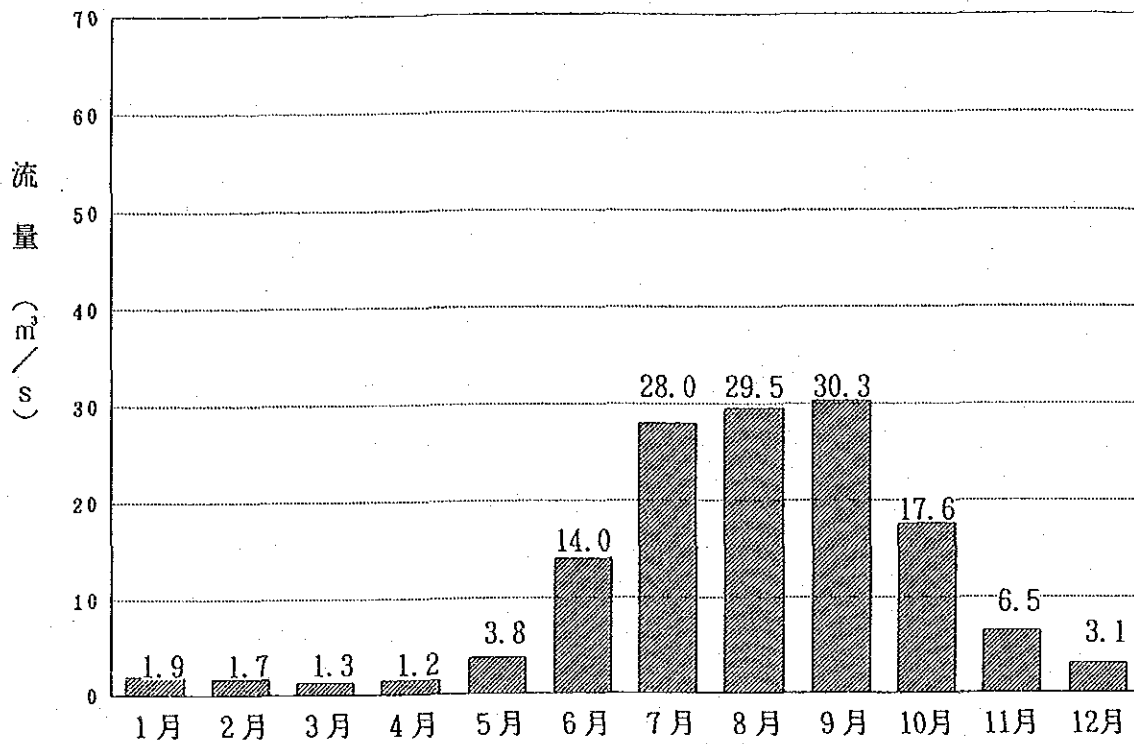
图 II.2.8 月平均流量 (1984年)



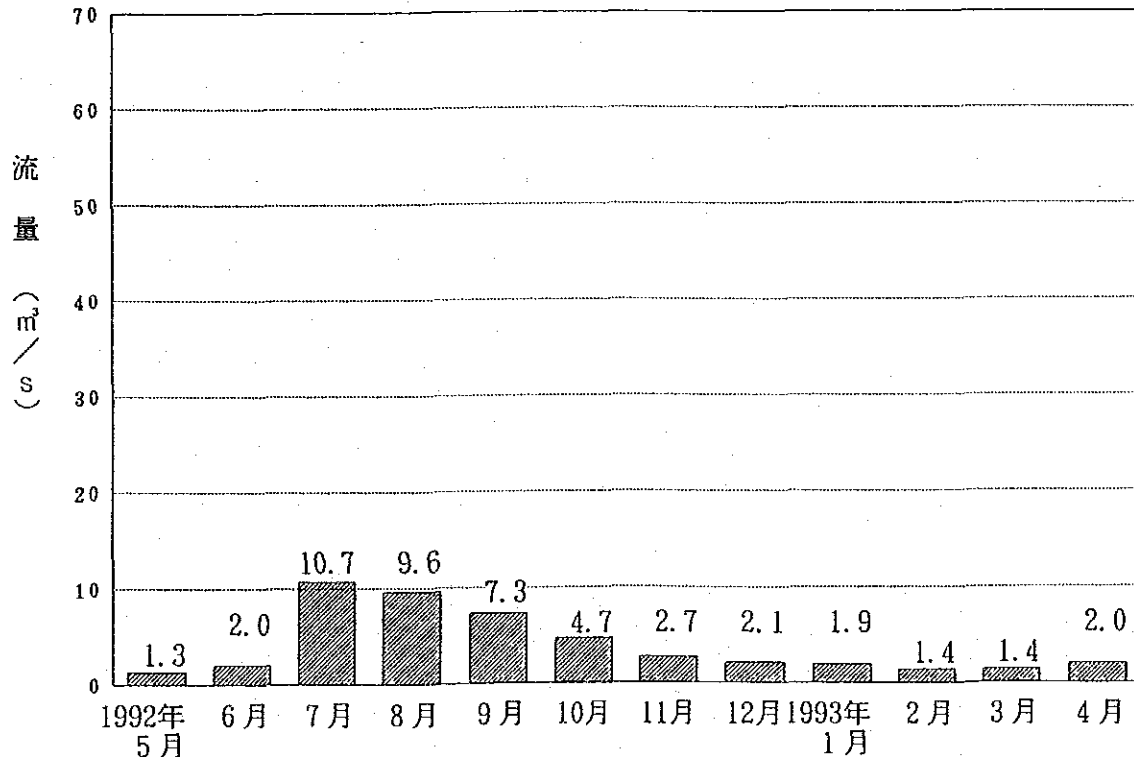
图II.2.9 月平均流量 (1985年)



图II.2.10 月平均流量 (1986年)



図Ⅱ.2.11 月平均流量 (1972年から1986年までの平均)



図Ⅱ.2.12 月平均流量 (1992年5月～1993年4月)

II.3 Puwa Khola川取水地点の計画洪水量

II.3.1 合理式による計算

(1) 降雨量

Puwa Khola川の近傍の雨量データより 100年確率降雨量を算定する。計画地域近傍で最も雨量の多い観測量は、ST.1411(Soktim Tea Estate)であり、この観測における年間の最大降雨量を表II.3-1に示す。

表II.3-1 年間最大日降雨量

日 付	年間最大日降雨量 (mm/day)
1971年 8月17日	180
1972年 9月26日	161
1973年 6月12日	133
1974年 7月28日	274
1975年 9月 1日	182
1976年 月 日	—
1977年 月 日	—
1978年 9月19日	119
1979年 7月24日	215
1980年10月 7日	178
1981年 7月 3日	143
1982年 7月24日	119
1983年 9月 4日	90
1984年 7月 8日	159
1985年 7月28日	278
1986年 9月 4日	225
1987年 8月10日	187
1988年 7月 8日	145
1989年 7月26日	185
1990年 8月12日	258

これ等の年間最大降雨量を用いて、岩井の方法により最大日降雨量の超過確率を求めると表Ⅱ.3-2の様になる。

表Ⅱ.3-2 ST.1411 における確率最大日降雨量

超過確率	確率年 (年)	最大日降雨量 (mm/day)		
		ST1411	ST1417	ST1410
1/10	10	252	148	222
1/20	20	278	172	249
1/30	30	292	186	265
1/50	40	310	203	284
1/100	100	33	227	311
1/200	200	356	252	337

表Ⅱ.3-2には観測所ST1417、ST1410の年間最大降雨量を用いて算出した値も併記してあるが、ST1411における値が高い。

以上より、Puwa Khola川の計画最大日雨量としてST.1411の観測所の100年確率最大日降雨量 333mm/day を採用する。

(2) 洪水到達時間

Puwa Khola川取水地点の洪水到達時間をBayern公式を用いて算定する。

$$T = \frac{L}{W} \quad W = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.8}$$

- ここに T : 洪水到達時間 (h)
 L : 河谷流路の水平距離 (km)
 H : 河谷流路の落差 (km)
 W : 洪水到達速度 (km/h)

河川縦断図Ⅱ.3-1より洪水到達速度は次の様に計算される。

$$W_1 = 72 \left(\frac{0.14}{6.20} \right)^{0.8} = 7.41 \text{ (km/h)} \quad T_1 = \frac{6.20}{7.41} = 0.84 \text{ (h)}$$

$$W_2 = 72 \left(\frac{0.24}{6.08} \right)^{0.8} = 10.35 \text{ (km/h)} \quad T_2 = \frac{6.68}{10.35} = 0.59 \text{ (h)}$$

$$W_3 = 72 \left(\frac{0.49}{7.15} \right)^{0.6} = 14.42 (\text{km/h}) \quad T_3 = \frac{7.15}{14.42} = 0.50 (\text{h})$$

$$W_4 = 72 \left(\frac{0.60}{5.12} \right)^{0.6} = 19.89 (\text{km/h}) \quad T_4 = \frac{5.12}{19.89} = 0.26 (\text{h})$$

$$W_5 = 72 \left(\frac{0.64}{3.00} \right)^{0.6} = 28.49 (\text{km/h}) \quad T_5 = \frac{3.00}{28.49} = 0.11 (\text{h})$$

従って合計洪水到達時間Tは、

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 = 2.3 (\text{h}) = 138.0 (\text{min})$$

洪水到達時間内の雨量強度を次式より求める。

$$\frac{R_t}{R_{24}} = \frac{34710}{T^{1.35} + 1502} (\%)$$

ここに T : 洪水到達時間 (=138min)

R_t : 到達時間内の雨量強度 (mm/h)

R_{24} : 計画最大日降雨量 (333mm/day)

$$\frac{R_t}{333} = \frac{34710}{(138.0)^{1.35} + 1502} \div 100 = 0.152$$

$$\therefore R_t = 0.152 \times 333 = 50.6 (\text{mm/h})$$

(3) 計画洪水量

合理式より

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times R_t \times A$$

ここに Q : 計画洪水量 (m³/s)

f : 流出係数 (表II.3-3より 0.8とする)

R_t : 洪水到達時間内の雨量強度 (=50.6mm/h)

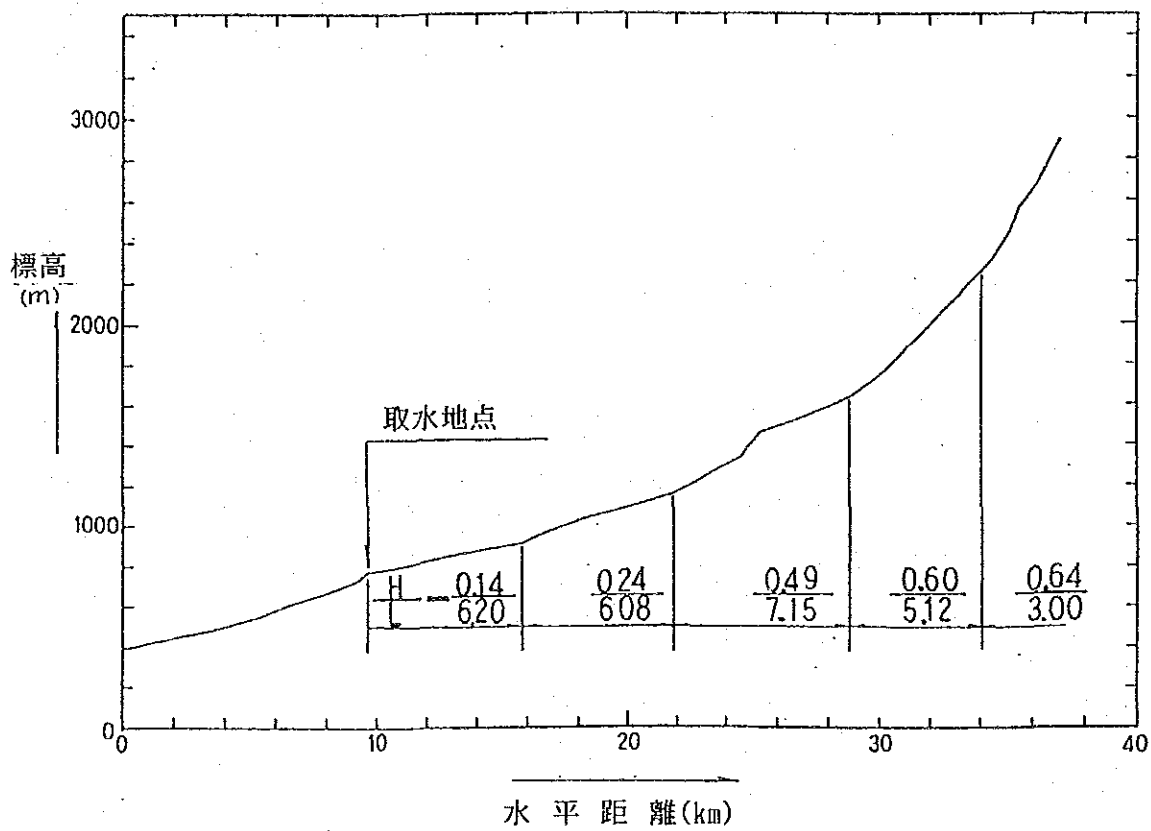
A : 流域面積 (=125.1km²)

表Ⅱ.3-3 流出係数 f の値

地形の状態	流出係数 f
急峻な山地	0.75~0.90
山地河川	0.75~0.85
平地小河川	0.45~0.75
流域のなかば以上が 平地である大河川	0.50~0.75

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 0.8 \times 50.6 \times 125.1 = 1,407 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\cong 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$$



図II.3-1 Puwa Khola 川の河川縦断図

II.3.2 洪水痕跡よりの推定

取水地点近傍の洪水痕跡から洪水量を推定する。

図II.3-2にPuwa Khola取水堰地点の河川横断面図及び洪水痕跡を示す。洪水量は次式により計算される。

$$Q = V \cdot A$$

ここに Q : 洪水量 (m³/s)
 V : 流速 (m/s)
 A : 河川断面積 (m²)

また、流速 V は次式より計算できる。

$$V = \frac{1}{n} \cdot (R)^{2/3} \cdot (I)^{1/2}$$

ここに n : 粗度係数
 R : 径深 ($= \frac{A}{\ell} = \frac{\text{断面積}}{\text{河床長さ}}$)
 I : 水面勾配

粗度係数は表II.3-4より山地流路で路面に玉石、大転石がある場合を採用し $n = 0.05$ とする。

表II.3-4 粗度係数 n の値

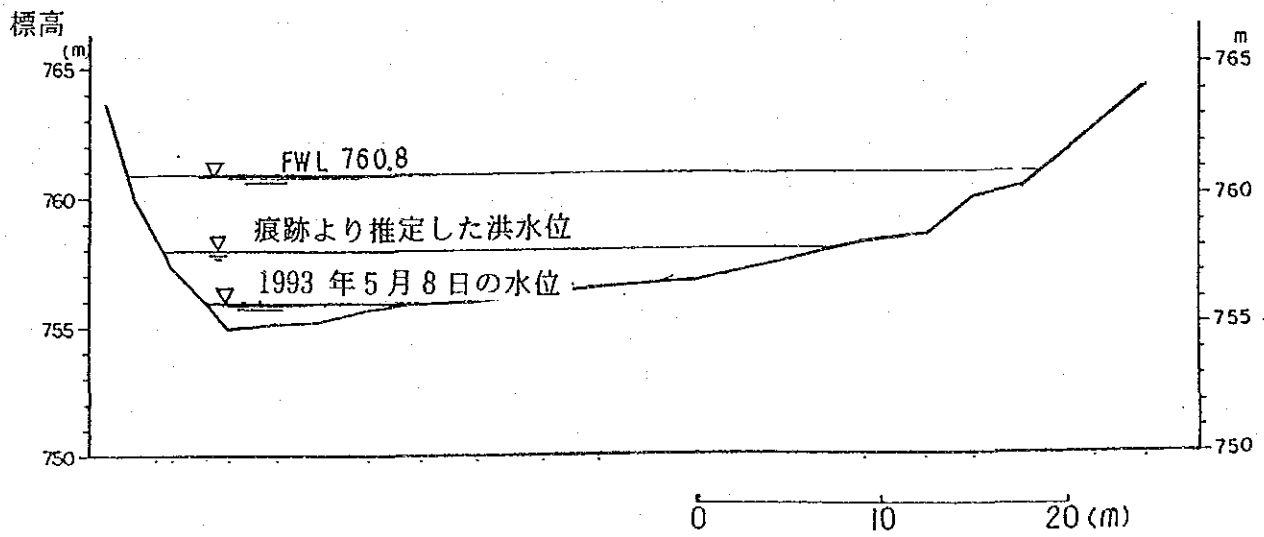
水路壁面	状態	粗度係数 n	
		下限	上限
平地小流路	雑草なく、直線満水、割れ目や深い淵なし	0.025	0.033
	雑草はないが、蛇行し、淵や浅瀬が少しある	0.033	0.045
	同上、但し石が多く、雑草あり	0.045	0.060
山地流路	床面に砂利、玉石、若干の転石あり	0.030	0.050
	床に玉石、大転石あり	0.040	0.070
大流路	転石や灌木のない規則的な断面	0.025	0.060
	不規則な断面	0.035	0.100

この取水地点においては、周辺の地形図より $I = 1/40$ である。また図Ⅱ、
3-2河川横断面より $A = 44.8 \text{ m}^2$ 、 $\ell = 28.5 \text{ m}$ である。従って

$$V = \frac{1}{0.05} \cdot \left(\frac{44.8}{28.5} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{1}{40} \right)^{1/2} = 4.28 \text{ m/s}$$

$$Q = V \times A = 4.28 \times 44.8 = 181.7 \text{ m}^3/\text{s} \approx 190 \text{ m}^3/\text{s}$$

以上より Puwa Khola 川取水地点での計画洪水量としては、合理式による
1,450 m^3/s を採用する。



図II.3-2 Puwa Khola 川取水地点の河川横断面

II.4 Mai Khola 川発電所地点の計画洪水量

II.4.1 合理式による計算

(1) 降雨量

Puwa Khola川の場合と同様、観測点ST.1411(Soktim Tea Estate)の雨量を採用して、Mai Khola 川の計画最大日降雨量を 333mm/dayとする。

(2) 洪水到達時間

Mai Khola 川発電所地点への洪水到達時間を Bayern 公式により算定する。

$$T = \frac{L}{W} \quad W = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6}$$

ここに T : 洪水到達時間 (h)
L : 河谷流路の水平距離 (km)
H : 河谷流路の落差 (km)
W : 洪水到達速度 (km/h)

Mai Khola 川の河川縦断図II.4-1より洪水到達速度は次の様に計算される。

$$W_1 = 72 \left(\frac{0.18}{8.35} \right)^{0.6} = 7.20 \text{ (km/h)} \quad T_1 = \frac{8.35}{7.20} = 1.16 \text{ (h)}$$

$$W_2 = 72 \left(\frac{0.31}{8.33} \right)^{0.6} = 9.99 \text{ (km/h)} \quad T_2 = \frac{8.33}{9.99} = 0.83 \text{ (h)}$$

$$W_3 = 72 \left(\frac{0.91}{12.80} \right)^{0.6} = 14.74 \text{ (km/h)} \quad T_3 = \frac{12.80}{14.74} = 0.87 \text{ (h)}$$

$$W_4 = 72 \left(\frac{0.49}{3.75} \right)^{0.6} = 21.23 \text{ (km/h)} \quad T_4 = \frac{3.75}{21.23} = 0.18 \text{ (h)}$$

$$W_5 = 72 \left(\frac{1.04}{2.23} \right)^{0.6} = 45.56 \text{ (km/h)} \quad T_5 = \frac{2.23}{45.56} = 0.05 \text{ (h)}$$

従って合計洪水到達時間Tは、

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 = 3.09 \text{ (h)} = 185.4 \text{ (min)}$$

洪水到達時間内の雨量強度を次式より求める。

$$\frac{R_T}{R_{24}} = \frac{34710}{T^{1.35} + 1502} \quad (\%)$$

ここに T : 洪水到達時間 (185.4min)

R_T : 到達時間内の雨量強度 (mm/h)

R₂₄ : 計画最大日降雨量 (333mm/day)

$$\frac{R_T}{333} = \frac{34710}{(185.4)^{1.35} + 1502} \div 100 = 0.131$$

$$\therefore R_T = 0.131 \times 333 = 43.6 \text{ (mm/h)}$$

(3) 計画洪水量

合理式より

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times R_t \times A$$

ここに Q : 計画洪水量 (m³/s)

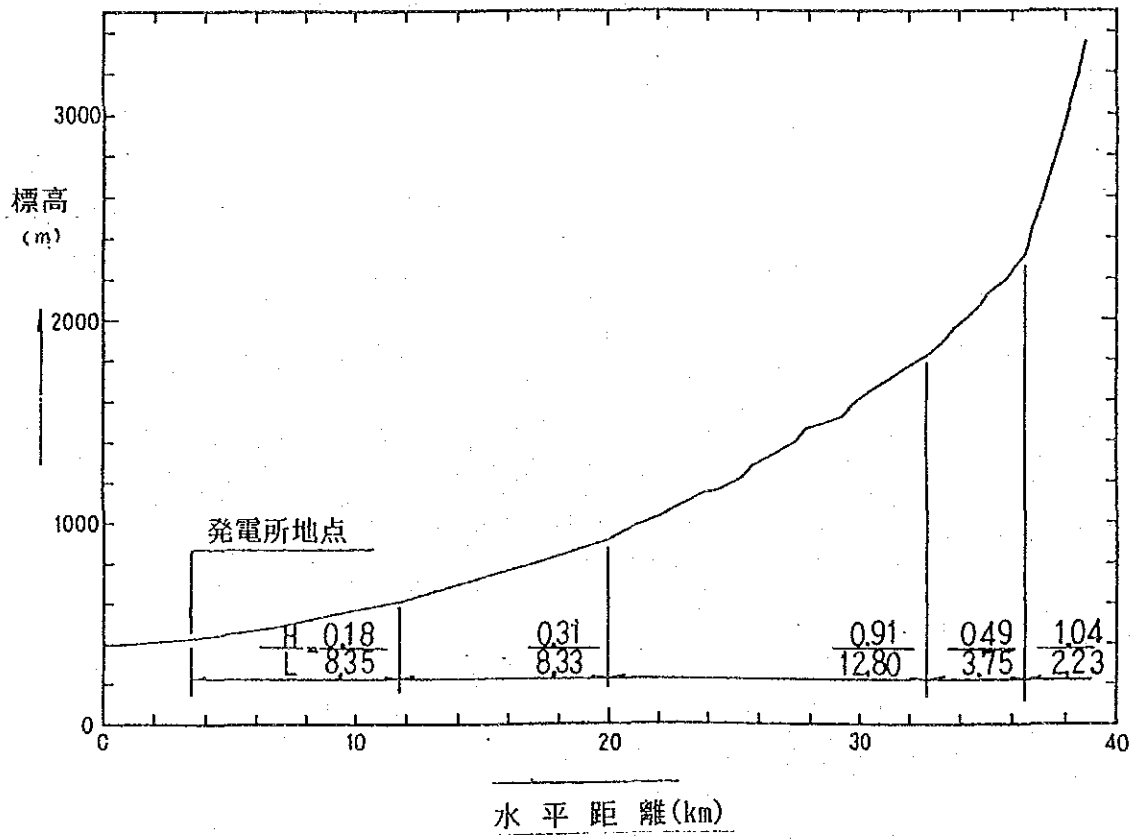
f : 流出係数 (表1.4-3 より 0.8とする)

R_t : 洪水到達時間内の雨量強度 (=43.6mm/h)

A : 流域面積 (=386.2km²)

$$Q = \frac{1}{3.6} \times 0.8 \times 43.6 \times 386.2 = 3,742 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\cong 3,750 \text{ m}^3/\text{s}$$



図II.4-1 Mai Khola 川の河川縦断面

II.5 水位 — 流量曲線

II.5.1 取水地点

取水地点の地形断面より、次式を用いて各河川水位に対する流量を算定し、水位流量曲線を作成する。

$$Q = V \cdot A$$

ここに Q : 河川流量 (m³/s)
 V : 流速 (m/s)
 A : 河川断面積 (m²)

また、流速 V は次式により計算できる。

$$V = \frac{1}{n} \cdot (R)^{2/3} \cdot (I)^{1/2}$$

ここに n : 粗度係数 (表 II.3-4 より $n = 0.05$ とする)

R : 径深 ($= \frac{A}{\ell} = \frac{\text{断面積}}{\text{河床長さ}}$)

I : 水面勾配 ($= 1/40$)

河川横断面を図 II.3-2 に示し、表 II.5-1 には河川水位に対する流量を示す。

表 II.5-1 発電所地点における河川水位と流量の関係

標高(m)	水位(m)	断面積(m ²)	流速(m/s)	流量(m ³ /s)
756	1.0	22.6	2.89	65.3
757	2.0	50.2	4.40	220.9
758	3.0	81.4	5.63	458.3
759	4.0	115.1	6.73	774.6
760	5.0	151.2	7.61	1,150.6
761	6.0	189.9	8.38	1,591.4
762	7.0	231.4	9.09	2,103.4
763	8.0	276.7	9.59	2,653.6

表 II.5-1 より水位流量曲線を作成すると図 3.7-8 の如くなる。図 3.7-8 より計画洪水量 1,450 m³/s に対する水位を求めると EL760.8m となる。

II.5.2 発電所地点

発電所地点の地形断面より、次式を用いて、各河川水位に対する流量を算定し、水位流量を作成する。

$$Q = V \cdot A$$

ここに Q : 河川流量 (m^3/s)

V : 流速 (m/s)

A : 河川断面積 (m^2)

$$V = \frac{1}{n} \cdot (R)^{2/3} \cdot (I)^{1/2}$$

ここに n : 粗度係数 (表II.3-4より山地流路で床面に砂利、玉石、若干の転石ある場合を採用し $n=0.04$ とする)

R : 径深 ($= \frac{A}{\ell} = \frac{\text{断面積}}{\text{河床長さ}}$)

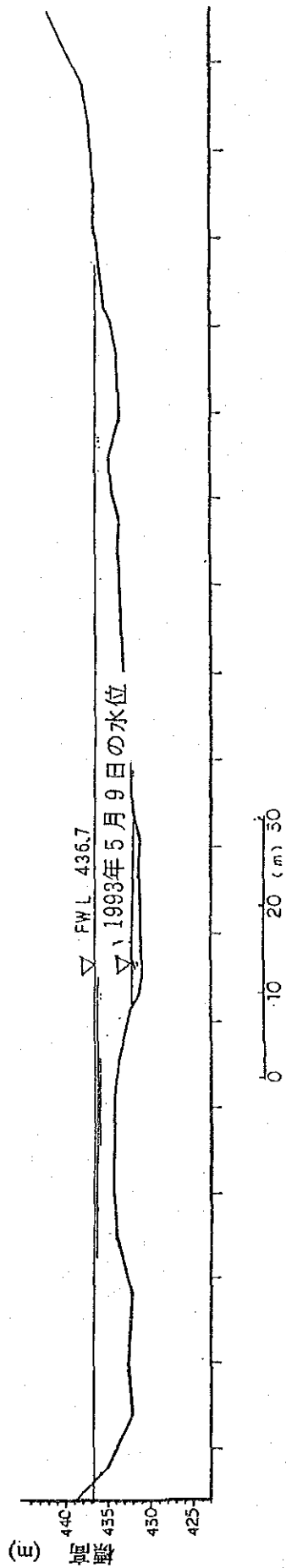
I : 水面勾配 ($= 1/70$)

河川横断面を図II.5-1に示し、表II.5-2には河川水位に対する流量を示す。

表II.5-2 発電所地点における河川水位と流量の関係

標高(m)	水位(m)	断面積 (m^2)	流速(m/s)	流量 (m^3/s)
443	2.0	64.1	3.04	220
444	3.0	156.7	3.52	551
445	4.0	290.6	4.75	1,380
446	5.0	437.2	6.13	2,680
447	6.0	586.4	7.36	4,310
448	7.0	737.9	8.47	6,250

表II.5-2より水位流量曲線を作成すると図3.7-9の如くなる。図3.7-9より計画洪水量 $3,750 \text{m}^3/\text{s}$ に対する水位を求めると $EL436.7\text{m}$ となる。



図II.5-1 Mai Khola 川の河川横断面

資料一 III 土 木

III-1	取水堰	A-III-1
III-2	有効落差の計算	A-III-7
III-3	水撃圧及び水圧管の強度計算	A-III-15
III-4	沈砂池	A-III-21
III-5	導水路トンネル	A-III-22
III-6	トンネル断面における等流計算（取水施設～沈砂池区間）	A-III-23
III-7	導水路トンネルと調整池の調整可能容量	A-III-27
III-8	圧力管固定ブロック	A-III-29
III-9	発電所建屋	A-III-33

III-1 取水堰

1) 天端高さ

(1) 設計条件:

洪水量 : $Q = 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$

堰型式 : 広頂越流梯形型・コンクリート製

(2) 越流量

$Q = \mu \cdot B \cdot h_1 \cdot \sqrt{2g \cdot h_1}$ (m^3/s) : 本間氏の公式

ここに於いて μ : 流量係数 $(0.29 + 0.32 \frac{h_1}{D})$

h_1 : 上流側水深 = (m)

B : 堰巾 = 33m

g : 重力の加速度 = 9.8 m/s^2

D : 堰の平均高さ = 3.0m

仮に $h_1 = 5.7 \text{ m}$ (\rightarrow HHWL E.L. 764.700)

$\mu = 0.31 + 0.23 \times \frac{5.7}{3} = 0.73$ とすると

$Q = 0.73 \times 33 \times 5.7 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 5.7} = 1,451.3 \text{ m}^3/\text{s} > 1,450 \text{ m}^3/\text{s}$ OK

(速度水頭は無視する)

2) チロリアン型取水堰

(1) 設計条件

設計取水量 : $Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$

グリティング 寸法 : F B 30×15 中心間隔25mm

公 式 : $\frac{dQ}{dx} = -q = -\mu \cdot B \cdot \phi \cdot \sqrt{2g \cdot h_0}$ (1)

ここに於いて μ : 流量係数 (0.4)

B : 水路長さ (m)

ϕ : 間隙率比 ($\Sigma s / B$)

Σs : 間隙幅計

(2) 水路の長さ (L.)

$$\text{間隙率} = \frac{\frac{1.0}{0.025} \times 0.01}{1.0} = 0.4$$

上流側越流深さ ($H_0 = H$)

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

ここに於いて C : 流量係数 = 1.552

B : 単位巾 = 1.0m

H : 越流水深

Q : 流量 = 2.5m³/S

$$\therefore H = \left[\frac{C \cdot B}{Q} \right]^{2/3} = \left[\frac{1.552}{2.5} \right]^{2/3} = 0.73\text{m}$$

公式(1) より

$$q = 0.4 \times 1.0 \times 0.4 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.73} = 0.605 \text{ m}^3/\text{S}/\text{m}$$

間隙が70%詰まるものと仮定すると

$$q_{30} = 0.3 \times 0.605 = 0.18 \text{ m}^3/\text{S}/\text{m}$$

∴ 必要水路長さは

$$L_e = \frac{2.5}{0.18} = 13.88\text{mより}$$

16.5m とする (20%増)

3) 取水堰の安定

(1) 設計条件

ダムの単位重量 : $w_s = 2.35\text{t}/\text{m}^3$

堆積土の重量 : $\lambda_s = 2.70$

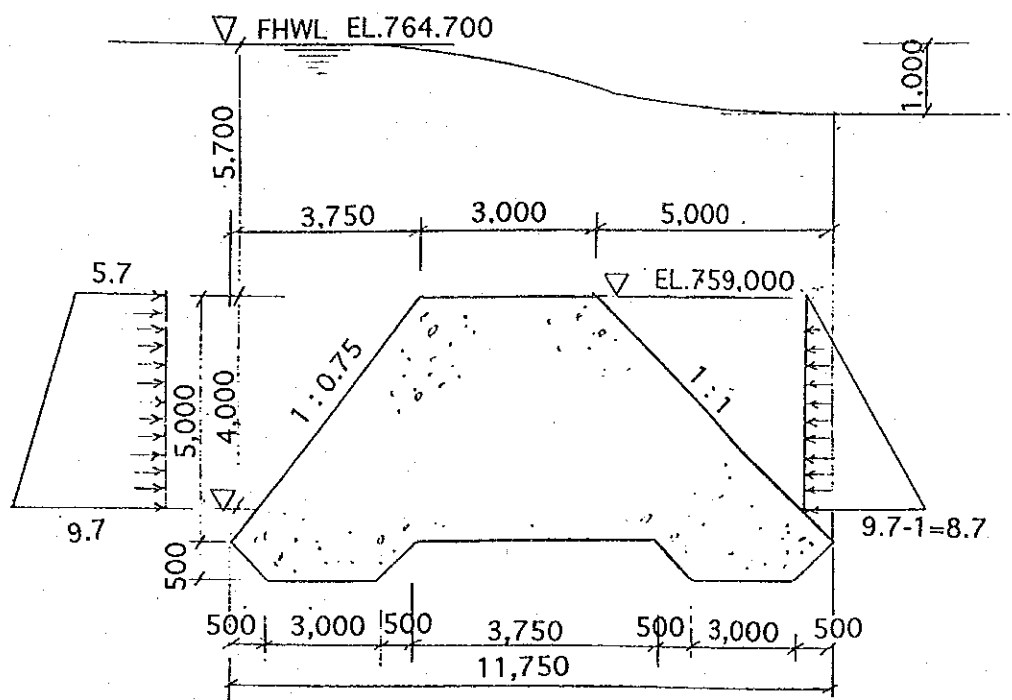
浮力係数 : $\phi = 0.50$

土圧係数 : $K_s = 0.50$

地震係数 : $K_H = 0.12$

許容地耐力 : $q_a = 20\text{t}/\text{m}^2$

- 滑動安全係数 : $f_a = 0.85$
- 計算条件 : 洪水で地震状態
- 断面寸法 : 下図参照
- 合力の働く点 : 中央三分圈



(2) 応力計算

(a) 死荷重

$$V_1 = \frac{3 \times 11.75}{2} \times 5 + 2 \times \left(\frac{3+4}{2} \times 0.5 \right) = 40.375 \text{ m}^2$$

$$W_1 = 2.35 \times 40.375 = 94.881 \text{ t}$$

重心位置

$$y = \frac{93.304}{40.375} = 2.319 \text{ m}$$

$$x = \frac{246.448}{40.375} = 6.104 \text{ m}$$

(b) 地震力

$$F_1 = K_H \cdot W_1 = 0.12 \times 94.881 \text{ t} = 11.386 \text{ t}$$

$$y = 2.319 \text{ m}$$

(c) 水圧と水の重量

(i) 静水圧 (上流側)

$$P_1 = \frac{5.7+9.7}{2} \times 4.0 = 30.8 \text{ t}$$

$$y = \frac{4}{3} + 1.5 = 2.833 \text{ m}$$

(下流側)

$$P_2 = 8.7 \times 4 \times 0.5 = 17.4 \text{ t} \quad (-)$$

$$y = 2.833 \text{ m}$$

(ii) 水の重量

$$W_2 = 3.75 \times 5.7 = 21.375 \text{ t}$$

$$x = 11.75 \text{ m}$$

$$W_3 = 3.75 \times 4 \times 0.5 = 7.5 \text{ t}$$

$$x = 11.75 - 3.75 = 8.0 \text{ m}$$

(d) 堆積土圧と重量

$$w = 1.8 \times (2.7 - 1) / 2.7 = 1.133 \text{ t/m}^3$$

(i) 堆積土圧

$$P_3 = 0.5 \times \frac{(1.133 \times 5^2)}{2} = 7.081 \text{ t}$$

$$y = 0.5 + 5/3 = 2.167 \text{ m}$$

(ii) 堆積土重量

$$W_4 = \frac{1.133 \times 5 \times 3.75}{2} = 10.622 \text{ t}$$

$$x = 10.5 \text{ m}$$

(e) 浮力

$$u_1 = \frac{1}{2} W_0 \cdot \mu \cdot B \cdot H_1$$
$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 0.5 \times 11.75 \times 11.2 = 32.9 \text{ t}$$

$$w_s = 32.9 \text{ t} \quad (-)$$

$$x = \frac{11.75}{2} = 5.875 \text{ m}$$

(3) 安定計算表

荷重	N (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M _x	M _y
死荷重	94.881		6.104		579.154	
地震力		11.386		2.319		26.404
水の重量	21.375		11.75		251.156	
"	7.5		10.5		78.750	
水圧(上流)		30.800		2.833		87.256
"(下流)		-17.400		2.833		-49.294
堆積土		7.081		2.167		15.345
"	10.622		10.5		111.531	
浮力	-32.9		5.875		-193.288	
Σ	101.478	31.867			827.303	79.711

$$\Sigma M = M_x - M_y = 827.303 - 79.711 = 747.592 \text{ t} \cdot \text{m}$$

(a) 転倒検討

$$x_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{747.592}{101.478} = 7.367\text{m}$$

$$e = \left| x_0 - \frac{B}{2} \right| = \left| 7.367 - \frac{11.75}{2} \right| = 1.492\text{m} < \frac{B}{6} = 1.958\text{m} \quad \text{OK}$$

(b) 滑動検討

$$f_s = \frac{\Sigma H}{\Sigma N} = \frac{31.867}{101.478} = 0.314 < 0.85 \quad \text{OK}$$

(c) 地耐力検討

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{\Sigma N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{101.478}{11.75} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.492}{11.75} \right) \\ &= 15.217\text{t/m}^2 < 20\text{t/m}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

III-2 有効落差の計算

1. 設計条件

有効落差は、最大流量時 ($Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{S}$) 及び常時流量時 ($Q = 1.1 \text{ m}^3/\text{S}$) の2ケースにて算出する。

なお、2ケースにおける水槽の水位は以下の通りとする。

最大流量時 $WL = 756.90\text{m}$

常時流量時 $WL = 755.58\text{m}$ (トンネル末端敷高 $EL = 755.00\text{m} +$ 等流水深 0.58m)

また、各ケースにおける水槽水位から $EL = 438.70$ (水車CL) までの落差は、流量時 $H = 318.20\text{m}$ 、常時流量時 $H = 316.88\text{m}$ となる。

2. 計算式の記号

有効落差の計算に使用する記号及び単位は以下の通りとする。

- V : 流速 (m/s)
- Q : 流量 (m^3/S)
- A : 流積 (m^2)
- f : 損失水頭係数
- g : 重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/s}^2$)
- n : 粗度係数 (鋼管 $n = 0.012$)
- L : 水路長 (m)
- θ : 管路の曲がり角度 ($^\circ$)
- D : 管内径 (m)
- ρ : 管路の曲がり半径 (m)
- h : 損失水頭 (m)

3. 損失水頭の計算

損失水頭は、個々に算出した損失水頭を合計して求める。

1) 水槽における損失水頭 h_1 の算出

(1) スクリーンによる損失水頭

$$h_{1-(1)} = f r \frac{V^2}{2g} = \beta \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \frac{1}{2gA^2} Q^2$$

ここに β : スリーパーの断面形状による係数 = 2.34

θ : スクリーンの傾斜角 = 75°

t : スリーパーの厚さ = 1.0cm

b : スリーパーの純間隔 = 4.0cm

A : スクリーンの前面流積

最大流量時 $A = 2.4 \times 5.0 = 12.0 \text{ m}^2$

常時流量時 $A = 1.08 \times 5.0 = 5.4 \text{ m}^2$

(a) 最大流量時

$$\begin{aligned} h_{1-(1)} &= 2.34 \times \sin 75^\circ \times \left(\frac{1}{4} \right)^{4/3} \times \frac{1}{2 \times 9.8 \times 12.0^2} \times Q^2 \\ &= 1.261 \times 10^{-4} Q^2 \end{aligned}$$

(b) 常時流量時

$$\begin{aligned} h_{1-(1)} &= 2.34 \times \sin 75^\circ \times \left(\frac{1}{4} \right)^{4/3} \times \frac{1}{2 \times 9.8 \times 5.4^2} \times Q^2 \\ &= 6.229 \times 10^{-4} Q^2 \end{aligned}$$

(2) 水槽における損失水頭の合計

$$h_1 = h_{1-(1)}$$

∴ 最大流量時 $h_1 = 1.261 \times 10^{-4} Q^2$

常時流量時 $h_1 = 6.229 \times 10^{-4} Q^2$

2) 水圧管路における損失水頭 h_2 の算出

(1) 流入による損失水頭

$$h_{2-(1)} = f e \frac{V^2}{2g} = f e \frac{1}{2gA^2} Q^2$$

ここに $f e$: 流入損失係数 = 0.20

$$A : \text{流入後の流積} = \frac{1}{4} \times \pi \times 1.10^2 = 0.950 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore h_{2-(1)} &= 0.20 \times \frac{1}{2 \times 9.8 \times 0.95^2} \times Q^2 \\ &= 113.065 \times 10^{-4} Q^2 \end{aligned}$$

(2) 摩擦による損失水頭

$$h_{2-(2)} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 124.5 \text{ n}^2 \frac{L}{D^{4/3}} \frac{Q^2}{2g \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2}$$

ここに f : 管の直径を用いる場合の損失係数

D : 管の内径 (m)

L : 管路延長 (m)

上式を変形すると

$$\begin{aligned} h_{2-(2)} &= 124.5 \text{ n}^2 \times \frac{4^2}{2 \times 9.8 \times \pi} \times \frac{L \cdot Q^2}{D^{16/3}} \\ &= 14.828 \times 10^{-4} \times \frac{L \cdot Q^2}{D^{16/3}} \end{aligned}$$

ただし、漸縮部の管内径は平均径を用いるとし、分岐後の流量は

$Q' = Q/2$ として算出する。

D (m)	$D^{16/3}$ (m)	L (m)	$\frac{L}{D^{16/3}}$	$h_{2-(2)}$ (m)	摘 要
1.100	1.662	284.00	170.878	$2.533.779 \times 10^{-4} Q^2$	鋼管(n=0.012)
1.100~1.050 (1.075)	1.471	2.000	1.360	$20.167 \times 10^{-4} Q^2$	〃
1.050	1.297	298.00	229.761	$3.406.896 \times 10^{-4} Q^2$	〃
1.050~0.950 (1.000)	1.000	2.000	2.000	$29.658 \times 10^{-4} Q^2$	〃
0.950	0.761	150.00	197.109	$2.922.732 \times 10^{-4} Q^2$	〃
0.950~0.850 (0.900)	0.570	2.000	3.509	$52.035 \times 10^{-4} Q^2$	〃
0.850	0.420	240.50	572.619	$8.490.795 \times 10^{-4} Q^2$	〃
0.850~0.600 (0.725)	0.180	4.000	22.222	$329.508 \times 10^{-4} Q^2$	〃
0.600	0.066	7.500	113.636	$1.684.995 \times 10^{-4} Q^2$	鋼管(n=0.012)・分岐後
計		990.000		$19.470.565 \times 10^{-4} Q^2$	

$$\therefore h_{2-(2)} = 19,470.565 \times 10^{-4} Q^2$$

(3) 曲がりによる損失水頭

$$h_{2-(3)} = f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{V^2}{2g} = f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{Q^2}{2g \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2}$$

$$= 0.08271 \times f_{b1} \times f_{b2} \times \frac{1}{D^4} Q^2$$

ここに f_{b1} : 曲がり中心角 90° に対する損失係数

f_{b2} : 任意の曲がり角度に対する補正值

ただし、分岐後の流量は、

$Q' = Q/2$ として算出する。

管径 D (m)	中心角 θ ($^\circ$)	曲率半径 ρ (m)	ρ/D	f_{b1}	f_{b2}	$h_{2-(3)}$ (m)	摘要
1.100	18° , 0'	5.0	4.550	0.08	0.35	$15.817 \times 10^{-4} Q^2$	
"	12° , 2'	"	"	"	0.22	$9.942 \times 10^{-4} Q^2$	合成角
1.050	10° , 30'	"	4.760	"	0.20	$11.976 \times 10^{-4} Q^2$	
"	13° , 0'	"	"	"	0.23	$12.520 \times 10^{-4} Q^2$	
"	22° , 22'	"	"	"	0.40	$21.774 \times 10^{-4} Q^2$	合成角
"	8° , 30'	"	"	"	0.18	$9.798 \times 10^{-4} Q^2$	
0.950	15° , 2'	"	5.260	"	0.30	$24.371 \times 10^{-4} Q^2$	合成角
"	18° , 30'	"	"	"	0.35	$28.433 \times 10^{-4} Q^2$	
"	15° , 0'	"	"	"	0.28	$22.746 \times 10^{-4} Q^2$	
"	7° , 7'	"	"	"	0.17	$13.810 \times 10^{-4} Q^2$	合成角
0.850	10° , 0'	"	5.880	"	0.20	$25.351 \times 10^{-4} Q^2$	
"	63° , 26'	"	"	"	0.84	$106.477 \times 10^{-4} Q^2$	合成角
"	10° , 0'	"	"	"	0.20	$25.351 \times 10^{-4} Q^2$	
"	54° , 43'	"	"	"	0.78	$98.871 \times 10^{-4} Q^2$	合成角
0.60	39° , 0'	"	8.330	"	0.61	$311.438 \times 10^{-4} Q^2$	
計		"		"		$738.675 \times 10^{-4} Q^2$	

$$\therefore h_{2-(3)} = 738.675 \times 10^{-4} Q^2$$

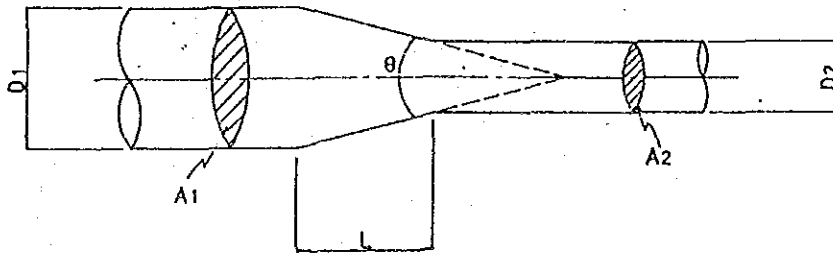
(4) 漸縮による損失水頭

$$h_{2-(4)} = f_{sc} \cdot \frac{V^2}{2g} = f_{sc} \cdot \frac{Q^2}{2g \left(\frac{\pi D_2^2}{4} \right)^2}$$

$$= 0.08271 \times f_{sc} \times \frac{1}{D_2^4} Q^2$$

ここに f_{sc} : 漸縮損失係数

V : 漸縮後の流速 (m/s)



D_1 (m)	D_2 (m)	L (m)	$\theta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{D_1 - D_2}{2L} \right)$	$\frac{A_2}{A_1}$	f_{sc}	$h_{2-(4)}$ (m)
1.100	1.050	2.00	$0^\circ, 43'$	0.911	0.0001	$0.068 \times 10^{-4} Q^2$
1.050	0.950	2.00	$1^\circ, 26'$	0.819	0.0001	$0.102 \times 10^{-4} Q^2$
0.950	0.850	2.00	$1^\circ, 26'$	0.801	0.0001	$0.158 \times 10^{-4} Q^2$
0.850	0.600	4.00	$3^\circ, 35'$	0.498	0.0005	$2.317 \times 10^{-4} Q^2$
計						$2.645 \times 10^{-4} Q^2$

$$\therefore h_{2-(4)} = 2.645 \times 10^{-4} Q^2$$

(5) 分岐による損失水頭

$$h_{2-(5)} = f_B \cdot \frac{V^2}{2g} = f_B \cdot \frac{Q^2}{2g \left(\frac{\pi D_1^2}{4} \right)^2}$$
$$= 0.08271 \times f_B \times \frac{1}{D_1^4} Q^2$$

ここに f_B : 分岐による損失係数

= 0.50 (分岐管の始部を円錐状にした対称 Y 分岐)

V : 漸縮後の流速 (m/s)

$$\therefore h_{2-(5)} = 0.08271 \times 0.50 \times \frac{1}{0.85^4} Q^2 = 792.232 \times 10^{-4} Q^2$$

(6) 人口弁による損失水頭

$$h_{2-(6)} = f_r \cdot \frac{V^2}{2g} = f_r \cdot \frac{\left(\frac{1}{2} Q \right)^2}{2g A^2}$$

ここに f_r : 弁による損失水頭 = 0.30

$$A : \text{断面積} = \frac{1}{4} \times \pi \times 0.60^2 = 0.283 \text{ m}^2$$

$$\therefore h_{2-(6)} = 0.30 \times \frac{1}{2 \times 9.8 \times 0.283^2 \times 4} \times Q^2$$
$$= 477.783 \times 10^{-4} Q^2$$

(7) 水圧管路における損失水頭の合計

流入による損失水頭	$h_{2-(1)}$	=	$113.065 \times 10^{-4} Q^2$
摩擦	"	$h_{2-(2)}$	= $19,470.565 \times 10^{-4} Q^2$
曲がり	"	$h_{2-(3)}$	= $738.675 \times 10^{-4} Q^2$
漸縮	"	$h_{2-(4)}$	= $2.645 \times 10^{-4} Q^2$
分岐	"	$h_{2-(5)}$	= $792.232 \times 10^{-4} Q^2$
人口弁	"	$h_{2-(6)}$	= $477.783 \times 10^{-4} Q^2$
計	h_2	=	$21,594.965 \times 10^{-4} Q^2$

3) 損失水頭の合計

(1) 最大流量時

$$\text{水槽における損失水頭 } h_1 = 1.261 \times 10^{-4} Q^2$$

$$\text{水圧管路における損失水頭 } h_2 = 21.594.965 \times 10^{-4} Q^2$$

$$\text{その他及び余裕 } h_3 = 1.123.774 \times 10^{-4} Q^2$$

$$\text{合計 } h = 22.720.000 \times 10^{-4} Q^2$$

(2) 常時流量時

$$\text{水槽における損失水頭 } h_1 = 6.229 \times 10^{-4} Q^2$$

$$\text{水圧管路における損失水頭 } h_2 = 21.594.965 \times 10^{-4} Q^2$$

$$\text{その他及び余裕 } h_3 = 2.198.806 \times 10^{-4} Q^2$$

$$\text{合計 } h = 23.800.000 \times 10^{-4} Q^2$$

以下の計算結果により、損失水頭 h は各々以下のようなになる。

$$\text{最大流量時損失水頭 } Q = 2.50 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$\therefore h = 2.272 \times 2.50^2 = 14.20 \text{ m}$$

$$\text{常時流量時損失水頭 } Q = 1.10 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$\therefore h = 2.380 \times 1.10^2 = 2.88 \text{ m}$$

4. 有効落差の計算

4-1) 諸元

(1) 取水位 759.00m

(2) 水槽水位	756.90m	(常時 755.58m)
(3) 放水水位	438.70m	(水車CL)
(4) 総落差	320.30m	
(5) 最大使用水量	2.50m ³ /S	

4-2) 有効落差 H_e の計算

$$H_e = (2) - (3) - h$$

$$\text{最大出力時の有効落差 } H_e = 756.90 - 438.70 - 14.20 = 304.00\text{m}$$

$$\text{常時出力時の有効落差 } H_e = 755.58 - 438.70 - 2.88 = 314.00\text{m}$$

4-3) 出力の計算

$$P = 9.8 \cdot Q \cdot H_e \cdot \eta_t \cdot \eta_g$$

ここに Q : 使用水量 (m³/S)

H_e : 有効落差 (m)

η_t : 水車効率

η_g : 発電効率

(1) 最大出力時

$$P_{\max} = 9.8 \times 2.50 \times 304.00 \times 0.85 \times 0.98$$

$$= 6,204.2 \text{ ————— } 6,200 \text{ kw}$$

(2) 常時出力時

$$P = 9.8 \times 1.10 \times 314.00 \times 0.84 \times 0.96$$

$$= 2,729.5 \text{ ————— } 2,700 \text{ kw}$$

III - 3 水撃圧及び水圧管の強度計算

1) 水撃圧の計算

水撃圧は、アリエビが求めた閉塞器の位置における最大圧力上昇の計算図表を利用する。

(1) 基本数値

水 槽 水 位	WL : 756.90m
水 車 中 心 標 高	EL : 438.70m
閉 塞 バ ル ブ	EL : 437.10m
最 大 使 用 水 量	Q : 2.5m ³ /S
水 圧 管 路 の 長 さ	L : 99.0m
バ ル ブ 閉 塞 時 間	T : 30S

(2) 適用計算式

アリエビの緩閉塞の場合の最大圧力上昇の計算図表を利用する。

(3) 管路の平均流速

$$V_0 = \frac{Q}{A_0}$$

$$A_0 = \frac{L}{\sum (\ell_i / A_i)}$$

V_0 : 平均流速 (m/s)

A_0 : 平均断面積 (m²)

ℓ_i, A_i : i 番目の管路区間に対する区間長 (m)
及び断面積 (m²)

D (m)	A _i (m ²)	ℓ _i (m ²)	$\frac{\ell_i}{A_i}$
1.10	0.950	284.0	298.95
1.10~1.05	0.908	2.0	2.20
1.05	0.866	298.0	344.11
1.05~0.95	0.785	2.0	2.55
0.95	0.709	150.0	211.57
0.95~0.85	0.636	2.0	3.14
0.85	0.567	240.5	424.16
0.85~0.60	0.413	4.0	9.69
0.60	0.283	7.5	26.50
計		990.0	1,322.87

$$A_0 = \frac{990}{1,322.87} = 0.748 \text{ m}^2$$

$$V_0 = \frac{2.5}{0.748} = 3.342 \text{ m/s}$$

(4) 圧力波の伝搬速度

$$a = \frac{1}{\sqrt{\frac{w}{g} \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{E} \times \frac{D}{t} \right)}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{9.8} \left(\frac{1}{2 \times 10^5} + \frac{1}{2.1 \times 10^7} \times \frac{0.976}{0.012} \right)}}$$

$$= 1.050 \text{ m/s}$$

- a : 水撃波の伝搬速度 (m/s)
D : 平均管径(m) (0.976m)
t : 管厚 (m) (0.012m)
w : 水の単位重量(1t/m³)
g : 重力の加速度(9.8m/s²)
K : 水の体積弾性係数(2×10⁵t/m²)
E : 管材の弾性係数(2×10⁷t/m²)
H₀ : バルブにおける静水圧(319.8m)

$$\frac{2L}{a} = \frac{2 \times 990}{1.050} = 1.86 < T = 30S$$

であるので緩閉塞である。

(5) 水撃圧の算出

アリエビの計算図表を使用する。

$$\rho = \frac{a V_0}{2 g H_0} = \frac{1.050 \times 3.342}{19.6 \times 319.8} = 0.56$$

$$\theta = \frac{T}{\frac{2L}{a}} = \frac{30}{1.89} = 15.9$$

$$\zeta = \frac{hm + H_0}{H_0} = 1.05 \quad hm = 1.05 \times 319.8 - 319.8 = 16.0$$

管路末端バルブにおける水撃圧を余裕をみて $hm = 20m$ とする。

2) 水圧管の強度計算

(1) 主要点における設計水圧

水撃作用による最大上昇水圧は、水圧管末端において 20mとなった。水圧管路呑口（水槽）における上昇水圧を 0 mとし、管路末端までの間の上昇水圧は、直線変化するものとして計算した。主要点の設計水圧は下表に示す。

主要点	追加距離 (m)	管路標高	静水圧 (m)	水撃圧 (m)	設計水圧 (m)
始 点	0	751.3	5.6	0	5.60
I P 1	120.0	715.5	41.4	2.42	43.82
6'	308.5	636.0	120.9	6.23	127.13
8'	427.5	598.5	158.4	8.64	167.04
I P 2	483.5	594.0	162.9	9.77	172.67
12'	518.5	585.5	171.4	10.47	181.87
I P 3	589.0	579.5	177.4	11.90	189.30
15'	647.0	560.5	196.4	13.07	209.47
16'	669.0	560.5	196.4	13.52	209.92
I P 4	695.0	553.0	203.9	14.04	217.94
18'	803.0	524.0	232.9	16.22	249.12
I P 5	845.0	520.5	236.4	17.07	253.47
20'	934.0	471.5	285.4	18.87	304.27
I P 6	982.0	437.1	319.8	19.84	339.64
末 端	990.0	437.1	319.8	20.0	339.80

(2) 許容水頭の計算

許容水頭の計算は次式による。

$$P = 2(t - \varepsilon) \cdot \delta_a \cdot \frac{\eta}{D}$$

P : 許容水頭 (kg/cm²)

t : 使用板厚 (cm)

ε : 余裕厚 0.20cm

δ_a : 鋼材の許容引張応力 (1,300kg/cm², SM41)

D : 鉄管内径 (cm)

η : 継手効率 0.85

最板厚は次の値以上とする。

$$t' = \frac{D + 800}{400} \geq 6 \text{ mm} \quad t' : \text{余裕厚を含んだ使用板厚 (mm)}$$

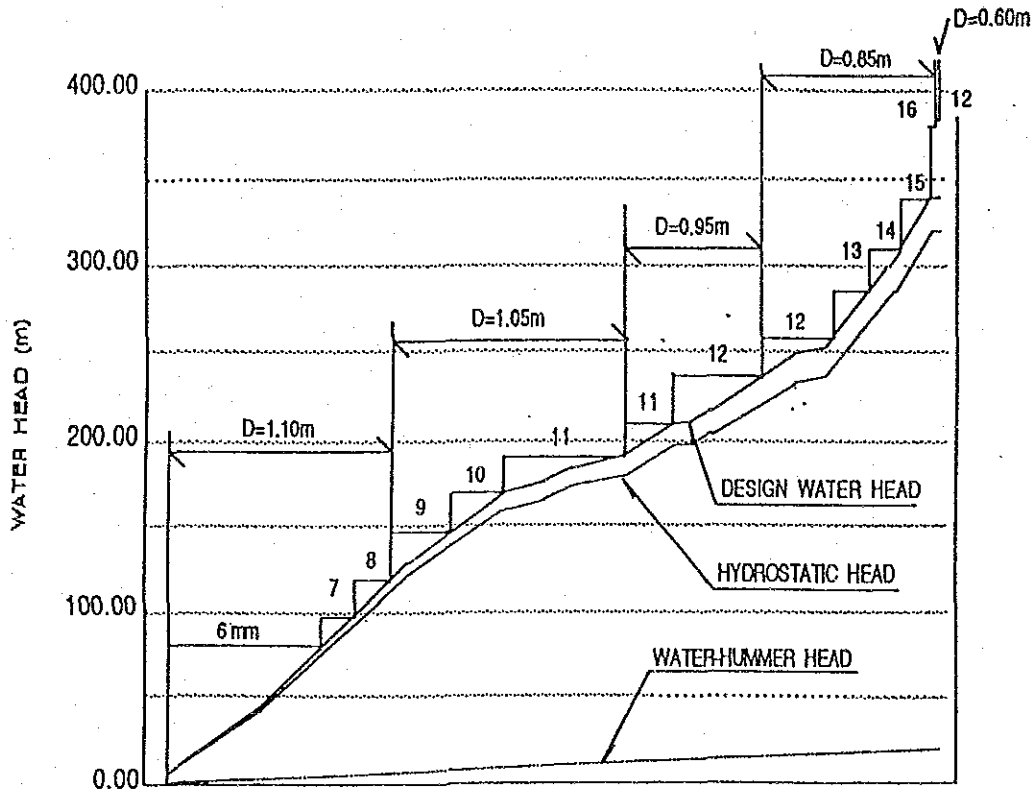
最 小 板 厚

管内径D (mm)	最小板厚t' (mm)
1,100	6
1,050	6
950	6
850	6
600	6

許容水頭の計算結果

管径D (m)	許容応力 δ (kg/cm ²)	使用板厚 t (mm)	計算板厚 t - ϵ (mm)	許容水頭 (m)
1.10	1,300	6	4	80.36
"	"	7	5	100.45
"	"	8	6	120.55
1.05	"	9	7	147.33
"	"	10	8	168.38
"	"	11	9	189.43
0.95	"	11	9	209.37
"	"	12	10	232.63
0.85	"	12	10	260.00
"	"	13	11	286.00
"	"	14	12	312.00
"	"	15	13	338.00
"	"	16	14	364.00
0.60	"	12	10	368.33

DESIGNED WATER HEAD AND PIPE THICKNESS



DESIGNED WATER HEAD (m)	5.60	43.82	127.13	167.04	172.57	181.87	189.30	203.47	209.92	217.94	249.12	253.47	304.27	339.54	339.80
ACCUMULATED DISTANCE (m)	0.0	120.0	308.5	427.5	483.5	518.5	589.0	647.0	669.0	695.0	803.0	845.0	934.0	982.0	990.0
STATION	START	IP1	6	8	IP2	12	IP3	15	16	IP4	18	IP5	20	IP6	VALVE

III - 4 沈砂池

1) 設計条件

限界沈降速度は最小粒径 0.2mm に対して: $V_0 = 0.03\text{m/sec}$

$$2) L = k \cdot \frac{H}{V_0} \cdot \mu$$

ここに $L = \text{池の必要最小長さ (m)}$

$k = \text{安全係数 (=2.0)}$

$\mu = \text{池内での平均流速 } (\mu = 0.3\text{m/s})$

$H = \text{池の平均の深さ } (=1.98\text{m})$

$$L = 2.0 \times \frac{1.98}{0.03} \times 0.3 = 39.6\text{m} < 40.0\text{m}$$

$$3) B = \frac{Q}{H \cdot \mu}$$

ここに $B = \text{池の幅}$

$$H = \frac{1.18 + 2.78}{2} = 1.98\text{m}$$

$\mu = 0.3\text{m/s}$

$Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$

$$B = \frac{2.5}{1.98 \times 0.3} = 4.20\text{m} < 5.0\text{m}$$

III-5 導水路トンネル

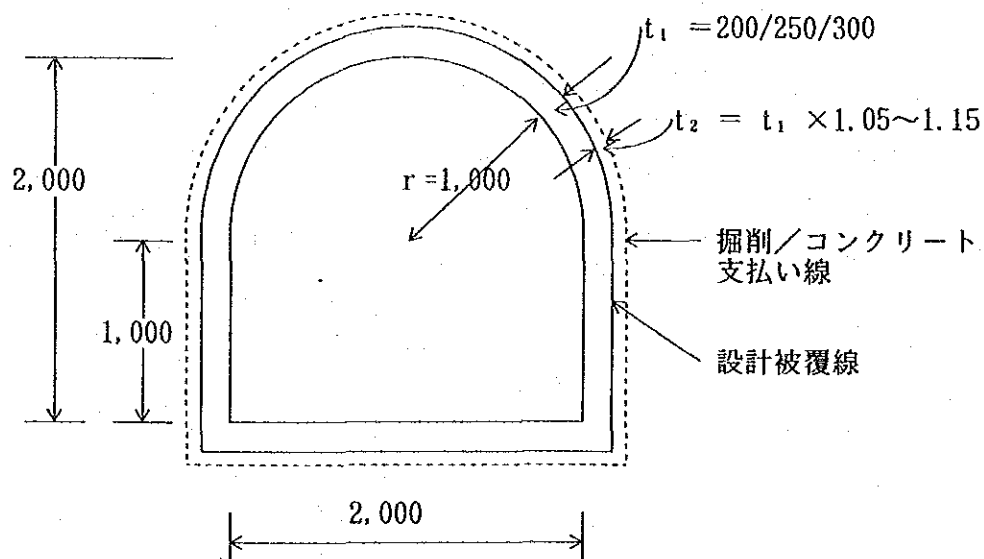
1) トンネルの規模

延長 : 3,135m

断面型形 : 幌型 (2 r) 高さ 2 m × 幅 2 m

底勾配 1/1,000、1/1,660

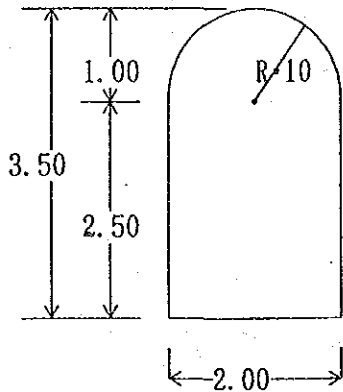
粗度係数 CO : 0.013



Ⅲ-6 トンネル断面における等流計算（取水施設～沈砂池区間）

(1) 取水施設～沈砂池区間

① 設計条件



トンネル勾配 $I = 1/1000$

粗度係数 $n = 0.013$

適用式: Manning式

$$Q = A \cdot V$$

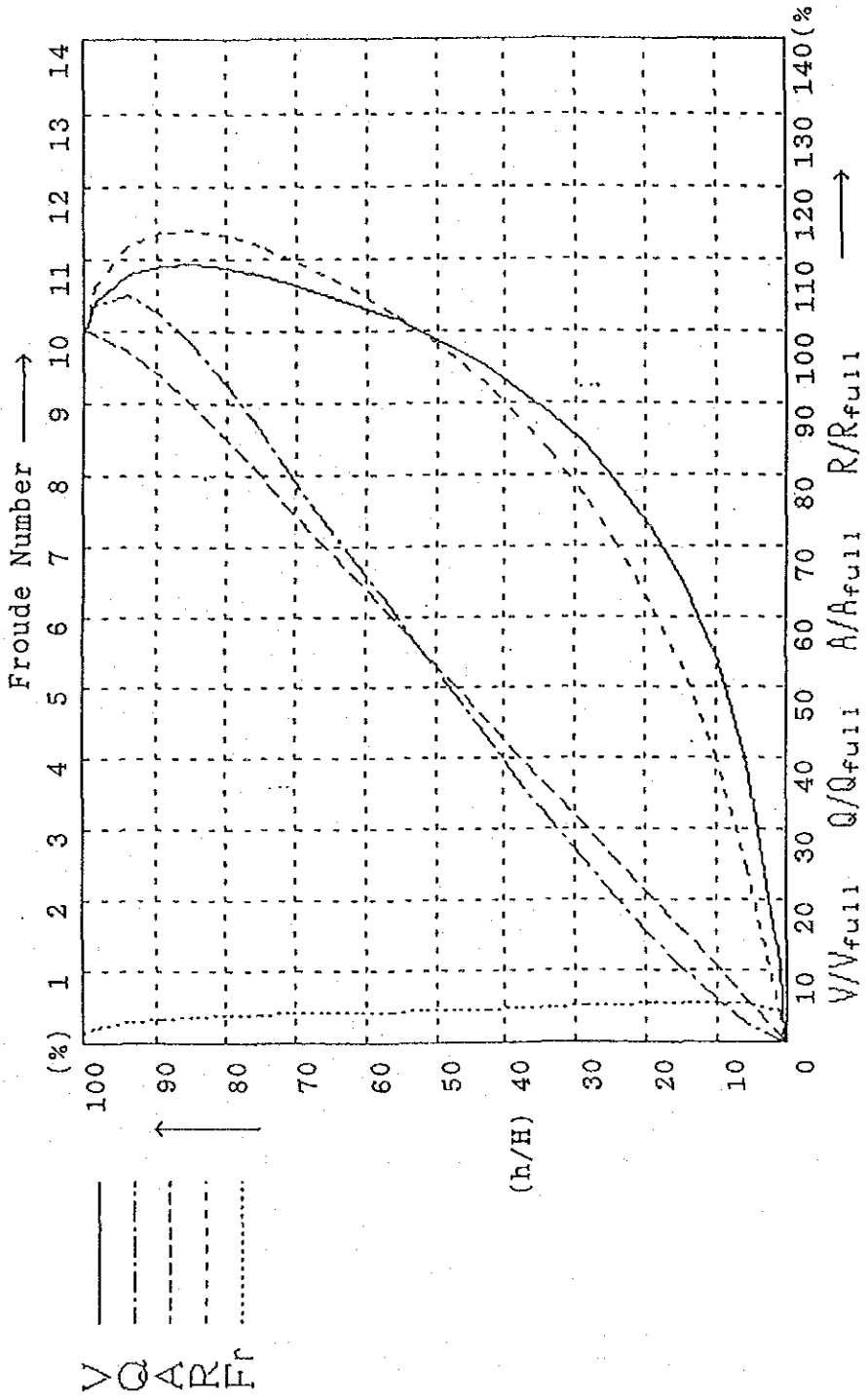
$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$R = A/P$$

② 等流計算一覧表

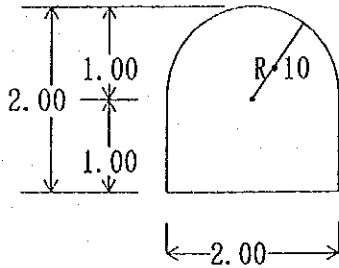
水深 H (m)	流積 A (m ²)	潤辺 P (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m ³ /s)
0.50	1.000	3.000	0.333	1.169	1.169
0.86	1.719	3.719	0.462	1.454	2.500
1.00	2.000	4.000	0.500	1.532	3.065
1.50	6.000	5.000	0.600	1.730	5.191
2.00	4.000	6.000	0.667	1.856	7.425
2.50	5.000	7.000	0.714	1.944	9.719
3.00	5.957	8.047	0.740	1.990	11.857
3.35	6.464	9.032	0.716	1.946	12.580
3.50	6.571	10.142	0.648	1.821	11.968

③ 水理特性曲線表



(2) トンネル断面における等流計算 (沈砂池～水槽区間)

① 設計条件



トンネル勾配 $I = 1/1660$

粗度係数 $n = 0.013$

適用式: Manning式

$$Q = A \cdot V$$

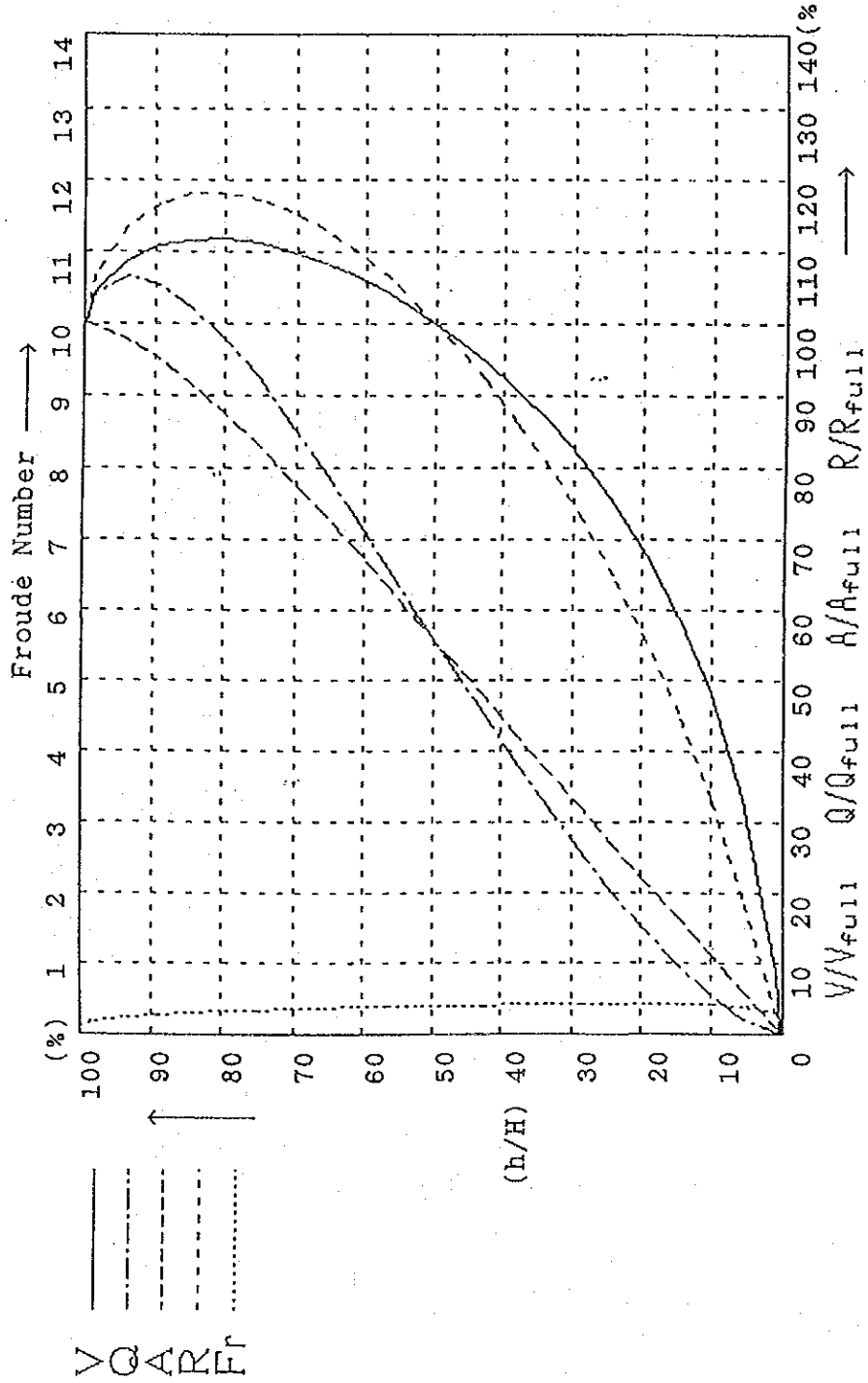
$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$R = A/P$$

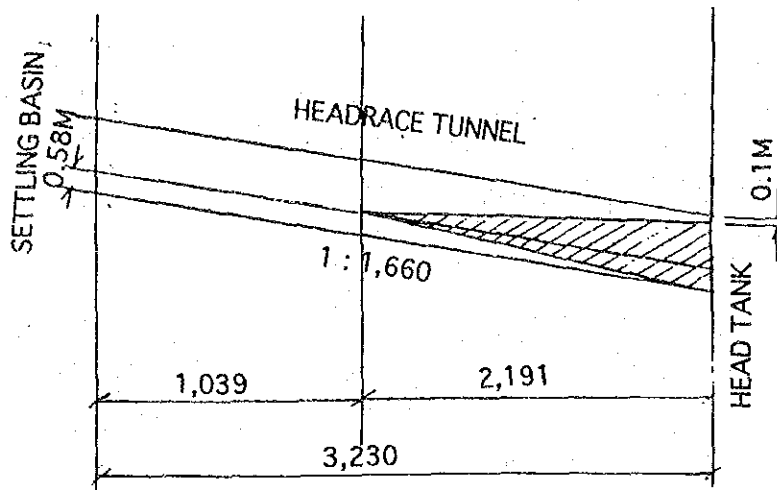
② 等流計算一覧表

水深 H (m)	流積 A (m ²)	潤辺 P (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m ³ /s)
0.500	1.000	3.000	0.333	0.908	0.908
1.000	2.000	4.000	0.500	1.189	2.379
1.038	2.076	4.076	0.509	1.204	2.500
1.500	2.957	5.074	0.586	1.322	3.908
1.880	3.494	6.152	0.568	1.295	4.524
2.000	3.571	7.142	0.500	1.189	4.247

③ 水理特性曲線表



III-7 導水路トンネルと調整池の調整可能量



1.1 m³/sの等流水深と調整池水面好転は水槽から2,191m地点にあり、このときの水面勾配は $1.9/2,191 = 1/1,153$ となり、流れる水量は1.35 m³/sで 2.5 m³/sに及ばない。しかし、残りの1.15 m³/sは調整池から補給される。

従って、トンネルの空容量は斜面部分と考えている。

(1) 空容量の概算

① トンネル部

天端のクリアランス 0.10 の場合

① 断面の面積 0

② " 3.52

$$\text{空容量} \quad 3.5212 \times 2,191 \approx 3,800 \text{ m}^3$$

= 3,500 m³とする。

② 調整池等の空容量

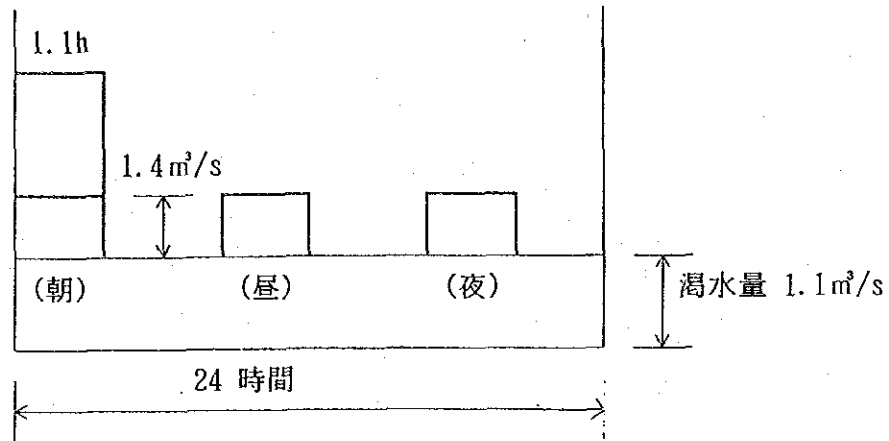
水面積 1,063 m²

利用水深 1.9m

可能容量 $1,063 \times 1.9 = 2,020 \text{ m}^3$

= 2,000 m³とする。

合計 3,500 m³ + 2,000 m³ = 5,500 m³



(2) 渇水期ピーク可能継続時間

$$\begin{aligned}(2.5 - 1.1) \times x \text{ hr} \times 3,600 &= 5,500 \text{ m}^3 \\ &= 1.09 \approx 1.1 \text{ 時間}\end{aligned}$$

貯留時間

$$\begin{aligned}1.1 \times 3,600 \times y &= 5,500 \text{ m}^3 \\ y &= 1.39 \text{ 時間}\end{aligned}$$

トンネル内流下時間は 1.1 m³/s の場合、流速約 0.97 m/s、水路長 3,335 m とすると、約 1 時間で水槽に到達する。

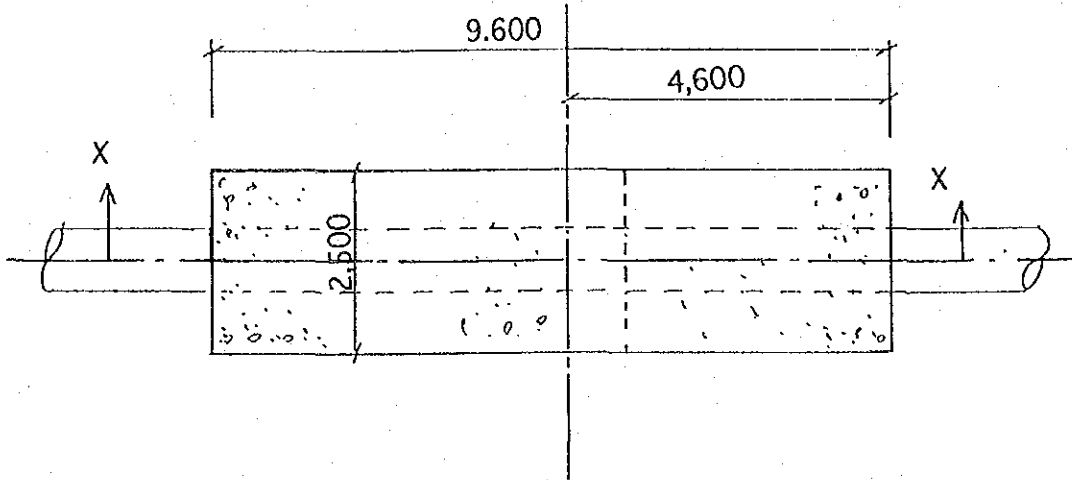
従って、朝、昼、夜の 3 回のピークに対応できる。ピーク時間はやや短いですが、これは渇水量を対象としたものであり、流量が増加すれば、ピーク時間も長くてきよう。

III-8 水圧管固定ブロック

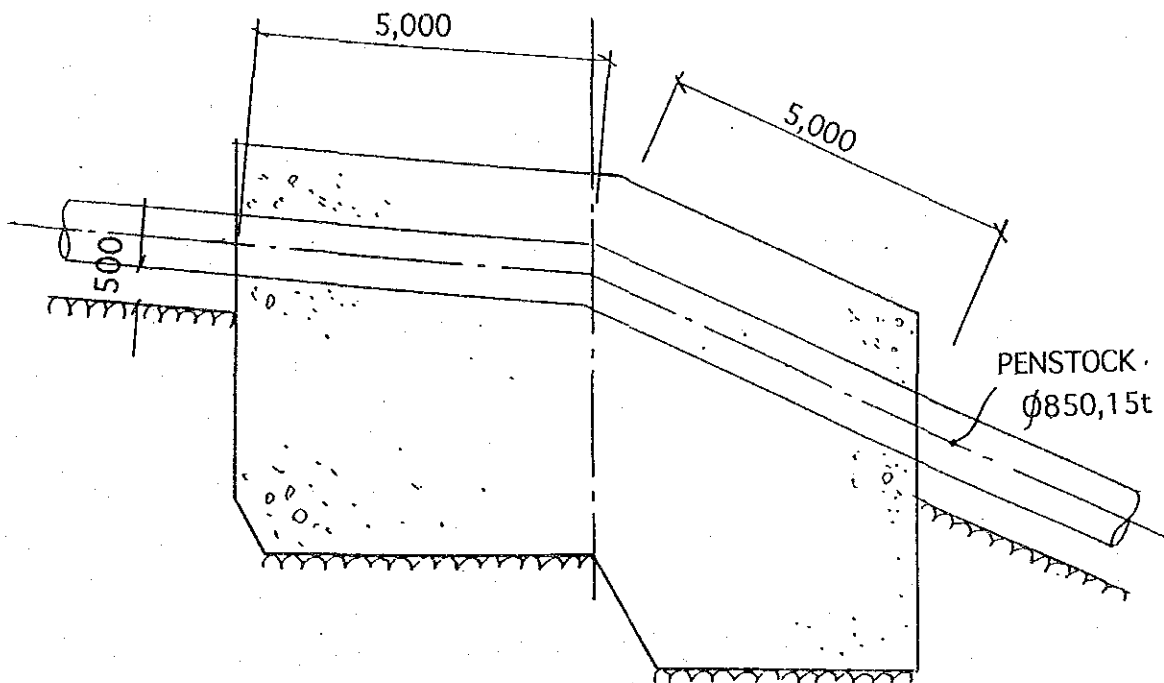
典型的な水圧管固定ブロックの安定計算は下記の通りである。

TYPICAL ANCHOR BLOCK "T"

PLAN SCALE: 1 : 100



SECT. X-X SCALE: 1 : 100



TYPICAL ANCHOR BLOCK "T" (EL.524,000)

b. 記号と数値

記号	名称	単位	No. () 固定ブロック
D	パイプ径	M	0.85
H	最大設計水圧	M	(756.9-524)+16=248.9
L ₁	上部伸縮接手までの距離	"	36.6
L ₂	下部伸縮接手までの距離	"	1.5
ℓ ₁	上部支台までの距離	"	8.0
ℓ ₂	下部支台までの距離	"	8.0
α ₁	上部管の直径	"	5.0°
α ₂	下部管の直径	"	25.0°
δ	下部管の偏角	度	0
θ	管の曲り角	"	20°
Q	最大設計流量	M ³ /s	2.5
A	横断面面積	m ²	0.567
ν	平均流速	M/S	4.409
t	管厚	M	0.015
s	水圧管の単位重量	t/M	0.314
w	水の単位重量	t/M	0.567
f _w	粗度係数		0.02
c	支台の摩擦係数		0.6
g	重力加速度	M/S ²	9.8
P _s	鋼の単位重量	"	7.85
W _c	コンクリートの単位重量	t/m ³	2.3
f _o	コンクリートと地盤の摩擦係数		0.5
q _a	許容地耐力	t/m ³	25.0

d. STABILITY ANALYSIS

1	外力 Y軸の分力 $x_1 = 4.6\text{m}$	(P_Y) $(P_Y \cdot x_1)$	56.7368 260.9893	
3	固定台の死荷重 $x_2 = 4.6\text{m}$	(W_t) $(W_t \cdot x_2)$	-300.4076 -1429.639	
4	管と水の死荷重 $x_3 = 4.6\text{m}$	(W') $(W' \cdot x_3)$	-8.81 -40.526	
5		(ΣV) (ΣM_Y)	-252.4808 -1209.1757	
6	外力 X軸の分力	(P_x)	34.4338	
7	$y = 5.5\text{m}$	$(M_x = P_x \cdot y)$	189.3859	
8	外力 (地震力) $y = 5.5\text{m}$	252.4800×0.15 (P_E) $(M = P \cdot y)$	37.8721 208.2966	
9		ΣM	-811.4932	
10		$\Sigma M / \Sigma V = x = \frac{811.4932}{252.4808} = 3.214$ (x)	3.214	転倒に対して $e < B/6$ OK
		$e = \left \frac{B}{2} - x \right = \left \frac{9.6}{2} - 3.214 \right $ $= 1.586$ (ℓ)	1.586	
		$\frac{B}{2} = \frac{9.6}{6}$ (B/6)	1.6	
11		$(P_x + P_E) / \Sigma V = 72.3059 / 252.4808$	0.286	滑動に対して < 0.5 OK
12		$A = \frac{9.6 \times 2.5}{\Sigma V}$ $\frac{252.4808}{24} (1 \pm 6 \cdot \ell / B) =$ $\frac{252.4808}{24} (1 \pm 6 \times \frac{1.586}{9.6})$	24 m ² 0.1t/m ² 20.94	地耐力に対して < 25t/m ² OK

III - 9 発電所建屋

1) 標準

(1) 設計条件:

A I J (ARCHITECTURE INSTITUTE OF JAPAN 日本建築学会)

J I S (JAPANESE INDUSTRIAL STANDARD OF JAPAN 日本工業標準規格)

2) 設計基準

- (1) コンクリート強度 $F_c = 150\text{kg/cm}^2$
- (2) 鉄筋強度 $f_t = 1,600\text{kg/cm}^2$ (MS ROD)
- (3) 地震荷重 $k = 0.15$
- (4) 単位荷重
- | | |
|-------------|-------------------|
| コンクリート (無筋) | 2.3t/m^3 |
| (鉄筋) | 2.4t/m^3 |
| 煉瓦 (普通) | 1.9t/m^3 |
| 鋼 | 7.8t/m^3 |

(5) 許容応力

	長期応力	短期応力
(a) コンクリート		
圧縮	$1/3F_c = 50\text{kg/cm}^2$	$2 \times \text{長期応力} = 100\text{kg/cm}^2$
引張	—	—
剪断	$F_c/30 = 5\text{kg/cm}^2$	$1.5 \times \text{長期応力} = 7.5\text{kg/cm}^2$
(b) 鉄筋		
圧縮/引張	$1,600\text{kg/cm}^2$	$1.5 \times \text{長期応力} = 2,400\text{kg/cm}^2$
粘着強度	7kg/cm^2	10.5kg/cm^2

(c) 構造用鋼材
(SS41又は相当品)

引張

1.6t/cm²

2.4t/cm²

剪断

0.9t/cm²

1.35t/cm²

長期応力

短期応力

3) 発電所の寸法 (主建屋)

W L
9,500 × 25,000

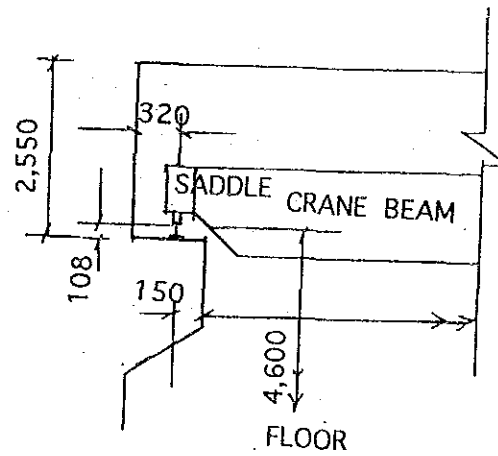
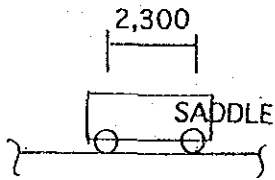
天井走行クレーン (吊上げ荷重)

34 t 重量

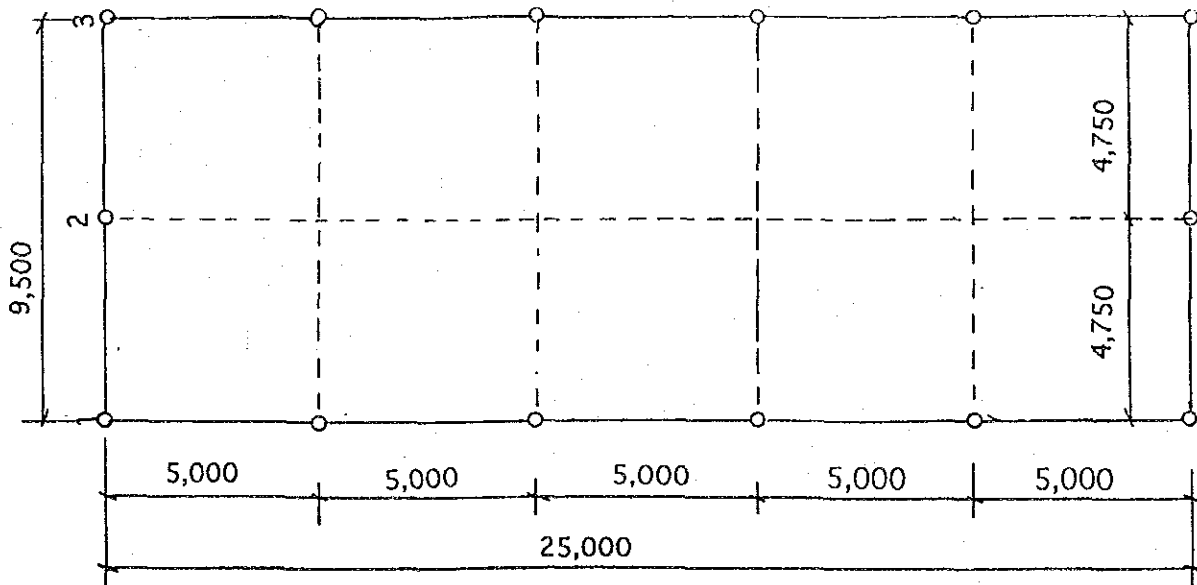
最大車輪荷重 @ 8.5t

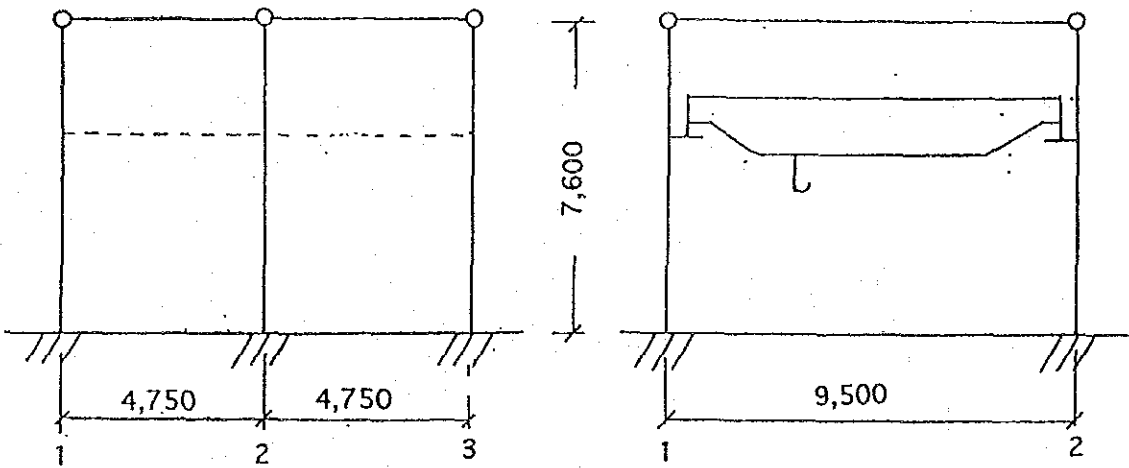
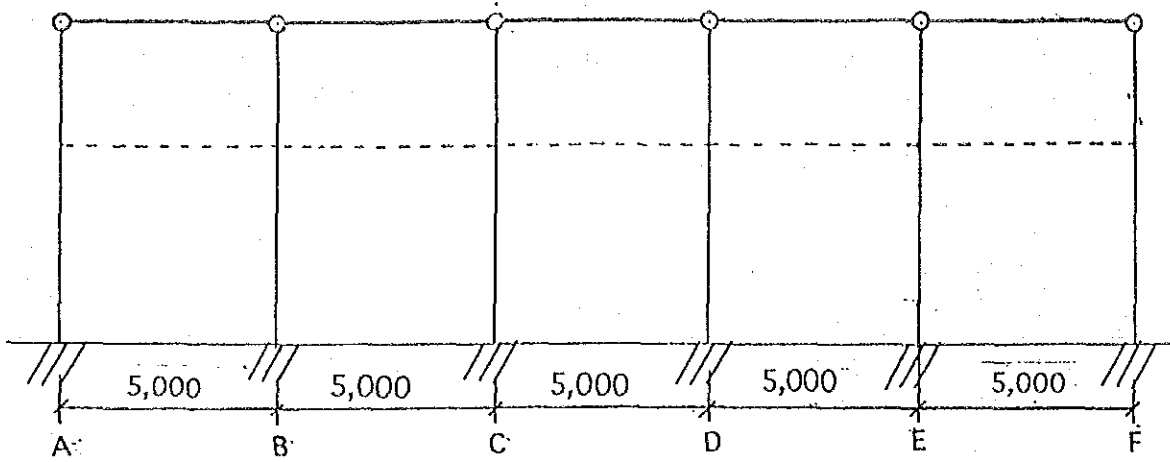
車輪数 4 個

レール寸法 30kg



4) 鉄筋コンクリート構造





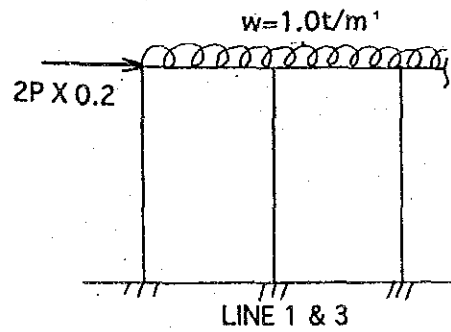
5) 荷重

5-1) 長期

屋根版 $\frac{5 \times 2.5 \times 0.5 \times 0.43}{5} = 0.537 \text{t/m}$

梁 $0.4 \times 0.48 \times 2.4 = 0.461 \text{t/m}$

$\omega = 1.0 \text{t/m}$

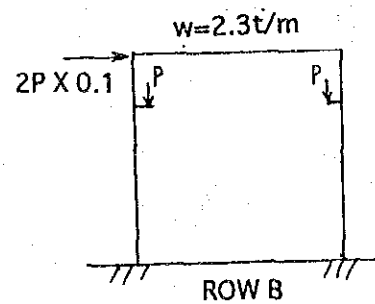


屋根 $\frac{\left(\frac{9.5 + 4.5}{2}\right) \times 2.5 \times 0.43 \times 2}{9.5} = 1.58 \text{t/m}$

梁 $0.5 \times 0.58 \times 2.4 = 0.696 \text{t/m}$

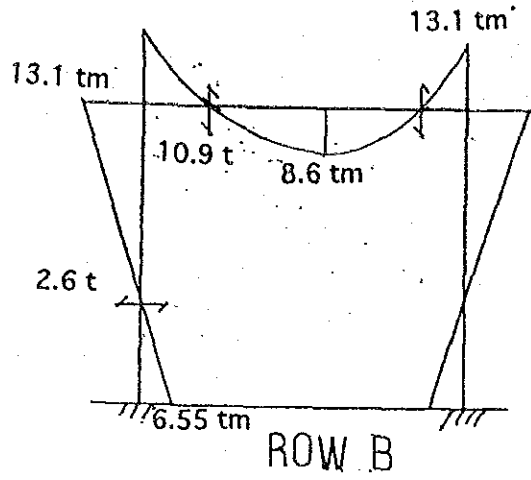
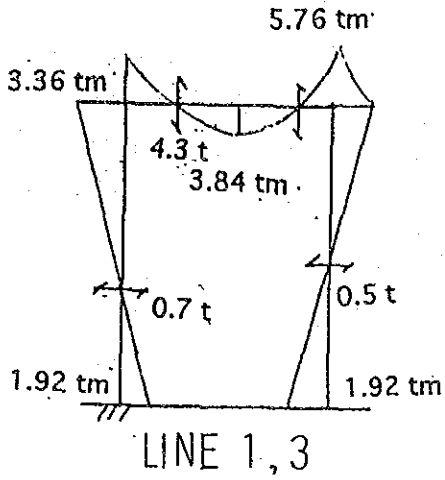
(クレーン $P = 8.5 \text{t}$ (最大車輪荷重))

$\omega = 2.3 \text{t/m}$



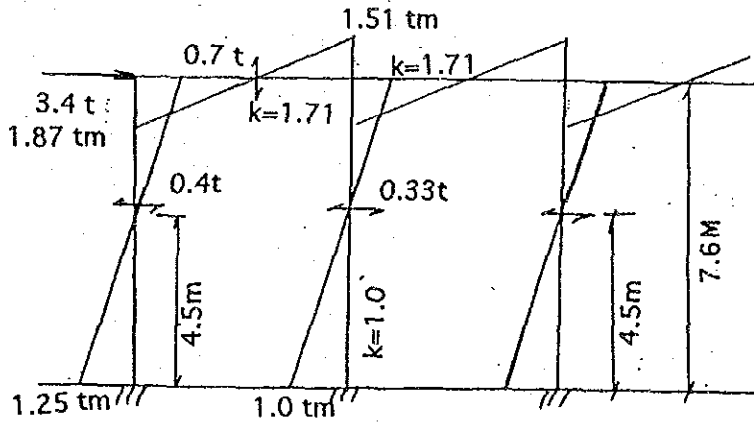
6) 応力

6-1) 長期

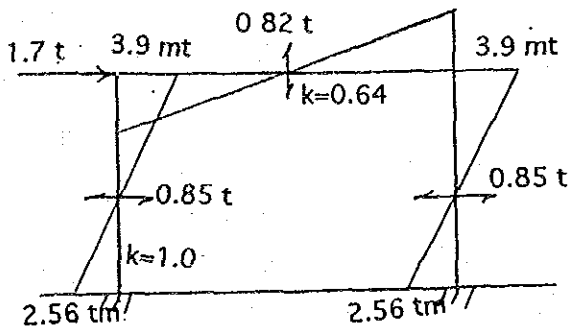


6-) クレーン荷重 (P=17t)

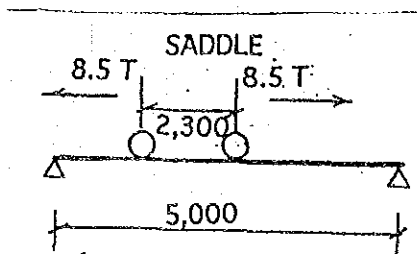
(1) 制動荷重 (P×20%)



(2) 横ブレ荷重 (P×10%)



(3) クレーン梁荷重



$$\begin{aligned}M_{\max} &= \frac{P}{8 \ell} (2 \ell - a)^2 \\&= \frac{8.5}{8 \times 5} (2 \times 5 - 2.3)^2 \\&= 12.6 \text{tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= \frac{P}{\ell} (2 \ell - a) \\&= \frac{8.5}{5} (2 \times 5 - 2.3) \\&= 13.1 \text{t}\end{aligned}$$

$$\omega = 0.4 \times 0.6 \times 2.4 = 0.6 \text{t/m}$$

$$M_c = \frac{\omega \ell^2}{8} = 1.9 \text{tm}$$

$$R = \frac{\omega \ell}{2} = 1.5 \text{t}$$

7) 梁の計算

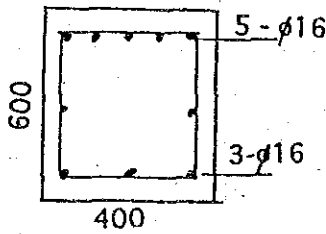
7-1) B 1 (400×600×5,000) : 行-1, 2

	【長期】	【+クレーン】
梁 端 部	5.76tm	7.27tm
梁 中 央	3.84tm	3.84tm
剪 断 力	4.3 t	5.0 t
梁 端 部	$a_s = \frac{M}{f_t \cdot j} = \frac{7.27 \times 10^2}{2.4 \times 0.875 \times 55} = 6.29 \text{cm}^2$	

$$5 - \phi 16 = 10.05 \text{cm}^2$$

梁 中 央	$a_s = \frac{M}{f_t \cdot j} = \frac{3.84 \times 10^2}{1.6 \times 0.875 \times 55} = 3.32 \text{cm}^2$	
-------	--	--

$$3 - \phi 16 = 6.03 \text{cm}^2$$



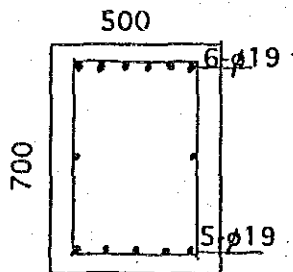
7-2) B 2 (500×700) : 列-B, C, D, E

	【長期】	【+クレーン】
梁 端 部	3.9 tm	17.0 tm
梁 中 央	8.6 tm	8.6 tm
剪 断 力	8.6 t	9.42t
梁 端 部	$a_s = \frac{M}{f_t \cdot j} = \frac{17.0 \times 10^2}{2.4 \times 0.875 \times 65} = 12.45 \text{cm}^2$	

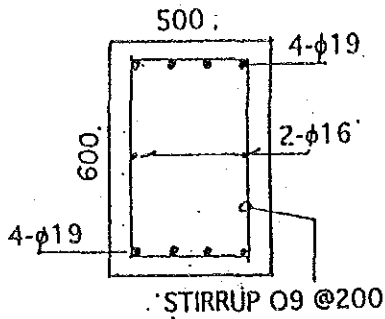
$$6 - \phi 19 = 17.02 \text{cm}^2$$

梁 中 央	$a_s = \frac{M}{f_t \cdot j} = \frac{8.6 \times 10^2}{1.6 \times 0.875 \times 65} = 9.45 \text{cm}^2$	
-------	---	--

$$4 - \phi 19 = 11.34 \text{cm}^2$$



7-3) 地中梁の設計



	M_{max}
長期	6.55 tm
+ クレーン	9.11 tm

$$a_t = \frac{6.55 \times 10^2}{1.6 \times 0.875 \times 55} = 8.51 \text{ cm}^2$$

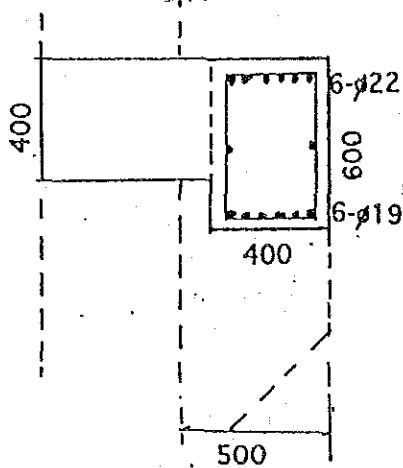
$$4 - \phi 19 = 11.34 \text{ cm}^2$$

7-4) クレーン梁 (400x400)

【長期】

0 梁 $12.6 + 1.9 = 14.5 \text{ tm}^2$

$$a_t = \frac{M}{f_t \cdot j} = \frac{14.5 \times 10^2}{1.95 \times 0.875 \times 55} = 15.45 \text{ cm}^2$$



端部: $6 - \phi 22 = 22.8 \text{ cm}^2$

中央: $6 - \phi 19 = 17.02 \text{ cm}^2$

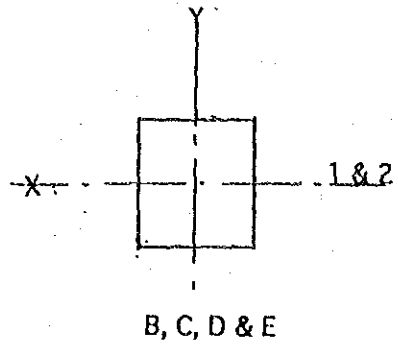
8) 柱の設計

8-1) 軸方向力 (長期)

列-B, C, D, E

$$\begin{aligned}
 N &= 0.43 \times 5 \times \frac{9.5}{2} + 2.4 \times 0.68 \times 0.5 \times \frac{9.5}{2} + 2.4 \times 0.3^2 \times \frac{5}{2} \\
 &\quad + 2.4 \times 0.58 \times 0.4 \times 5 + 2.975 + 2.4 \times 0.6^2 \times 7.6 + 34 \times \frac{1}{2} \\
 &= 43.96 \text{ t} \approx 44.0 \text{ t}
 \end{aligned}$$

列-A, C



8-2) 合成力

列-B, C, D, E

Y軸方向

長期	N=44t	M=13.1tm	Q=2.6t
+クレーン荷重	N=44t	M=13.1+3.9 =17.0tm	Q=2.6+0.85 =3.45t

X軸方向

長期	N=44t	M=5.76tm	Q=0.5t
+クレーン荷重	N=44t	M=5.76+1.51 =7.27tm	Q=0.5+0.33 =0.83t

8-3) X軸方向 —— 列-B + クレーン

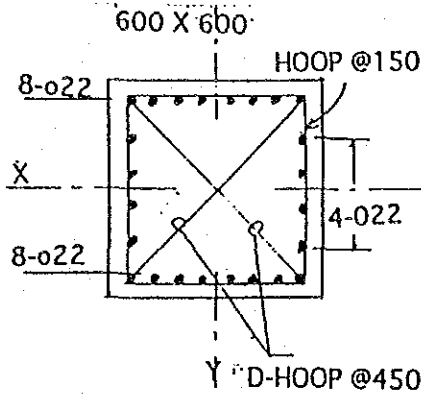
$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{bD} &= \frac{44,000}{60^2} = 12.2 \text{kg/cm}^2 \\ \frac{M}{bD^2} &= \frac{727,000}{60^3} = 3.36 \text{kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{表より } P_t = 0.17$$

Y軸方向

$$\frac{N}{bD} = \frac{44,000}{60^2} = 12.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M}{bD^2} = \frac{1,700,000}{60^3} = 7.9 \text{ kg/cm}^2$$

表より $P_c = 0.75$



X - X $60^2 \times 0.0017 = 6.12 \text{ cm}^2$

$4 - \phi 22 = 12.21 \text{ cm}^2$

Y - Y $60^2 \times 0.0075 = 27.0 \text{ cm}^2$

$8 - \phi 22 = 30.41 \text{ cm}^2$

9) 基礎の設計

長期 $N_{\max} = 4.4 \text{ t}$

+ クレーン $N_{\max} = 44 \text{ t}$

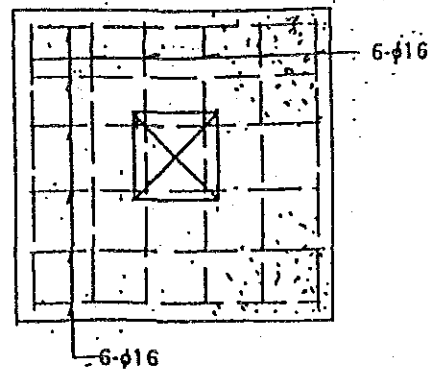
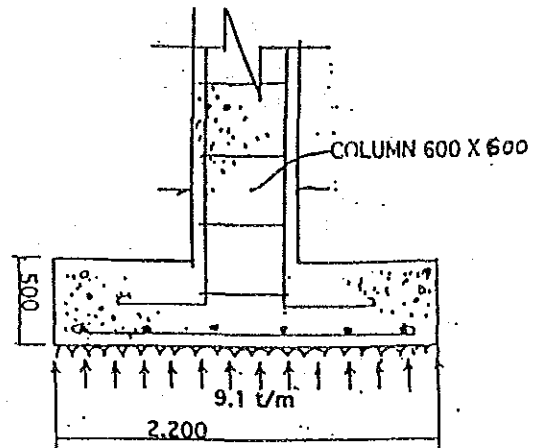
$$\alpha = \frac{N}{A} = \frac{44}{2.2^2} = 9.1 \text{ t/m}^2$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \alpha l^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.1 \times 1.0^2 = 4.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$a_c = \frac{4.6 \times 10^2}{1.6 \times 0.875 \times 45} = 7.3 \text{ cm}^2$$

$6 - \phi 16 = 12.06 \text{ cm}^2$



資料一 IV 電力関連

- | | | |
|-------|------------------|---------|
| IV. 1 | 潮流解析及び送電線 | A. IV-1 |
| IV. 2 | 送電線の検討 | A. IV-3 |
| IV. 3 | アナルマニ変電所における電圧降下 | A. IV-6 |

資料IV 電力関連

IV.1 潮流解析

第7次送変電拡張計画の完成が1996年に予定され、イラム県への送電線もその時点では完成しているため、イラム小水力発電開発計画に必要な潮流解析は電力網に接続していることを前提にして行うものとする。

既にイラム地区の電力需要想定でも述べたが、イラム県の中で、イラム N.P. 並びにパスパチナガール及びゴルケの2地区は独立系の電源によって電化されており、現在の状況でもその潜在需要として、夫々 456kW並びに 212kW程度は見込める。

また、この2地区の全家庭数は夫々 2,427戸及び 1,829戸（パスパチナガール：1,197戸、ゴルケ戸 632戸）(1991年統計) であつた、両者合わせると、4,256 戸となる。イラム県で電化対象とされている地域の全家庭数は13,482戸であり、イラムN.P.、パスパチナガール及びゴルケを除いた家庭数は 9,228戸となる。

イラムN.P.、パスパチナガール及びゴルケを除いた地区の需要がイラムN.P.、パスパチナガール等に較べて半分しか見込めないと仮定するとその需要は次の様になる。

$$456\text{kW} + 212\text{kW} + \frac{(456\text{kW} + 212\text{kW})}{4,256} \times 9,228 \div 2 = 1,392 \text{ kW} \\ \approx 1,400 \text{ kW}$$

これに茶園その他の工業用の電力需要として 300kWを見込むと、このイラム小水力発電開発計画が完成した直後でもイラム県の中の電化予定地域で 1,700kWが考えられる。

アナルマニ変電所では現在約 2,000kWのピーク電力を必要としているので、これを基準にしてイラム地区及びアナルマニ変電所近傍の需要予想をたてると次の様になる。

ピーク電力予想 (kW)

年	イラム変電所	イ ラ ム 郡 (イム変電所を除く)	アナルマニ変電所
1996	1,490	450	2,000
2001	2,120	1,043	2,940
2006	3,004	1,632	4,320

この予想ピーク電力を基にして潮流解析を行う。

IV.1.1 イラム小水力発電所が最大出力 6,200kWで運転している場合

図IV.1-1にイラム小水力発電所が 6,200kWで発電している場合の潮流を示す。

初年度1996年にはイラム小水力発電所の電力はアナルマニ変電所を通じて電力網に約 1,570kWを送電できる。

IV.1.2 イラム小水力発電所が停止している場合

図IV.1-2にイラム小水力発電所が停止している場合の潮流を示す。

IV.2 送電線の検討

IV.2.1 導線の仕様

NEAで33kV送電線に一般に使用されている鋼心アルミより線 ACSR “Dog” (断面積100mm²) を使用する。

(1) 連続許容電流

発電所の最大出力を 6,200kW、力率0.85とすると最大送電電力は7,300kVAとなる。この場合の最大電流の I_{max} は

$$I_{max} = 7,300\text{kVA} \div 33\text{kV} \div \sqrt{3} = 128 \text{ (A)}$$

となる。

一方、導線に連続して流し得る許容電流 I (A) は

$$I = \sqrt{\frac{\left\{ hw + (hr + \frac{Ws}{\pi \theta} \cdot \eta) \right\} \pi \theta}{r}}$$

茲に d : 電線の直径 (=1.416cm)

θ : 許容温度上昇 (=50°C)

hr : 輻射による熱放散係数 (ステファン・ボルツマンの法則)

$$hr = 0.000567 \frac{\left(\frac{273 + T + \theta}{100}\right)^4 + \left(\frac{273 + T}{100}\right)^4}{\theta} \quad (\text{W}/^\circ\text{C} \cdot \text{cm}^2)$$

T : 周囲温度 (= 4 °C)

hw : 対流伝導による熱放散係数 (ライスの実験式)

$$hw = 0.000572 \frac{\sqrt{V/d}}{(273 + T + \theta/2)^{0.123}} \quad (\text{W}/^\circ\text{C} \cdot \text{cm}^2)$$

V : 風速 (= 0.5m/sec)

r : 使用温度 (90°C) における胴体の交流抵抗 ($3.443 \times 10^{-6} \Omega/\text{cm}$)

Ws : 日射量 (= 0.1W/cm²)

η : 電線と黒体の輻射係数の比 (= 0.9)

以上の数値を入れて計算すると、

$$I = 327 \text{ (A)}$$

これは最大電流 128(A) に対して十分余裕がある。

(2) 電圧降下

イラム小水力発電所とイラム変電所間の送電線延長は約 4.7kmである。この間の電圧降下 E は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} E &= I_{\max} \times r \times \ell \\ &= 128(\text{A}) \times 0.3443(\Omega/\text{km}) \times 4.7(\text{km}) \\ &= 207 \text{ (V)} \end{aligned}$$

定格電圧33kVに対して207(V)は 0.6%であり、何等問題はない。

しかし、イラム小水力発電所とアナルマニ変電所間は送電線延長が約60kmとなる。この場合の電圧降下 E は

$$\begin{aligned} E &= I_{\max} \times r \times \ell \\ &= 128(\text{A}) \times 0.3443(\Omega/\text{km}) \times 60(\text{km}) \\ &= 2,644 \text{ (V)} \end{aligned}$$

となり、定格電圧に対して8%に及ぶので、送り出した時に昇圧調整する必要

がある。

但し、実際運営では、イラム変電所で初年度でも約 1,500kWで消費するので、イラム変電所からアナルマニ変電所まで残 4,700kW(5,530kVA)のみを送電するとすると

$$I_{\max} = 5,530\text{kVA} \div 33\text{kV} \div \sqrt{3} = 97(\text{A})$$

$$\therefore E = 97(\text{A}) \times 0.3443 (\Omega/\text{km}) \times 56$$

$$= 1.870(\text{V})$$

となり、33kVに対して、約 5.7%となり、殆ど問題となる事はない。

(3) 瞬時電流容量

発電所の変圧器の容量を 7,400kVA、%インピーダンスを7%として、変圧器の2次側(送電線側)で短絡した場合の短絡電流 I_{s1} は次式の様になる。

$$I_{s1} = \frac{7,400(\text{kVA})}{33(\text{kV}) \times 0.07 \times \sqrt{3}} = 1,850(\text{A})$$

また、アナルマニ変電所の主変圧器(7,500kVA、%インピーダンス=9.43%)の2次側で短絡した場合の短絡電流は次の様になる。

$$I_{s2} = \frac{7,500(\text{kVA})}{33(\text{kV}) \times 0.0943 \times \sqrt{3}} = 1,392(\text{A})$$

一方電線の瞬時電流容量 I_a は次式で与えられる。

$$\frac{\rho T \cdot \alpha}{\sigma \cdot S_0} \cdot t \left(\frac{I_a}{S \times 10^{-2}} \right) = \log_0 \frac{(\alpha \theta + 1)}{(\alpha \theta_0 + 1)}$$

茲に S : 電線断面積 (=100mm²)

t : 通電時間 (=2 sec と仮定)

α : 電線の抵抗温度係数 (°C⁻¹)

θ_0 : 周囲温度に対する電線の初期温度上昇 (=0°Cと仮定)

θ : 周囲温度に対する電線の温度上昇 (°C)

S_0 : 比熱 (ジュール/g・°C)

σ : 密度 (g/cm³)

ρ_T : 周囲温度 $T_0 (=40^\circ\text{C})$ における固有抵抗 (Ω/cm^2)

電線の初期温度を 40°C (周囲温度 $=40^\circ\text{C}$ 、初期温度上昇 $=0$) として電線の初定数を代入すると

$$I_a = 93 \frac{S}{\sqrt{t}}$$

となり、 $t = 2 \text{ sec}$ 、 $S = 100\text{mm}^2$ とすると、

$$I_a = 6,570 \text{ (A)}$$

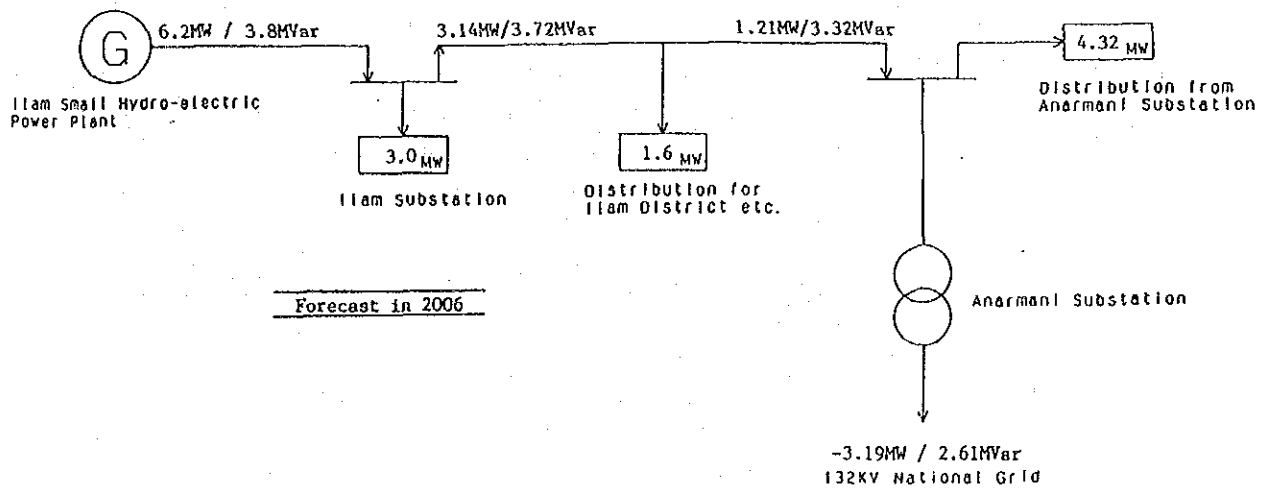
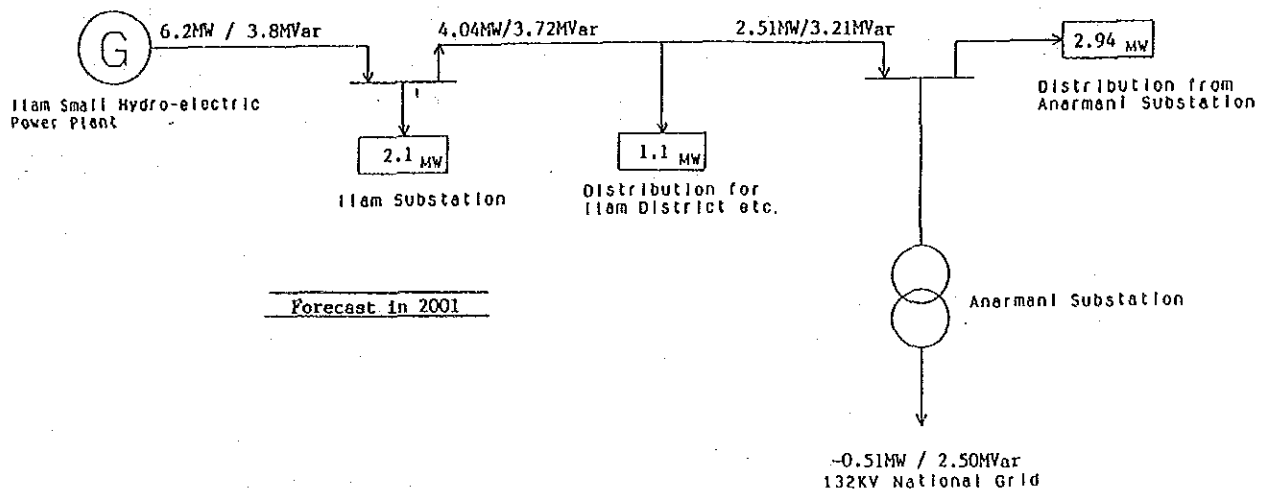
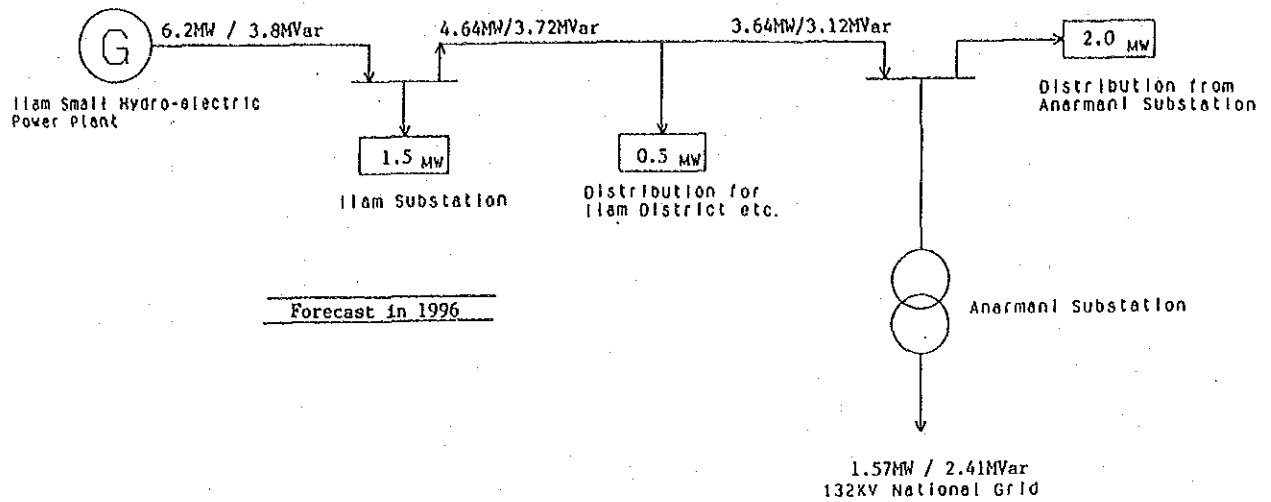
となり、この瞬時電流容量は、短絡電流を十分上回っており、安全である。

IV.3 アナルマニ変電所における電圧降下

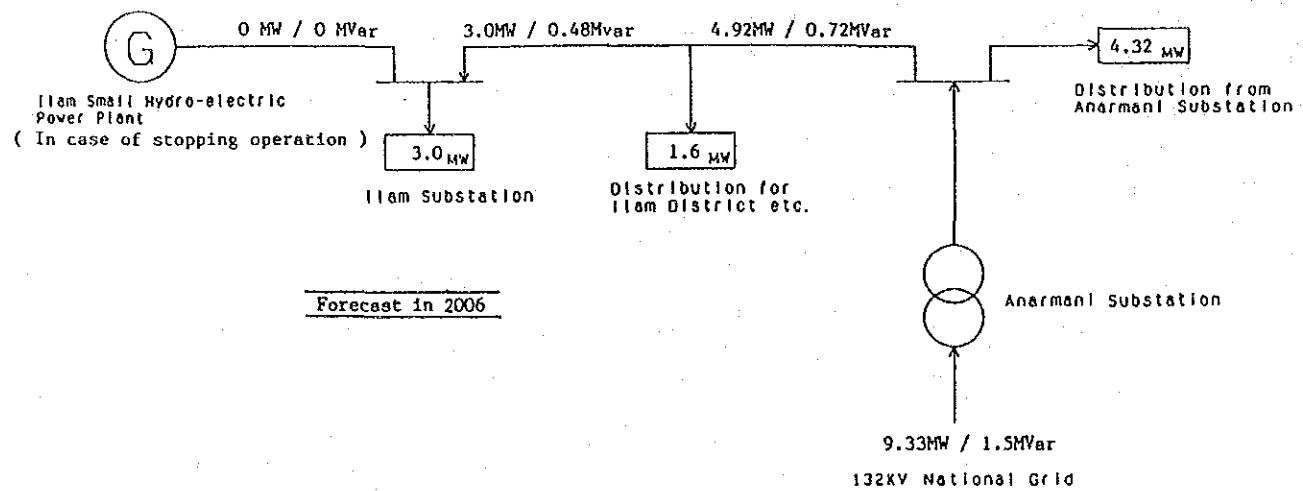
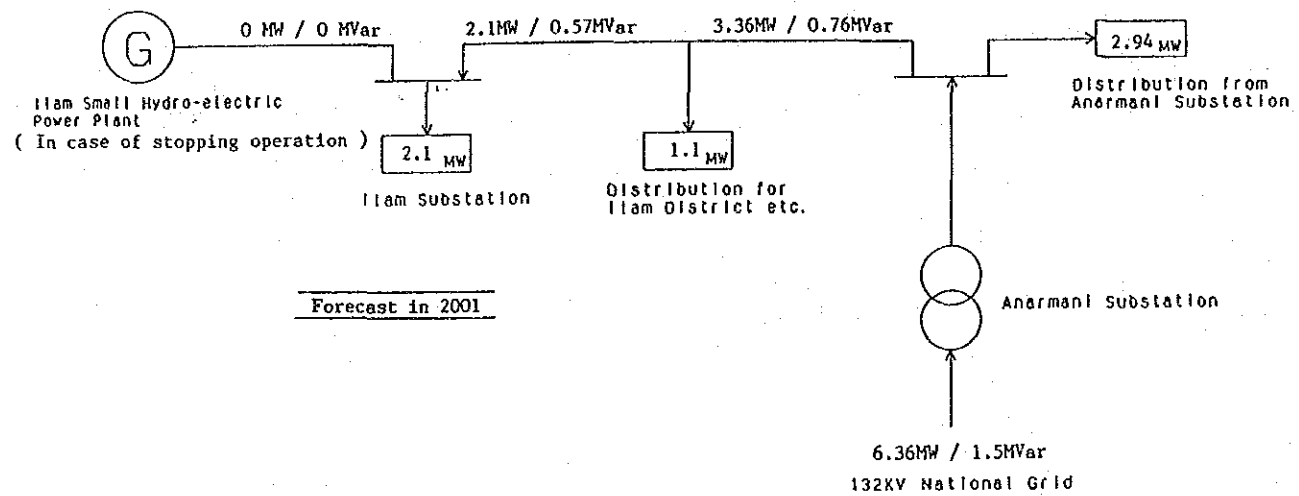
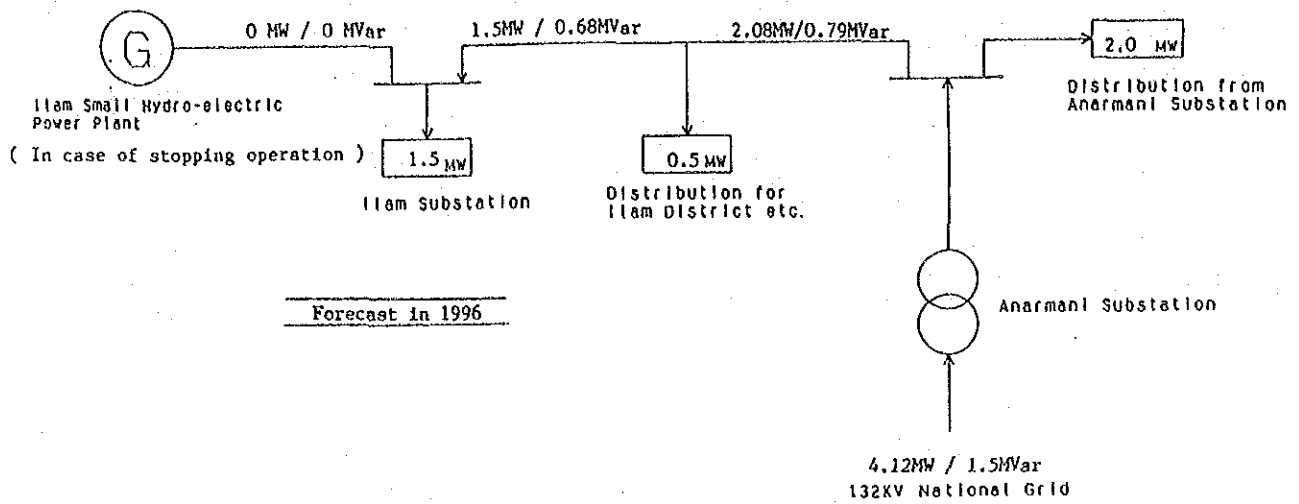
電力網の東端にあるアナルマニ変電所で、受電電圧 (定格値 $=132\text{kV}$) が極端に定価することが度々見られる。

特に渇水期におけるピーク時間帯 (18~20時) には10%近い 120kV まで落ち込むことがある。図IV.3-1及び図IV.3-2に通常の運転の場合と、電圧が低下した為、強制停電させて、電圧の回復を図った場合について、1日の電圧変化を示している。

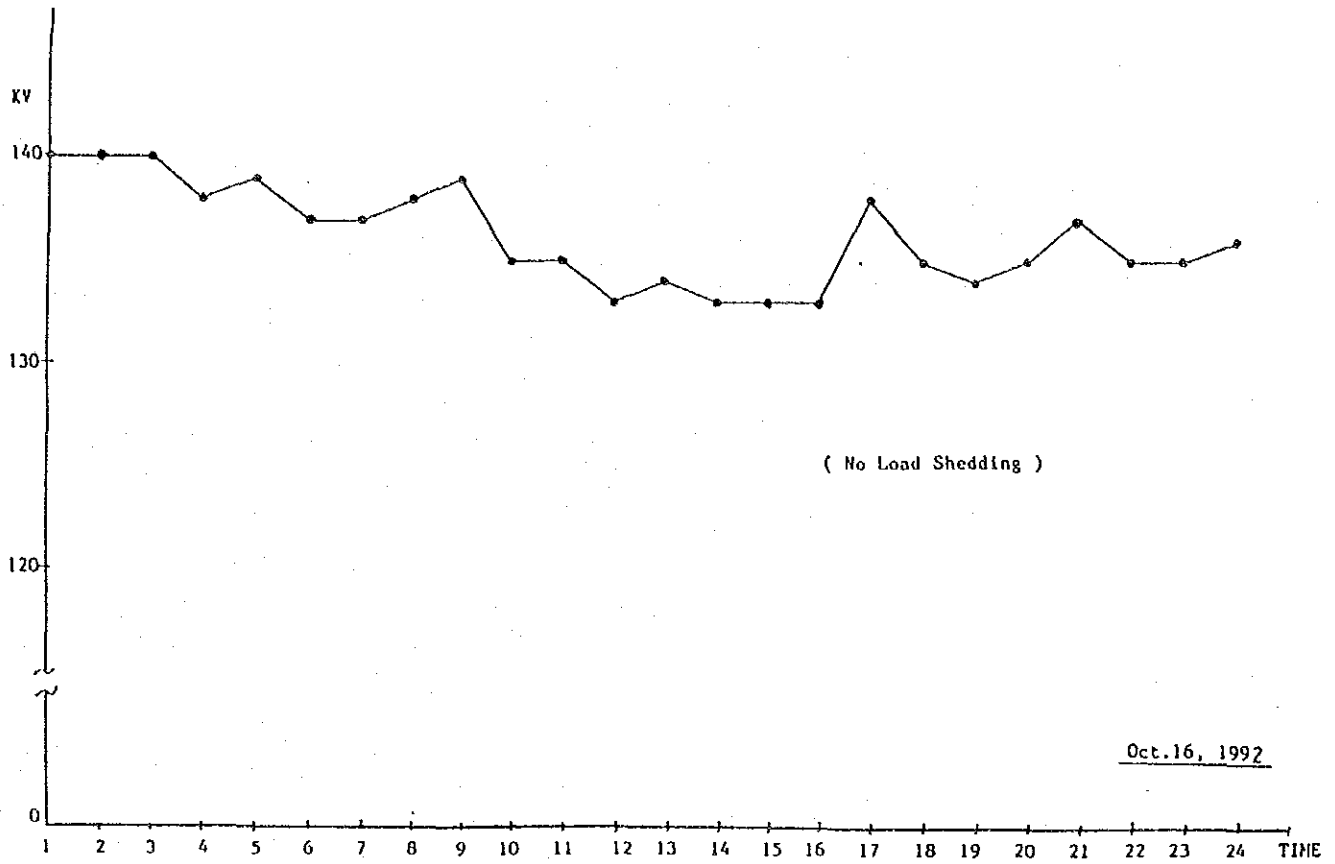
イラム小水力発電所が完成し、電力網に並列投入する場合、送電線電圧が約10%程低下することもあるという前提で計画する必要がある。



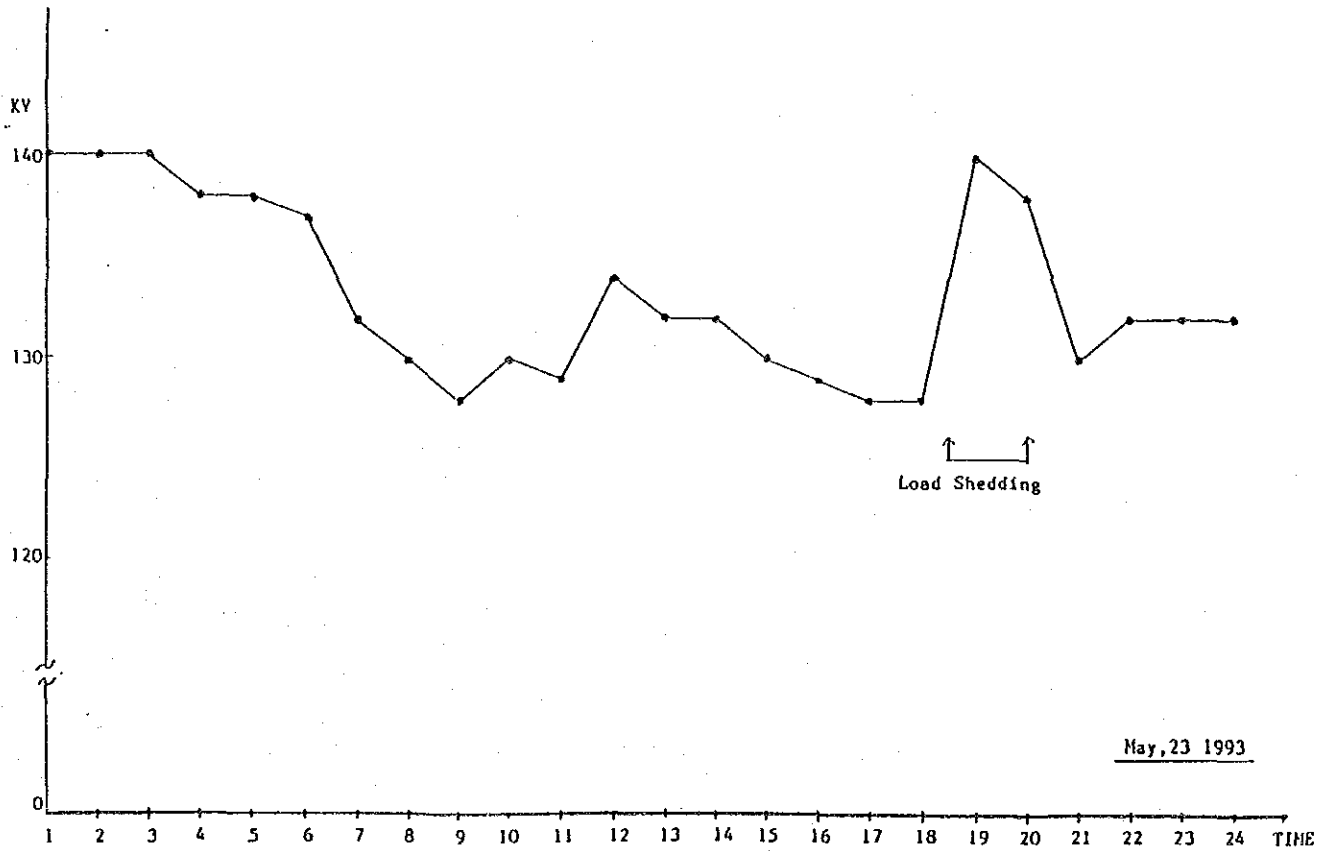
図IV.1-1 通常運転の場合の潮流



図IV.1-2 発電所停止の場合の潮流



図IV.3-1 アナルマニ変電所受電電圧 (通常運転)



図IV.3-2 アナルマニ変電所受電電圧 (強制停電した場合)

JICA

