第九章　堰堤又ハ堰

第一節　堰堤ノ種類

112. **堰堤ノ目的**　水路ノ水位ヲ高メテ一定ノ高ニ達セシメルコトガ屢々必要デアル。是ニハ水路ヲ横ツテ堰堤又ハ堰ト呼バレルモノヲ作ツテ此ノ目的ヲ達スルコトガ出來ル。斯クシテ堰ハ水路ノ中ニ1個ノ障害物ヲ爲シ、堰ヨリ上流ニ於テハ水ハ其ノ自然ノ流ヲ阻止セラレ、其ノ下流ノ部分ニハ一種ノ瀑布ヲ爲シテ落下スル。

堰堤ヲ作ル目的ハ多様デアル。例ヘバ工業上ニ用ヒ、堰止メタ水ノ水力ヲ利用シテ或ハ水車ヲ運轉シ、又ハ他ノ製造工業ナドニ利用スルコトモアル。又堰ハ農業上ニ水ヲ引込ム爲ニ作ラレルコトガ多ク、之ニ依ツテ灌漑溝ニ水ヲ送ツテ耕地草野ニ給水スルコトモアル。第三ニ堰ハ之ニ依ツテ河ヲ渠化シ航運ニ利用スルコトガ出來、又ハ流筏ニ使用スルコトガ出來ル。第四ニ堰ハ之ニ依ツテ流速ヲ減ジ、河岸河底ノ洗掘崩壞ヲ防ギ、土砂石礫ノ流下ヲ少クシ、最モ多ク溪流ノ改修ニ用ヒラレル。

最後ニ貯水セザル所謂水無貯水池ト云ハレル堰堤ガ2種アル。一ハ平素水ヲ空ニシテ置イテ洪水ニ際シ成ルベク多クノ貯水ヲ爲サントスルモノデアル。例ヘバ 196 ニ記載スル米國まいあみ盂谷ノ5大貯水池ノ如キハ卽チ之ニ屬スルモノデアル。他ノ1種ハ亦貯水ヲ目的トシナイデ、鑛滓ヲ堆積スル爲ニ作ラレルモノデ、鑛山地方ニ屢々見出サレル。例ヘバ 1939 年3月米國かりふぉるにや州おーばーん (Auburn) ニ作ラレタのーすふぉーくでぶりす堰堤 (North Fork Debris Dam) ノ如キハ其適例デ、25,000,000 立碼ノ容量ヲ有シ、20年間鑛滓ヲ蓄積スルニ堪ヘル。同州法デ鑛滓ハ昔日ノ様ニ之ヲ妄リ

ニ河溝ニ放棄スルヲ許サナクナツタ爲作ツタモノデアル。此堰堤ハ高サ 155 呎、長サ 620 呎ノ拱形こんくりーと堰堤デ、こんくりーとノ容量 29,500 立呎、底敷 22 呎、堤頂 6.8 呎亦水無シ貯水池デアル。

又第九章第十八節 227 ニ述ベタ陸中尾去澤ノ決潰堰堤ノ如キハ亦全ク鑛滓ヲ蓄積スル目的デ作ラレタモノデアル。

113. 堰ノ分類　堰ニハ常ニ二ツノ異ナル水位ガ表ハレル、堰ヨリ上流ノ水位ハ**上水位**又ハ**導水位**デ、之ヨリ下流ノ水位ハ**下水位**又ハ**放水位**デアル。是等兩水位ノ過渡ハ卽チ**堰瀑**デアル。水路ノ一岸カラ他岸ニ之ヲ横ツテ水ヲ堰止メテ居ル構造物ハ**堰身**デ、堰身ノ上水位側ヲ**堰ノ前身**、其ノ下水位側ヲ**堰ノ後身**ト云フ。其ノ兩岸ノ取附ヲ**翼壁**ト云ヒ、堰ノ頂ハ**堰頂**デ、**堰ノ後身**ニ接續シタ底部ヲ**堰ノ水叩**ト云フ。

堰頂ガ下水位ヨリ上ナルカ下ナルカニ從テ、堰ヲ分ケテ二ツトスル。**完溢堰**及**不完溢堰**是デアル。下水位ノ變化ガ多クテ時トシテハ堰頂ヨリモ低ク、又時トシテハ堰頂ヨリモ高イ時ニハ、其ノ堰ハ完溢堰トモナリ不完溢堰トモナル。不完溢堰ハ亦**潜堰**トモ呼ビ、**床閾**ト稱スルモノハ河川改修ノ場合ニ河底ノ低イ處ニ用ヒルコトハ既ニ述ベタ如クデアル。

堰ハ亦其ノ堰頂ガ尖鋭デアルカ偏廣デアルカニ從テ之ヲ**尖頂堰**及**廣頂堰**ノ 2 種ニ分ケルコトガ出來ル。蓋シ堰瀑下ニ通氣ノ行ハレテ居ルモノハ其ノ不充分ナルカ又ハ之ナキモノニ比スレバ流量ニ差異ヲ生ズルノデアル。



A. 尖頂堰　　B. 廣頂堰

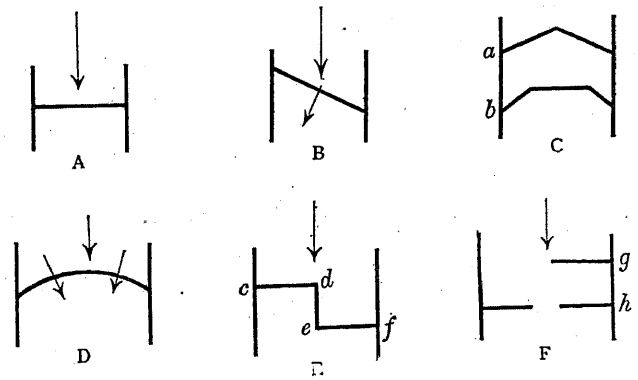
第二百二十六圖　堰頂ノ形

堰ノ形又ハ**配置**ハ河身ノ曲直、兩岸ノ狀態、流速ノ强弱、洪水流量並ニ其ノ建築材料等ニ依テ異ナル。今堰ノ形カラ之ヲ分類スレバ直堰、斜堰、角堰、

弧堰、折堰、不完堰等トナル。

直堰（第二百二十七圖 A）ハ水流ニ對シテ直角ニ作ラレタモノデ、長サハ最モ短ク、從ツテ工費モ亦最モ少イ勘定デアル。故ニ河ノ直線部ニ洪水ナドノ餘リ大ナラズ、流氷ナドノ左マデ强カラザル處ニハ最モ適當デアル。

斜堰ハ其ノ名ノ示ス如ク流向ニ斜角ヲ爲スモノデ、凹岸ナドニ用ヒラレル。此ノ堰ハ長サガ大デハアルガ、然シ洪水ハ長イ堰ヲ通過スル爲一般ニ勢ガ弱クナル。上向横刎ガ流勢ヲ中央ニ集中スル長所ヲ持ツテ居ルノハ嘗テ河川改修ニ述ベタ所デアル（第二百二十七圖 B）。



第二百二十七圖　堰ノ種類

角堰ハ第二百二十七圖 C, a, b ニ示シタ樣ナ形ヲ持ツタモノデ、流勢ヲ中央ニ集中スル效ガアル。但シ此ノ配置ハ溪流ノ改修ナドニ木造堰又ハ石造堰トシテ用ヒラレルニ過ギナイ。

弧堰ハ弧形ヲ爲シタモノデ、石造堰ニハ最モ多ク用ヒラレ、殊ニ溪流ノ改修ニハ使用セラレル（第二百二十七圖 D）。

折堰ハ時トシテ水位ノ變化ノ多イ河ニ用ヒラレ、流向ニ直角ナル *cd*, *ef* ハ動堰トシ、*de* ハ溢流堰ニ作ラレルモノモアル（第二百二十七圖 E）。

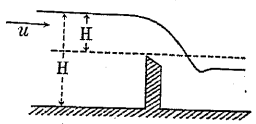
不完堰（第二百二十七圖 F）ハ極稀ニ用ヒラレル堰デアル。

堰ハ亦其ノ**運用**又ハ**構造**上カラ之ヲ**定堰**及**動堰**ノ2種ニ分ケルコトガ出來ル。**定堰**ハ全部堅實固着ノ構造カラ成リ、瀦水ノ作用ハ流量ノ變化ニ應ジテ之ヲ調整スルコトガ出來ナイ。**動堰**ハ可動ノ構造ヲ有シ、流量ノ少イ時ハ堰ヲ締切リ、洪水ノ時ナドハ堰ヲ揚グルカ又ハ倒シテ水ヲ放流セシメ得ルノヲ特色トスル。實際ニハ一部ヲ定堰トシ、他ヲ動堰トシタリ、或ハ定堰ノ上ニ動堰ヲ用ヒル例ガ甚ダ多イ。

堰ハ亦其ノ**築造材料**カラ命名シテ、粗朶ヲ主材トシタモノヲ**粗朶堰**ト云ヒ、木材ヲ主トシタモノヲ**木造堰**、石材ヲ主ニ用ヒタモノヲ**石造堰**、**こんくりーと**ヲ用ヒタモノヲ**こんくりーと堰**ト云ヒ、其ノ他**鐵造堰**、**鐵筋こんくりーと堰**等ノ別ガアル。

第二節　堰　ノ　流　量

114. **完溢堰ノ流量**　銳緣ナル堰頂ノ水深ヲ H 米、流量ヲ毎秒 Q 立米、接近流速ヲ毎秒 u 米トスレバ、$\frac{u^2}{2g}$ ハ所謂**壓頭**又ハ**流速頭**ト稱スルモノデ、μ ヲ流量係數、ζ ヲ抵抗係數トスレバ、側面收縮ナキ幅 B 米ノ堰ニハ



第二百二十八圖

$$Q=\frac{2}{3}\mu B\sqrt{2g}\left\{\left(H+\zeta\frac{u^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}-\left(\zeta\frac{u^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}\right\} \qquad [67]$$

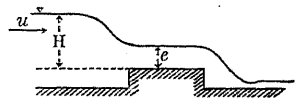
之ヲわいすばっは（Weisbach）ノ公式ト云フ。

接近流速ナキモノニ於テハ、[161] ノ $u=0$ ノ場合デ

$$Q=\frac{2}{3}\mu B\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \qquad [68]$$

之ヲぢゅぶあーと（Dubuat）ノ公式ト云フ。

幅廣キ緣ヲ有スル完溢堰ニ於テ、堰頂ノ水深ヲ e 米トスレバ前ノ [67] 式ノ H ノ代リニ H−e ヲ用フベキモノデ、從ツテ



第二百二十九圖　廣緣完溢堰

$$(1)\qquad Q=\mu Be\sqrt{2g\left(H-e+\zeta\frac{u^2}{2g}\right)}$$

玆ニ e ハ $\frac{dQ}{de}=0$ カラ定マル。卽チ

$$(2)\qquad B\sqrt{2g\left(H-e+\zeta\frac{u^2}{2g}\right)}-\frac{2gBe}{2\sqrt{2g\left(H-e+\zeta\frac{u^2}{2g}\right)}}=0$$

或ハ

$$(3)\qquad e=\frac{2}{3}H+\zeta\frac{u^2}{3g}$$

此 e ノ値ヲ (1) ニ挿入スレバ

$$Q=\mu B\left(\frac{2}{3}H+\zeta\frac{u^2}{3g}\right)\sqrt{\frac{2}{3}g\left(H+\zeta\frac{u^2}{2g}\right)} \qquad [69]$$

前ニ述ベタ**流量係數** μ ハ堰頂ノ銳鈍廣狹ニ依テ異リ、銳緣ナル堰頂ノ μ ハ廣緣ナルモノヨリモ小デアル。又溢流高 H ガ大ナル程 μ ノ値ハ增加スル。且又接近流速 u 及流量 Q ガ大ナル程 μ ハ大トナル。之ニ加フルニ堰ノ側面カラ起ル水ノ斷面積ノ收縮卽チ**側面收縮**ノ起ル**收縮堰**ニ於テハ、其ノ之ナキ所ノ**抑制堰**ヨリモ μ ノ値ガ小デアル。次ニ堰ノ幅 B ガ大ナル程 μ ハ增加シ、始ハ急激ニ、後ハ徐々ニ、雙曲線ノ關係ヲ保ツテ居ル。又堰ヲ落下スル所ノ堰瀑ノ形ニ依ツテ μ ハ同一デナイ許デナク、水路ノ軸ト堰ノ方向トニ依ツテモ亦異ナル値ヲ持ツテ居ル。又堰頂ノ水路底カラノ高サニ依ツテ同一デナイ。而シテ μ **ハ 0.58 ト 0.68 トノ間ニ在ツテ、平均 $\mu=0.62$ 位ヲ用ヒルコトガ出來ル。**此外堰ノ流量公式ハ頗ル多イ。

又**抵抗係數** ζ ノ平均ノ値ハばざん (Bazin) =從ヘバ $\zeta=1.66$ デアル。今此ノ値ヲ用ヒレバ $\zeta\frac{u^2}{2g}=k$ トシテ

u(毎秒米)	0.1	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00
k	0.002	0.005	0.022	0.048	0.085	0.190	0.339

$\mu=0.62$ 及 $\sqrt{2g}=4.429$、$\frac{2}{3}\sqrt{2g}=2.95$、$\mu\sqrt{2g}=2.75$ 及 $\frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}=1.83$ カラ [67] ハ

$$Q=1.83\,B\{(H+k)^{\frac{3}{2}}-k^{\frac{3}{2}}\} \qquad [70]$$

[68] カラ、接近流速ノナイ場合=ハ

$$Q=1.83\,BH^{\frac{3}{2}} \qquad [71]$$

第十六表ハ一般=流速 v 及流速頭 $k=\frac{v^2}{2g}$ ヲ示シ、第十七表ハ水深又ハ水壓高 H 及流速 v, 流量 Q 等ヲ示シタモノデアル。

第十六表　流速及流速頭 $k=\frac{v^2}{2g}$, $\zeta=1$ トス

v (毎秒米)	k (米)	v (毎秒米)	k (米)
0.10	0.000 510	1.10	0.061 68
0.15	0.001 147	1.15	0.067 41
0.20	0.002 039	1.20	0.073 40
0.25	0.003 186	1.25	0.079 65
0.30	0.004 588	1.30	0.086 15
0.35	0.006 244	1.35	0.092 90
0.40	0.008 156	1.40	0.099 91
0.45	0.010 322	1.45	0.107 2
0.50	0.012 744	1.50	0.114 7
0.55	0.015 420	1.55	0.122 0
0.60	0.018 351	1.60	0.130 5
0.65	0.021 537	1.65	0.138 8
0.70	0.024 978	1.70	0.147 3
0.75	0.028 673	1.75	0.156 1
0.80	0.032 624	1.80	0.165 2
0.85	0.036 829	1.85	0.174 5
0.90	0.041 289	1.90	0.184 0
0.95	0.046 005	1.95	0.193 8
1.00	0.050 970	2.00	0.203 9
1.05	0.056 200	2 05	0.214 2

v (毎秒米)	k (米)	v (毎秒米)	k (米)
2.10	0.244 8	3.10	0.489 9
2.15	0.235 6	3 15	0.505 8
2.20	0.246 7	3.20	0.522 0
2.25	0.258 1	3.25	0.538 4
2.30	0.269 7	3.30	0.555 1
2.35	0.281 5	3.35	0.572 1
2.40	0.293 6	3.40	0.589 3
2.45	0.306 0	3.45	0.606 7
2.50	0 318 6	3.50	0.624 4
2.55	0.331 5	3.55	0.642 4
2.60	0.344 6	3.60	0.660 6
2.65	0.358 0	3.65	0.679 1
2.70	0.371 6	3.70	0.697 8
2.75	0.385 5	3.75	0.716 8
2 80	0.399 6	3.80	0.736 1
2.85	0.414 0	3.85	0.755 6
2.90	0.428 7	3.90	0.775 3
2.95	0.443 4	3.95	0.795 3
3 00	0.458 8	4.00	0.815 6
3.05	0.474 2	5.00	1.274 4

第十七表　H, $H^{\frac{3}{2}}$, $v=\sqrt{2gH}$ 及 $Q=1.83\,BH^{\frac{3}{2}}$ ($B=1$)

水深又ハ水壓高 H (米)	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v (毎秒米)	Q (毎秒立米)	水深又ハ水壓高 H (米)	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v (毎秒米)	Q (毎秒立米)
0.01	0.001	0.443	0.0018	0.21	0.096	2.030	0.1728
0.02	0.003	0.626	0.0054	0 22	0.103	2.118	0.1854
0.03	0.005	0 767	0.0090	0.23	0.110	2.124	0.1980
0.04	0.008	0.886	0.0114	0.24	0.118	2.170	0.2124
0.05	0.011	0.990	0.0200	0.25	0 125	2.215	0.2250
0.06	0.015	1.085	0.0270	0.26	0.133	2.259	0.2394
0.07	0.019	1.172	0.0342	0.27	0.140	2.301	0.2520
0.08	0.023	1.253	0.0414	0.28	0.148	2.344	0.2664
0.09	0.027	1.329	0.0486	0.29	0.156	2.385	0.2808
0.10	0.032	1.401	0.0576	0 30	0.164	2.426	0.2952
0.11	0.036	1.468	0.0648	0.31	0.173	2.466	0.3114
0.12	0 042	1.534	0 0756	0.32	0.181	2.506	0.3258
0.13	0.047	1.597	0.0846	0.33	0.190	2.544	0.3420
0 14	0.052	1.657	0.0936	0.34	0.198	2.582	0.3564
0.15	0.058	1.715	0.1044	0.35	0.207	2.620	0.3726
0.16	0.064	1.772	0.1152	0.36	0.216	2.658	0.3888
0.17	0.070	1.826	0.1260	0.37	0.225	2.694	0.4050
0.18	0.076	1.879	0 1368	0.38	0.234	2.730	0.4212
0.19	0.083	1.931	0.1494	0 39	0.244	2.766	0.4392
0.20	0.089	1.981	0.1602	0.40	0.253	2 801	0.4554

水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）	水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）
0.41	0.263	2.836	0 4734	0.88	0.826	4.155	1.5116
0.42	0.272	2.870	0.4896	0.89	0.840	4.178	1.5372
0.43	0.282	2.904	0.5075	0.90	0.854	4.202	1.5628
0.44	0.292	2.938	0.5256	0.91	0.868	4.225	1.5884
0.45	0.302	2.971	0 5436	0.92	0.882	4.248	1.6141
0.46	0.312	3.004	0.5616	0.93	0.897	4.271	1.6415
0.47	0.322	3.037	0.5796	0.94	0.911	4.294	1.6671
0.48	0.333	3.069	0.5994	0.95	0.926	4.317	1.6946
0.49	0.343	3.100	0.6174	0.96	0.941	4.340	1.7220
0.50	0.354	3.132	0.6372	0.97	0.955	4.362	1.7477
0.51	0.364	3.163	0.6552	0.98	0.970	4.384	1.7751
0.52	0.375	3.194	0.6750	0.99	0.985	4.407	1.8026
0.53	0.386	3.224	0.6948	1.00	1.000	4.429	1.8300
0.54	0.397	3.253	0.7146	1.01	1.015	4.451	1.8575
0.55	0.408	3.285	0.7344	1.02	1.030	4.473	1.8850
0.56	0.419	3.314	0.7542	1.03	1.045	4.495	1.9124
0.57	0.430	3.344	0.7740	1.04	1.061	4.417	1.9416
0.58	0.442	3.373	0.7956	1.05	1.076	4.439	1.9691
0.59	0.453	3.402	0.8154	1.06	1.091	4.560	1.9965
0.60	0.465	3.431	0.8370	1.07	1.107	4.582	2.0258
0.61	0.476	3.459	0.8711	1.08	1.122	4.603	2.0533
0.62	0.488	3.488	0.8930	1.09	1.138	4.624	2.0825
0.63	0.500	3.516	0.9150	1.10	1.154	4.645	2.1118
0.64	0.512	3.543	0.9370	1.11	1.169	4.666	2.1393
0.65	0.524	3.571	0.9589	1.12	1.185	4.687	2.1688
0.66	0.536	3.598	0.9809	1.13	1.201	4.708	2.1978
0.67	0.548	3.625	1.0028	1.14	1.217	4.729	2.2271
0.68	0.561	3.652	1.0266	1.15	1.233	4.750	2.2564
0.69	0.573	3.679	1.0486	1.16	1.249	4.770	2.2857
0.70	0.586	3.606	1.0724	1.17	1.267	4.790	2.3186
0.71	0.598	3.732	1.0943	1.18	1.282	4.811	2.3461
0.72	0.611	3.758	1.1181	1.19	1.298	4.831	2.3753
0.73	0.624	3.784	1.1419	1.20	1.315	4.852	2.4065
0.74	0.637	3.810	1.1659	1.21	1.331	4.872	2.4357
0.75	0.650	3.836	1.1895	1.22	1.348	4.892	2.4668
0.76	0.663	3.861	1.2133	1.23	1.364	4.913	2.4961
0.77	0.676	9.886	1.2371	1.24	1.381	4.933	2.5272
0.78	0.689	3.911	1.2609	1.25	1.398	4.953	2.5583
0.79	0.702	3.936	1.3047	1.26	1.414	4.972	2.5876
0.80	0 716	3.961	1.3103	1.27	1.431	4.991	2.6187
0.81	0.729	3.986	1.3341	1.28	1.448	5.011	2.6498
0.82	0.743	4.011	1.3597	1.29	1.465	5.031	2.6810
0 83	0.756	4.035	1.3835	1.30	1.481	5.050	2.7102
0.84	0.770	4.059	1.4091	1.31	1.499	5.069	2.7432
0.85	0.784	4.083	1.4347	1.32	1.517	5.089	2.7761
0.86	0.798	4.107	1.4603	1.33	1.534	5.108	2.8072
0.87	0.811	4.131	1.4841	1.34	5.151	5.127	2.8383

水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）	水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）
1.35	1.569	5.146	2.8713	1.82	2.455	5.975	4.4932
1.36	1.586	5.165	2.9024	1.83	2.476	5.991	4.5303
1.37	1.604	5.184	2.9353	1.84	2.496	6.008	4.5675
1.38	1.621	5.203	2.9664	1.85	2.516	6.024	4.6048
1.39	1.639	5.222	2.9994	1.86	2.537	6.040	4.6422
1.40	1.657	5.241	3.0323	1.87	2.557	6.057	4.6797
1.41	1.674	5.259	3.0634	1.88	2.578	6.073	4.7172
1.42	1.692	5.278	3.0964	1.89	2.598	6.089	4.7549
1.43	1.710	5 297	3.1293	1.90	2.619	6.105	4.7928
1.44	1.728	5.315	3.1622	1.91	2.640	6.121	4.8312
1.45	1.746	5.333	3.1952	1.92	2.660	6.137	4.8678
1.46	1.764	5.351	3.2771	1.93	2.681	6.153	4.9062
1.47	1.782	5.370	3.2611	1.94	2 702	6.169	4.9447
1.48	1.801	5.388	3.2958	1.95	2.723	6.185	4.9831
1.49	1.819	5.406	3.3288	1.96	2.744	6.201	5.0215
1.50	1.837	5.425	3.3617	1.97	2.765	6 217	5.0600
1.51	1.856	5.443	3 3965	1.98	2.786	6.232	5.0984
1.52	1.874	5.461	3.4294	1.99	2.807	6.248	5.1368
1.53	1.893	5.479	3.4642	2.00	2.828	6.263	5.1752
1.54	1.911	5.496	3.4971	2.01	2 849	6.279	5 2137
1.55	1.930	5.514	3.5319	2.02	2.871	6.295	5.2539
1.56	1.948	5.532	3.5648	2.03	2.892	6.310	5.2924
1.57	1.967	5 550	3.5996	2.04	2.914	6.326	5.3326
1.58	1.986	5 567	3.6344	2.05	2 935	6.341	5.3711
1.59	2.005	5.585	3.6692	2.06	2.957	6.357	5.4113
1.60	2.024	5 603	3.7039	2 07	2.979	6.372	5.4516
1.61	2.043	5.620	3.7387	2.08	3.000	6.388	5.4900
1.62	2.062	5.637	3.7735	2.09	3.022	6.403	5.5303
1.63	2.081	5.655	3 8082	2.10	3.043	6.418	5.5687
1.64	2.100	5.672	3.8430	2.11	3.065	6.434	5.6090
1.65	2.119	5.689	3.8785	2.12	3.087	6.449	5 6492
1.66	2.130	5.706	3.9140	2.13	3.109	6.464	5.6895
1.67	2.158	5.724	3.9493	2.14	3.131	6.479	5.7297
1.68	2.178	5.741	3.9848	2.15	3.153	6.494	5.7700
1.69	2.197	5.758	4.0205	2.16	3.175	6.509	5.8103
1.70	2.217	5.775	4.0562	2.17	3.197	6.524	5.8505
1.71	2.236	5.792	4.0921	2.18	3.219	6.539	5.8908
1.72	2.256	5.809	4.1281	2.19	3.241	6.555	5.9310
1.73	2.275	5.825	4.1640	2.20	3.263	6.569	5.9713
1.74	2.295	5.842	4.2002	2.21	3.285	6.584	6.0116
1.75	2.315	5.859	4.2366	2.22	3.308	6.599	6.0536
1.76	2.335	5.876	4.2729	2.23	3.330	6.614	6.0939
1.77	2.355	5.892	4.3093	2.24	3.353	6.629	6 1360
1.78	2.375	5.909	4.3460	2.25	3.375	6.644	6.1763
1.79	2.395	5.926	4.3826	2.26	3.397	6.658	6.2165
1.80	2.415	5.942	4.4194	2.27	3.420	6.673	6.2586
1.81	2.435	5.959	4.4562	2.28	3.443	6.688	6.3007

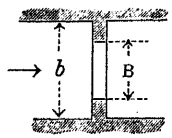
水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）	水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）
2.29	3.466	6.702	6.3428	2.76	4.585	7.358	8.3906
2.30	3.488	6.717	6.3830	2 77	4.610	7.371	8.4363
2.31	3.511	6.732	6.4251	2.78	4.635	7.384	8.4821
2.32	3.534	6.746	6.4672	2.79	4.660	7.398	8.5278
2.33	3.556	6.760	6.5075	2.80	4.685	7.411	8.5736
2.34	3.579	6.775	6.5496	2 81	4.710	7.424	8.6193
2.35	3.603	6.790	6.5935	2.82	4.736	7.438	8.6669
2.36	3.625	6.804	6.6338	2.83	4.761	7.451	8.7126
2.37	3.649	6.818	6.6777	2.84	4.786	7.464	8.7584
2.38	3.672	6.833	6.7198	2.85	4.811	7.477	8.8041
2.39	3.695	6.847	6.7619	2.86	4.837	7.490	8.8517
2 40	3.718	6.861	6.8039	2.87	4.862	7.503	8.8975
2.41	3.741	6.876	6.8460	2.88	4.888	7.516	8.9450
2.42	3.765	6.890	6.8900	2 89	4.913	7.529	8.9908
2.43	3.788	6.904	6.9320	2 90	4.938	7.542	9.0365
2.44	3.812	6.919	6.9760	2.91	4.964	7.555	9.0841
2.45	3.835	6.933	7.0181	2.92	4.990	7.568	9.1317
2.46	3.858	6.946	7.0601	2.93	5.015	7.581	9.1775
2.47	3.882	6.961	7.1041	2.94	5.041	7.594	9.2250
2.48	3.906	6.975	7.1480	2.95	5.067	7.608	9.2726
2.49	3.929	6.989	7.1901	2.96	5.093	7.620	9.3202
2.50	3.953	7.003	7.2340	2.97	5.118	7.633	9.3659
2.51	3.977	7.017	7.2779	2.98	5.144	7 646	9.4135
2.52	4.001	7.031	7.3218	2.99	5.170	7.659	9.4611
2.53	4.024	7.045	7.3639	3.00	5.196	7.671	9.5087
2.54	4.048	7.058	7.4078	3.01	5.222	7.684	9.5563
2.55	4.072	7.073	7.4518	3.02	5.248	7.697	9.6038
2.56	4.096	7.086	7.4957	3.03	5.274	7.710	9.6514
2.57	4.120	7.100	7.5396	3.04	5.301	7.722	9.7008
2.58	4.144	7.114	7.5835	3.05	5.327	7.735	9.7484
2.59	4.168	7.128	7.6274	3.06	5.353	7.648	9.7960
2.60	4.193	7.142	7.6732	3.07	5.379	7.760	9.8436
2.61	4.217	7.155	7.7171	3.08	5.405	7.773	9.8912
2 62	4.241	7.169	7.7610	3.09	5.432	7.785	9.9406
2.63	4.265	7.183	7.8050	3.10	5.458	7.798	9.9881
2.64	4.289	7.196	7.8489	3.11	5.484	7.811	10.0357
2.65	4.314	7.210	7 8946	3.12	5.511	7.823	10.0851
2.66	4.338	7.224	7.9385	3.13	5.538	7.836	10.1345
2.67	4.363	7.237	7.9843	3.14	5.564	7.848	10.1821
2 68	4.387	7.251	8.0282	3.15	5.591	7.861	10.2315
2.69	4.412	7.264	8.0740	3.16	5.611	7.873	10.2681
2.70	4.437	7.278	8.1197	3.17	5.644	7.886	10.3285
2.71	4.461	7.291	8 1636	3.18	5.671	7.898	10.3779
2.72	4.486	7.304	8.2094	3.19	5.698	7.911	10.4273
2.73	4.511	7.318	8.2551	3.20	5.724	7.923	10.4749
2.74	4.536	7.331	8.3009	3.21	5.751	7.935	10.5243
2.75	4.560	7.345	8.3448	3.22	5.778	7.947	10.5737

水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米	水深又ハ水壓高 H（米）	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v（毎秒米）	Q（毎秒立米）
3.23	5.805	7.960	10.6232	3.70	7.117	8.519	13.0241
3.24	5.832	7.972	10.6726	3.71	7.146	8.531	13.0772
3.25	5.859	7.985	10.7220	3.72	7.175	8.542	13.1303
3.26	5.886	7.997	10.7714	3.73	7.204	8.554	13.1833
3.27	5.913	8.009	10.8208	3.74	7.233	8.565	13.2364
3.28	5.940	8.021	10.8702	3.75	7.262	8.577	13.2895
3.29	5.967	8.033	10.9196	3.76	7.291	8.588	13.3425
3.30	5 995	8.046	10.9709	3.77	7.320	8.600	13.3956
3.31	6.022	8.058	11.0203	3.78	7.349	8.611	13.4487
3.32	6.049	8.070	11.0697	3.79	7.378	8.622	13.5017
3.33	6.077	8.082	11.1209	3.80	7.408	8.634	13.5566
3.34	6.104	8.094	11.1703	3.81	7.437	8.645	13.6097
3.35	6.132	8.106	11.2216	3.82	7.466	8.656	13.6628
3.36	6.159	8.118	11.2710	3.83	7.495	8.668	13.7159
3.37	6.187	8.131	11.3222	2.84	7.525	8.679	13.7708
3.38	6.214	8.143	11.3716	3.85	7.554	8.690	13.8238
3.39	6 242	8.155	11.4229	3.86	7.584	8.702	13.8787
3.40	6.269	8.167	11.4723	3.87	7.613	8.713	13.9318
3.41	6.297	8.179	11.5235	3.88	7.643	8.724	13.9867
3.42	6.325	8.191	11.5748	3.89	7.672	8.735	14.0398
3.43	6.352	8.203	11.6242	3.90	7.702	8.746	14.0947
3.44	6.380	8.214	11.6754	3.91	7.732	8.758	14.1496
3.45	6.408	8.226	11.7266	3.92	7.761	8.769	14.2026
3.46	6.436	8.238	11.9779	3.93	7.791	8.780	14.2575
3.47	6.464	8.250	11.8291	3.94	7.821	8.791	14.3124
3.48	6.492	8.262	11.8804	3·95	7.851	8.803	14.3673
3.49	6.520	8.274	11.9316	3.96	7.880	8.814	14.4204
3.50	6.548	8.286	11.9828	3.97	7.910	8.825	14.4753
3.51	6.576	8.298	12.0341	3.98	7.940	8.836	14.5302
3.52	6.604	8.310	12.0853	3.99	7.970	8.847	14.5851
3.53	6.632	8.321	12.1366	4.00	8.000	8.858	14.6400
3.54	6.661	8.333	12.1896	4.01	8.030	8.869	14.6949
3.55	6.689	8.345	12.2409	4.02	8.060	8.880	14.7498
3.56	6.717	8.357	12.2921	4.03	8.090	8.891	14.8047
3.57	6.745	8.368	12.3434	4.04	8.120	8.902	14.8596
3.58	6.774	8.380	12.3415	4.05	8.150	8.913	14.9145
3.59	6.802	8.392	12.4477	4.06	8.180	8.924	14.9694
3.60	6.831	8.404	12.5007	4.07	8.211	8.935	15.0261
3.61	6.859	8.415	12.5520	4.08	8.241	8.946	15.0810
3.62	6.887	8.427	12.6032	4.09	8.272	8.957	15.1378
3.63	6.916	8.439	12.6563	4.10	8.302	8.968	15.1927
3.64	6.945	8.450	12.7094	4.11	8.332	8.979	15.2476
3.65	6.973	8.462	12.7606	4.12	8.363	8.990	15.3043
3.66	7.002	8.473	12.8137	4.13	8.393	9.001	15.3592
3.67	7.031	8.485	12.8667	4.14	8.424	9.012	15.4159
3.68	7.059	8.496	12.9180	4.15	8.454	9.023	15.4708
3.69	7.088	8.508	12.9710	4.16	8.485	9.033	15.5276

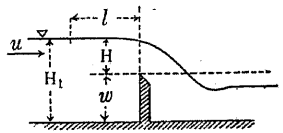
水深又ハ水壓高 H (米)	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v (毎秒米)	Q (毎秒立米)	水深又ハ水壓高 H (米)	$H^{\frac{5}{2}}$	流速 v (毎秒米)	Q (毎秒立米)
4.17	8.516	9.044	15.5848	4.64	9.995	9.541	18.2909
4.18	8.546	9.055	15.6392	4.65	10.027	9.551	18.3494
4.19	8.577	9.066	15.6959	4.66	10.060	9.561	18.4098
4.20	8.607	9.077	15.7508	4.67	10.092	9.571	18.4684
4.21	8.638	9.087	15.8075	4.68	10.124	9.581	18.5269
4.22	8.669	9.098	15.8643	4.69	10.157	9.591	18.5873
4.23	8.700	9.109	15.9210	4.70	10.190	9.602	18.6477
4.24	8.731	9.120	15.9777	4.71	10.222	9.612	18.7063
4.25	8.762	9.131	16.0345	4.72	10.255	9.622	18.7667
4.26	8.793	9.141	16.0912	4.73	10.287	9.633	18.8252
4.27	8.824	9.152	16.1479	4.74	10.320	9.643	18.8856
4.28	8.854	9.163	16.2028	4.75	10.353	9.653	18.9460
4.39	8.885	9.173	16.2596	4.76	10.385	9.663	19.0046
4.30	8.916	9.184	16.3163	4.77	10.418	9.673	19.0649
4.31	8.948	9.195	16.3748	4.78	10.451	9.683	19.1253
4.32	8.979	9.206	16.4316	4.79	10.483	9.693	19.1839
4.33	9.010	9.216	16.4883	4.80	10.516	9.703	19.2443
4.34	9.042	9.227	16.5469	4.81	10.549	9.714	19.3047
4.35	9.073	9.238	16.6036	4.82	10.582	9.724	19.3651
4.36	9.104	9.248	16.6603	4.83	10.615	9.734	19.4255
4.37	9.135	9.259	16.7171	4.84	10.648	9.744	19.4858
4.38	9.166	9.269	16.7738	4.85	10.681	9.754	19.5466
4.39	9.198	9.280	16.8323	4.86	10.714	9.764	19.6066
4.40	9.229	9.200	16.8891	4.87	10.747	9.774	19.6672
4.41	9.261	9.301	16.9476	4.88	10.780	9.784	19.7281
4.42	9.293	9.312	17.0062	4.89	10.813	9.794	19.7878
4.43	9.324	9.322	17.0629	4.90	10.847	9.804	19.8500
4.44	9.356	9.332	17.1215	4.91	10.880	9.814	19.9104
4.45	9.387	9.343	17.1782	4.92	10.913	9.824	19.9708
4.46	9.419	9.354	17.2368	4.93	10.947	9.834	20.0330
4.47	9.450	9.364	17.2935	4.94	10.980	9.844	20.0934
4.48	9.482	9.374	17.3521	4.95	11.013	9.854	20.1538
4.49	9.514	9.385	17.4106	4.96	11.046	9.864	20.2142
4.50	9.546	9.395	17.4692	4.97	11.080	9.874	20.2764
4.51	9.578	9.405	17.5277	4.98	11.113	9.884	20.3368
4.52	9.610	9.416	17.5863	4.99	11.147	9.894	20.3990
4.53	9.642	9.427	17.6449	5.00	11.181	9.904	20.4612
4.54	9.674	9.437	17.7034	5.25	12.029	10.148	22.0131
4.55	9.706	9.447	17.7620	5.50	12.899	10.387	23.6052
4.56	9.738	9.458	17.8205	5.75	13.788	10.620	25.2320
4.57	9.770	9.468	17.8791	6.00	14.697	10.849	26.8955
4.58	9.802	9.479	17.9377	6.25	15.625	11.073	28.5938
4.59	9.834	9.489	17.9962	6.50	16.572	11.292	30.3268
4.60	9.866	9.500	18.0548	6.75	17.537	11.507	32.0927
4.61	9.898	9.510	18.1133	7.00	18.521	11.718	33.8934
4.62	9.930	9.520	18.1719	7.25	19.521	11.926	35.7234
4.63	9.962	9.530	18.2305	7.50	20.540	12.129	37.5882

水深又ハ水壓高 H (米)	$H^{\frac{3}{2}}$	流速 v (毎秒米)	Q (毎秒立米)	水深又ハ水壓高 H (米)	$H^{\frac{5}{2}}$	流速 v (毎秒米)	Q (毎秒立米)
7.75	21.575	12.330	39.4823	26.00	132.574	22.583	242.6104
8.00	22.627	12.527	41.4074	27.00	140.297	23.014	256.7435
8.25	23.696	12.721	43.3637	28.00	148.162	23.436	271.1365
8.50	24.782	12.913	45.3511	29.00	156.171	23.851	285.7929
8.75	25.883	13.101	47.3659	30.00	164.316	24.259	300.6983
9.00	27.000	13.287	49.4100	31.00	172.602	24.660	315.8617
9.25	28.133	13.470	51.4834	32.00	181.021	25.054	331.2684
9.50	29.281	13.651	53.5842	33.00	189.572	25.443	346.9168
9.75	30.444	13.830	55.7125	34.00	198.254	25.825	362.8048
10.00	31.623	14.006	57.8701	35.00	207.064	26.202	378.9271
11.00	36.483	14.689	66.7639	36.00	216.000	26.574	395.2800
12.00	41.569	15.342	76.0713	37.00	225.064	26.941	411.8671
13.00	46.873	15.969	85.7776	38.00	234.247	27.302	428.6720
14.00	52.384	16.572	95.8627	39.00	243.555	27.660	445.7057
15.00	58.095	17.154	106.3139	40.00	252.984	28.012	462.9607
16.00	64.000	17.716	117.1200	41.00	262.527	28.360	480.4244
17.00	70.093	18.261	128.2702	42.00	272.189	28.703	498.1059
18.00	76.367	18.790	139.7516	43.00	281.968	29.043	516.0014
19.00	82.819	19.306	151.5588	44.00	291.861	29.378	534.1056
20.00	89.442	19.807	163.6789	45.00	301.869	29.711	552.4203
21.00	96.235	20.296	176.1101	46.00	311.986	30.030	570.9344
22.00	100.817	20.774	184.4951	47.00	322.318	30.364	589.6589
23.00	110.303	21.241	201.8545	48.00	332.554	30.685	608.5738
24.00	117.576	21.698	215.1641	49.00	343.000	31.003	627.6900
25.00	125.000	22.145	228.7500	50.00	353.555	31.318	649.0057

115. 側面收縮及瀑背ノ通氣 堰ノ構造ニ依ツテハ堰頂並ニ側面ニ收縮ガ起ル。今第二百三十圖及第二百三十一圖ノ側面收縮アル堰ノ場合ニ、一般ニ



第二百三十圖 堰堤平面圖



第二百三十一圖 堰堤縱斷面圖

[68] ニ於テ μ ノ理論的一般ノ値ハ今日未ダ知ラレテナイガ、特別ノ場合ニ於ケル實驗ノ結果ヲ參照シ得ルニ過ギナイ。ふれっせ (Frese) ハ $d=5$ 米、$B_{max}=5.5$ 米、$0.1<H<0.6$ 米ニ於テ

$$\left.\begin{aligned}\mu &= \mu_0\left\{1+\left[0{,}25\left(\frac{B}{b}\right)^2+\zeta\right]\left(\frac{H}{H_1}\right)^2\right\}\\ \text{並ニ}\quad \mu_0 &= 0.5755+\frac{0.017}{0.18+H}-\frac{0.075}{1.2+B}\\ \text{及}\quad \zeta &= 0.025+\frac{0.0375}{\left(\frac{H}{H_1}\right)^2+0.02}\end{aligned}\right\}\qquad [72]$$

第十八表ハ μ_0 ノ値、第十九表ハ ζ ノ値、第二十表ハ $1+\left[0.25\left(\frac{B}{b}\right)^2+\zeta\right]\times\left(\frac{H}{H_1}\right)^2$ ノ値ヲ示シタモノデアル。

第十八表　μ_0 ノ値

$$\mu_0 = 0.5755+\frac{0.017}{H+0.18}-\frac{0.075}{B+1.2}$$

H（米）＼B（米）	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
0.1	0.5785	0.5826	0.5862	0.5893	0.5921	0.5945	0.5967	0.5987
0.2	0.5625	0.5666	0.5702	0.5733	0.5761	0.5785	0.5807	0.5827
0.3	0.5532	0.5573	0.5609	0.5640	0.5668	0.5692	0.5714	0.5734
0.4	0.5471	0.5512	0.5548	0.5579	0.5607	0.5631	0.5653	0.5673
0.5	0.5428	0.5469	0.5505	0.5536	0.5564	0.5588	0.5610	0.5630
0.6	0.5396	0.5437	0.5473	0.5504	0.5532	0.5556	0.5578	0.5598

H（米）＼B（米）	0.9	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0
0.1	0.6005	0.6021	0.6056	0.6084	0.6108	0.6128	0.6159	0.6183
0.2	0.5845	0.5861	0.5896	0.5924	0.5948	0.5968	0.5999	0.6023
0.3	0.5752	0.5768	0.5803	0.5831	0.5855	0.5875	0.5906	0.5930
0.4	0.5691	0.5707	0.5742	0.5770	0.5794	0.5814	0.5845	0.5869
0.5	0.5648	0.5664	0.5699	0.5727	0.5751	0.5771	0.5802	0.5826
0.6	0.5616	0.5632	0.5667	0.5695	0.5719	0.5739	0.5770	0.5794

H（米）＼B（米）	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
0.1	0.6202	0.6218	0.6230	0.6241	0.6250	0.6258	0.6265	0.6271
0.2	0.6042	0.6058	0.6070	0.6081	0.6090	0.6098	0.6105	0.6111
0.3	0.5949	0.5965	0.5977	0.5983	0.5997	0.6005	0.6012	0.6018
0.4	0.5888	0.5904	0.5916	0.5927	0.5936	0.5944	0.5951	0.5957
0.5	0.5845	0.5861	0.5873	0.5884	0.5893	0.5901	0.5908	0.5914
0.6	0.5813	0.5829	0.5841	0.5852	0.5861	0.5869	0.5876	0.5882

第十九表　ζ ノ値

$$\zeta = 0.025+\frac{0.0375}{\left(\frac{H}{H_1}\right)^2+0.02}$$

$\frac{H}{H_1}$	ζ	$\frac{H}{H_1}$	ζ	$\frac{H}{H_1}$	ζ
0.005	1.8977	0.085	1.4024	0.425	0.2069
0.010	1.8907	0.090	1.3595	0.450	0.1935
0.015	1.8791	0.095	1.3170	0.475	0.1776
0.020	1.8632	0.100	1.2750	0.500	0.1639
0.025	1.8432	0.125	1.0776	0.525	0.1518
0.030	1.8193	0.150	0.9074	0.550	0.1413
0.035	1.7918	0.175	0.7657	0.575	0.1320
0.040	1.7611	0.200	0.6500	0.600	0.1237
0.045	1.7276	0.225	0.5560	0.650	0.1097
0.050	1.6917	0.250	0.4795	0.700	0.0985
0.055	1.6537	0.275	0.4172	0.750	0.0894
0.060	1.6140	0.300	0.3659	0.800	0.0818
0.065	1.5730	0.325	0.3235	0.850	0.9755
0.070	1.5310	0.350	0.2882	0.900	0.0702
0.075	1.4884	0.375	0.2585	0.950	0.0657
0.080	1.4455	0.400	0.2335	1.000	0.0618

第二十表 $1+\left[0.25\left(\frac{B}{b}\right)^2+\zeta\right]\left(\frac{H}{H_1}\right)^2$ ノ値

$\frac{H}{H_1}$	$\frac{B}{b}$=0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.05	1.0042	1.0043	1.0043	1.0043	1.0044	1.0045	1.0045	1.0046	1.0047	1.0049
0.06	1.0058	1.0058	1.0059	1.0059	1.0060	1.0061	1.0063	1.0064	1.0066	1.0067
0.07	1.0075	1.0075	1.0076	1.0077	1.0078	1.0079	1.0081	1.0083	1.0085	1.0087
0.08	1.0093	1.0093	1.0094	1.0095	1.0097	1.0098	1.0100	1.0103	1.0106	1.0109
0.09	1.0110	1.0111	1.0112	1.0113	1.0115	1.0117	1.0120	1.0123	1.0126	1.0130
0.10	1.0128	1.0129	1.0130	1.0132	1.0134	1.0137	1.0140	1.0144	1.0148	1.0153
0.125	1.0168	1.0170	1.0172	1.0175	1.0178	1.0182	1.0187	1.0193	1.0200	1.0207
0.150	1.0205	1.0206	1.0209	1.0213	1.0218	1.0224	1.0232	1.0240	1.0250	1.0261
0.175	1.0235	1.0237	1.0241	1.0246	1.0253	1.0262	1.0272	1.0283	1.0296	1.0311
0.200	1.0261	1.0264	1.0269	1.0276	1.0285	1.0296	1.0309	1.0324	1.0341	1.0360
0.225	1.0283	1.0286	1.0293	1.0302	1.0313	1.0327	1.0343	1.0362	1.0384	1.0400
0.250	1.0301	1.0306	1.0314	1.0325	1.0339	1.0356	1.0376	1.0400	1.0426	1.0456
0.275	1.0317	1.0323	1.0333	1.0346	1.0363	1.0384	1.0408	1.0437	1.0469	1.0505
0.300	1.0331	1.0338	1.0349	1.0365	1.0385	1.0410	1.0439	1.0473	1.0511	1.0554
0.325	1.0344	1.0352	1.0365	1.0384	1.0408	1.0437	1.0471	1.0511	1.0556	
0.350	1.0356	1.0365	1.0381	1.0402	1.0430	1.0463	1.0503	1.0549	1.0601	
0.375	1.0367	1.0378	1.0395	1.0420	1.0451	1.0490	1.0536	1.0589		
0.400	1.0377	1.0389	1.0409	1.0437	1.0473	1.0517	1.0569	1.0629		
0.45	1.0397	1.0412	1.0437	1.0473	1.0518	1.0574	1.0640			
0.50	1.0416	1.0435	1.0465	1.0510	1.0566	1.0635				
0.55	1.0435	1.0458	1.0495	1.0548	1.0616					
0.60	1.0454	1.0481	1.0526	1.0589	1.0670					
0.65	1.0474	1.0506	1.0559	1.0632	1.0728					
0.70	1.0495	1.0532	1.0593	1.0679	1.0789					
0.75	1.0517	1.0559	1.0629	1.0728						
0.80	1.0540	1.0588	1.0668	1.0780						
0.85	1.0594	1.0618	1.0708	1.0834						
0.90	1.0589	1.0650	1.0751	1.0893						
0.95	1.0616	1.0683	1.0796	1.0954						
1.00	1.0643	1.0718	1.0843	1.1018						

きんつぇる (Kinzer) ハ亜鉛製ノ尖頂完溢堰ヲ用ヒ、瀑背ニ通氣ヲ良クシ、b=1.377 米、B=0.2; 0.4; 0.6; 0.8 及 1.0 米、H=0.044 乃至 0.246 米、堰ノ上 1 米ノ所ニ於テ實驗シタ結果 u=0.012 乃至 0.237 米

$$\left.\begin{aligned} Q &= \frac{2}{3}\mu B\left(H+\frac{u^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}\sqrt{2g} \\ u &= \frac{Q}{bH_1} \\ \mu &= 0.6513+0.0135\frac{B}{b}-0.1166\frac{H}{H_1} \end{aligned}\right\} \qquad [73]$$

ナルコトヲ見出シタ。

概シテ諸公式ハ其ノ實驗ヲ行ツテ導出シタ配置ヲ知ツテ其ノ狀態ニ應ジタモノニ之ヲ應用スルノデナケレバ不可デアル。例ヘバ瀑背ノ通氣ノ良否ハ係數ニ 15% カラノ差異ヲ生ズルノヲ見テ其ノ大體ヲ推スコトガ出來ル。

ばざん (Bazin) ハ尖頂良通氣ノ**抑制堰**即チ側面收縮ノナキモノニ於テ、B=2.10 米、0.1<H<0.6 米ノ場合ニ次ノ値ヲ得タ。

$$\mu=\left(0.608+\frac{0.005}{H}\right)\left[1+0.55\left(\frac{H}{H_1}\right)^2\right] \qquad [74]$$

ふれっせハ尖頂良通氣 B>H、0.5<B<5.5 米、0.1<H<0.6 米、堰ノ上 5 米デ高サヲ測リ

$$\mu=\left(0.615+\frac{0.0021}{H}\right)\left[1+0.55\left(\frac{H}{H_1}\right)^2\right] \qquad [75]$$

ヲ得タ。

はんぜん (Hansen) ハ 1.5 粍ノ尖頂良通氣ノ堰ヲ用ヒテ、堰ノ高サ w=0.514 米、B=1.08 米、H=82 乃至 291 粍デ

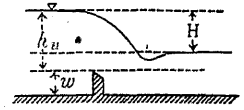
$$\mu=\frac{0.6169}{1-0.35815\sqrt{H^3}} \qquad [76]$$

れーぼっく（Rehbock）ハ尖頂ノ抑制堰ニ於テ $0.02 < H < w > 0.1$ 米ヲ用ヒテ

$$\mu = \left[0.609 + \frac{1}{1{,}000H - 3} + \frac{1}{B \times \frac{w+0.01}{H} - 2}\right] \qquad [77]$$

ヲ得タ。

116. 不完溢堰ノ流量　不完溢堰又ハ潜堰ニ於テ（第二百三十二圖）、B ヲ幅トスレバ流量 Q ハ

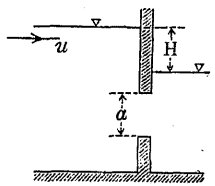


第二百三十二圖　不完溢堰

$$\left.\begin{aligned} Q &= \frac{2}{3}\mu_1 B\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} + \mu_2 B(h_u - H)\sqrt{2g}H \\ \frac{2}{3}\mu_1 &= 0.42; \qquad \mu_2 = 0.53 \end{aligned}\right\} \qquad [78]$$

例 9.　槽孔ガ全然下水位ノ上及下ニ在ル場合アリ、其ノ一部ハ下水位ノ上ニ他ノ一部ハ下ニ在ル場合ニ論及シ、潜堰ノ流量公式ヲ見出セ。

第二百三十三圖ニ示シタ様ニ、$a \times B = F$ ナル孔口ガ下水位ノ下ニ在ル時、接近流速ヲ $u, \zeta\frac{u^2}{2g} = k$ トスレバ、孔口ノ流速 v ハ



第二百三十三圖　孔　口

(1)　　$v = \mu\sqrt{2g(H+k)}$

デ、幅ヲ B トスレバ、流量ハ $dQ = vdF$ カラ

(2)　　$dQ = \mu B\sqrt{2g(H+k)}dH$

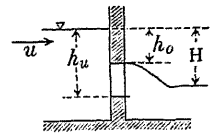
(2) ヲ積分スレバ

$$Q = \frac{2}{3}\mu B\sqrt{2g}[(H+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] \qquad [79]$$

矩形孔口ノ上縁ノ深サヲ H_1, 下縁ノ深サヲ H_2 トスレバ孔口ガ全然下水位ノ上ニ在ル時ニハ

$$Q = \frac{2}{3}\mu B\sqrt{2g}\left[(H_2+k)^{\frac{3}{2}} - (H_1+k)^{\frac{3}{2}}\right] \qquad [80]$$

矩形孔口ガ一部下水位ノ上ニ、他ノ一部ガ下水位ノ下ニ在ル時ハ、前ノ二ノ場合ヲ組合セタモノデアルカラ、第二百三十四圖ニ依リ



第二百三十四圖　孔　口

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 B\sqrt{2g}\left[(H+k)^{\frac{3}{2}} - (h_0+k)^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 B\sqrt{2g}(h_u - H)\sqrt{H+k} \qquad [81]$$

[81] ニ於テ $h_0 = 0$ トナレバ、不完溢堰又ハ床閾トナル。即チ第二百三十二圖ニ於テ

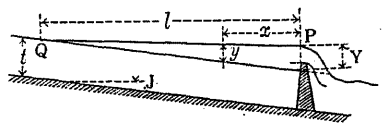
$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 B\sqrt{2g}\left[(H+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 B\sqrt{2g}(h_u - H)\sqrt{H+k} \qquad [82]$$

若シ $\frac{2}{3}\mu_1 = 0{,}42$; $\mu_2 = 0{,}53$ トセバ [176] ハ

$$Q = 1{,}86B\left[(H+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + 2{,}35B(h_u - H)\sqrt{H+k} \qquad [82']$$

第三節　堰水曲線

117. 堰水曲線ノ性質　定堰ト動堰トヲ問ハズ、勾配アル水路ヲ横ツテ堰ヲ設ケル時ハ（第二百三十五圖）湛ヘラレタ水ハ舊來ノ水位ヨリモ高クナリ、茲ニ**堰水曲線**ヲ爲シテ上流若干ノ距離ニ至ルマデ水位ガ高マル。



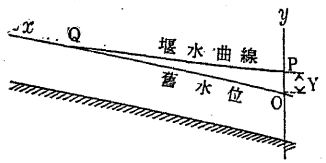
第二百三十五圖　堰水曲線

但シ此ノ曲線ハ理論上漸近線ヲ爲シテ舊水位ニ接觸シテ居ルモノデアルケレドモ、實際上ハ相當ノ距離ニ於テ盡キテ居ル。此ノ點ヲ**堰水限**ト云ヒ、其ノ距離ヲ**堰水距離**、**堰**ニ於ケル舊水位ヨリノ高サ Y ヲ**堰水高**ト云フ。堰水曲線ノ計算ハ皆或ル種ノ假定ヲ基礎トシテ居ルカラ嚴格ナル意味ニ於テハ多少

精確ヲ缺イテ居ル。殊ニ堰ノ前身ニ接シタ水路底ニハ漸次土砂ガ沈澱シテ水深ガ減ジテ來ル爲ニ、推論ノ基礎ハ益確實ヲ缺クニ至ルノデアル。

堰水曲線ノ計算ニハ拋線式、りゥるまん式、ぐらすほーふ及ぶれっせ式及とるくみっと式ナドガアル。

118. 拋線式堰水曲線　堰水曲線ヲ一ノ拋線ト假定シ、舊水位ト堰頂ノ後緣ニ於ケル垂直線トノ交點 O（第二百三十六圖）ヲ基點トシ、舊水位ヲ x 軸、垂線ヲ y 軸トスル。今堰水高ヲ Y トスレバ、一般ニ



第二百三十六圖　同

$$y = A+Bx+Cx^2 \tag{1}$$

ヲ拋線等式トスレバ、$x=0$ ノトキ

$$y = A = Y \tag{2}$$

又 $\frac{dy}{dx}=B+2Cx$. P ニ於テ拋線ハ地平ヲ爲スカラ、

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} = -J = B \tag{3}$$

堰水限 Q ニ於テ $\frac{dy}{dx}=0$, 卽チ

$$B+2Cx = 0 \tag{4}$$

又 Q ニ於テハ

$$y = A+Bx+Cx^2 = 0 \tag{5}$$

(4) ト (5) カラ

$$x = -\frac{2A}{B} = \frac{2Y}{J} \tag{6}$$

然ルニ (4) カラ

$$C = -\frac{B}{2x} = \frac{J^2}{4Y} \tag{7}$$

故ニ求メル拋線ハ

$$y = Y-Jx+\frac{J^2}{4Y}x^2 \tag{83}$$

ヲ以テ表ハスコトガ出來ル。

堰水距離ヲ l トスレバ、$x=l$ ノ時 $y=0$ トナル。卽チ [83] カラ

$$\frac{J^2}{4Y}l^2-Jl+Y = 0 \tag{8}$$

(8) カラ

$$l = \frac{2Y}{J} \tag{84}$$

拋線式堰水曲線ハ一種ノ近似ニ過ギナイ。

119. 不齊流ヨリ堰水曲線　河海工學第三編第五章 111 ニ述ベタ不齊流ノ理カラ堰水曲線ヲ知ルコトガ出來ル。今 dl ナル短距離ノ間ニ不齊流デ而カモ定流ガ現ハレテ居ル場合ニ高サノ差ガ $d\eta$、平均流速ガ u デ、其ノ差ガ du, 平均斷面積ガ F, 平均潤周ガ p デアルトスレバ、其ノ微分等式ハ

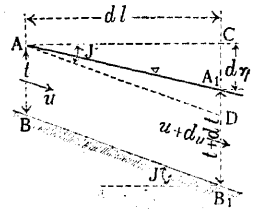
$$d\eta = \chi\frac{udu}{g}+\zeta\frac{p}{F}\frac{u^2}{2g}dl \tag{85}$$

玆ニ $\chi=1.1$、ζ ハ抵抗係數ヲ表ハシ、平均 $\zeta=0.0075$、若シ又 2 點ノ地平距離ガ l デ、其ノ流速ガ夫々 u_0, u_1 ナレバ水面ノ高サノ差 η ハ

$$\eta = \chi\frac{(u_1^2-u_0^2)}{2g}+\int_0^l\zeta\frac{u^2}{2g}\frac{p}{F}dl \tag{86}$$

デアル。

第二百三十七圖ニ於テ BB_1 ハ壕形水路ノ底、傾斜ヲ J, AA_1 ハ不齊流ノ水面、$AB=t$、$A_1B_1=t+dt$、AC ヲ地平、AD ヲ BB_1 ニ平行トシ、AB 及 A_1B_1 ノ距離ヲ dl トスレバ、$CD=Jdl$ デア



第二百三十七圖　同

ル。又 $CA_1=d\eta$ トスレバ $d\eta=CD-A_1D$, $A_1D=dt$ デ

$$d\eta = Jdl-dt \tag{1}$$

定流ナルガ故ニ勿論流量 Q ハ一定デ、一般ニ F ヲ斷面積、u ヲ流速トスレバ、$Q=Fu$=一定デアル。之ヲ微分スレバ

$$Fdu+udF = 0 \tag{2}$$

從ツテ

$$du = -\frac{uadF}{F} \tag{3}$$

w ヲ水路ノ幅トスレバ、$dF=wdt$ デアルカラ、(3) ハ

$$du = -\frac{uwdt}{F} \tag{4}$$

(1) 及 (4) ヲ [85] ニ代入スレバ

$$Jdl-dt = -\chi\frac{u^2}{g}\frac{w}{F}dt+\zeta\frac{p}{F}\frac{u^2}{2g}dl \tag{5}$$

或ハ

$$\frac{dt}{dl} = \frac{J-\zeta\frac{p}{F}\frac{u^2}{2g}}{1-\chi\frac{u^2}{g}\frac{w}{F}} \qquad [87]$$

今假リニ矩形水路ヲ取レバ $F=wt$, 若シ水路ノ幅ガ t ニ比シテ非常ニ廣ケレバ $\frac{F}{p}\fallingdotseq\frac{wt}{w}$ デアルカラ、[87] ハ

$$\frac{dt}{dl} = J\frac{1-\zeta\frac{u^2}{2g}\frac{1}{Jt}}{1-\chi\frac{u^2}{gt}} \qquad [88]$$

トナル。

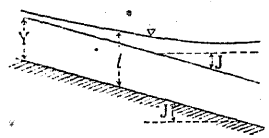
水深ガ漸次增加スル場合ハ $\frac{dt}{dl}$ ガ正號デ、其ノ漸次減少シツヽアルモノハ

$\frac{dt}{dl}$ ガ負號デアル。然シ水深ガ一定ナレバ $\frac{dt}{dl}=0$ トナル。例ヘバ [87] 式ノ分子ガ零ニ等シケレバ $J-\zeta\frac{p}{F}\frac{u^2}{2g}=0$ デ、$\zeta\frac{u^2}{2g}=\frac{F}{p}J=RJ$ トナル。是レ齊流ノ公式トシテ普通ニ知ラレテ居ルモノデアル。

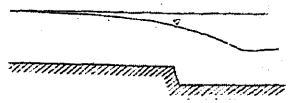
$\frac{1-\zeta\frac{u^2}{2g}\frac{1}{Jt}}{1-\chi\frac{u^2}{gt}}$ ニ於テ $1-\zeta\frac{u^2}{2g}\frac{1}{JT}=0$ ナラバ $T=\zeta\frac{u^2}{2gJ}$ トナリ、齊流ヲ表ハス。故ニ深サト分子又ハ分母ノ關係ヲ示セバ次ノ如クデアル。

深 t	0	T	$>T$	∞
分子	$-\infty$	0	>0	1
深 t	0	$\frac{u^2}{g}$	$>\frac{u^2}{g}$	∞
分母	$-\infty$	0	>0	1

$t>\frac{u^2}{g}$ 及 $t>T$ 即チ齊流ニ應ズル深サヨリ大ナレバ $\frac{dt}{dl}>0$ デ水路ハ下流ニ進ム程深クナル。從テ上流ニ進ム時ハ t ハ益々 T ニ近ヅキ、水面ハ齊流ノ水面ニ漸近線ヲ爲スノデアル。又 t ガ增ス時ハ分子分母共ニ 1 ニ近ヅキ、$\frac{dt}{dl}$ ノ極限ハ J トナル。此ノ水面ノ曲線ハ言フ迄モナク**堰水曲線**デアル（第二百三十八圖）。



第二百三十八圖　堰水曲線



第二百三十九圖　同

$t<\frac{u^2}{g}$ 及 $t<T$ ナレバ $\frac{dt}{dl}<0$ デ下流ニ進ムト共ニ深サハ減少スル。是レ水底ニ急激ナル落下ナドノアル場合ニ水面ニ見ラルル現象デアル（第二百三十九圖）。

120. りゥるまん式堰水曲線　堰水曲線內ノ或部分ノ水面幅 B ハ其ノ平均ノ幅ヲ用ヒ、水深 t ハ

(1) $$F = Bt = \frac{Q}{\bar{v}} = \frac{Q}{k\sqrt{RJ}}, \qquad R = t$$

カラ

(2) $$t = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{k^2B^2J}}$$

又堰水高 $y < 0.01\,t$ ハ之ヲ省略スル。而シテ x ヲ堰カラノ地平距離、y ヲ其ノ點ニ於ケル堰水高トスレバ、りゝるまん式 (Rühlmann) ニ於テハ

$$\frac{Jx}{t} = \varphi\left(\frac{Y}{t}\right) - \varphi\left(\frac{y}{t}\right) \qquad [89]$$

$x = l$ ナレバ $\varphi\left(\frac{y}{t}\right) = 0{,}0067$, 故ニ堰水距離 l ハ

$$l = \frac{t}{J}\left[\varphi\left(\frac{Y}{t}\right) - 0.0067\right] \qquad [90]$$

第二十一表ハ計算ニ用ヒラレルモノデアル。

第二十一表　りゝるまん式堰水曲線

$\frac{y}{l}$	$\varphi\left(\frac{y}{t}\right)$	Δ	$\frac{y}{t}$	$\varphi\left(\frac{y}{t}\right)$	Δ	$\frac{y}{t}$	$\varphi\left(\frac{y}{t}\right)$	Δ
0.01	0.0067	—	0.15	1.0051	0300	0.29	3243	0189
0.02	2444	0.2377	0.16	0335	0284	0.30	3428	0185
0.03	3863	1419	0.17	0608	0273	0.31	3610	0182
0.04	4889	1026	0.18	0869	0261	0.32	3789	0179
0.05	5701	0812	0.19	1119	0250	0.33	3964	0175
0.06	6376	0675	0.20	1361	0242	0.34	4136	0172
0.07	6958	0582	0.21	1595	0234	0.35	4306	0170
0.08	7482	0524	0.22	1821	0226	0.36	1.4473	0.0167
0.09	7933	0451	0.23	2040	0219	0.37	4638	0165
0.10	8353	0420	0.24	2254	0214	0.38	4801	0163
0.11	8739	0389	0.25	2461	0207	0.39	4962	0161
0.12	9098	0359	0.26	2664	0203	0.40	5119	0157
0.13	9434	0336	0.27	2861	0197	0.41	5275	0156
0.14	9751	0317	0.28	3054	0193	0.42	5430	0155

$\frac{y}{t}$	$\varphi\left(\frac{y}{t}\right)$	Δ	$\frac{y}{t}$	$\varphi\left(\frac{y}{t}\right)$	Δ	$\frac{y}{t}$	$\varphi\left(\frac{y}{t}\right)$	Δ
0.43	5583	0153	0.78	0254	0244	2.00	3594	1041
0.44.	5734	0151	0.80	0495	0241	2.10	4631	1037
0.45	5884	0150	0.82	0735	0240	2.20	5664	1033
0.46	6032	0148	0.84	0975	0240	2.30	6694	1030
0.47	6179	0147	0.86	1213	0238	2.40	7720	1026
0.48	6324	0145	0.88	1449	0236	2.50	8745	1015
0.49	6468	0144	0.90	1683	0234	2.60	9768	1023
0.50	6611	0143	0.92	0.1916	0.0233	2.70	4.0789	1021
0.52	6893	0282	0.94	2148	0232	2.80	1808	1019
0.53	7170	0277	0.96	2380	0232	2.90	2826	1018
0.56	7444	0274	0.98	2611	0231	3.00	3843	1017
0.58	7714	0270	1.00	2839	0228	4.00	5.3958	1.0115
0.60	7980	0266	1.10	3971	1132	5.00	6.4020	1.0062
0.62	8243	0263	1.20	5084	1113	6.00	7.4056	1.0036
0.64	8503	0260	1.30	6179	1095	8.00	9.4097	2.0041
0.66	8759	0259	1.40	7264	1085	10.00	11.412	2.0023
0.68	9014	0255	1	8337	1073	15.00	16.414	5.002
0.70	9266	0252	1.60	9401	1064	20.00	21.415	5.001
0.72	9517	0251	1.70	3.0458	1057	30.00	31.415	10.000
0.74	9765	0248	1.80	1508	1150	50.00	51.416	20.001
0.76	2.0010	0245	1.90	2553	1045	100.00	101.420	50.004

[90] カラ又

$$\varphi\left(\frac{Y}{t}\right) = \frac{Jl}{t} + 0.0067 \qquad [91]$$

堰水距離ヲ制限シタ場合ニ、之ニ應ジテ堰水高ヲ之カラ見出スコトガ出來ル。

ふぁーべる (Faber) ニ從ヒ、[90] ノ括弧内ノ値ヲ $\frac{Y}{t}\eta$ トスレバ

$$l = \frac{Y}{J}\eta = l_0\eta \qquad [92]$$

l_0 ハ靜水堰水距離デアル。次表ハ η ノ値ヲ示ス。

第二十二表 η ノ 値

$\frac{Y}{t}$	η	$\frac{Y}{t}$	η	$\frac{Y}{t}$	η	$\frac{Y}{t}$	η
0.02	13.89	0.3	4.45	1.3	2.01	3.5	1.40
0.03	12.65	0.4	3.76	1.4	1.94	4.0	1.35
0.04	12.06	0.5	3.31	1.5	1.88	5.0	1.28
0.05	11.27	0.6	2.98	1.6	1.83	6.0	1.23
0.06	10.52	0.7	2.74	1.7	1.78	8.0	1.17
0.07	9.84	0.8	2.55	1.8	1.74	10.0	1.14
0.08	9.27	0.9	2.40	1.9	1.69	20.0	1.07
0.09	8.74	1.0	2.28	2.0	1.66	50.0	1.03
0.10	8.29	1.1	2.17	2.5	1.55		
0.2	5.65	1.2	2.08	3.0	1.46		

例 10. 改修シタ齊一ナ河川ノ $t=0.8$ 米、$Y=1.9$ 米、$J=1/2,500$ ナルガアル。堰水距離 l ノ長サ及 $x=2,500$ 米ノ時堰水高 y ヲ求メル。

茲ニ

$$\frac{Y}{t}=\frac{1.9}{0.8}=2.375$$

$$\frac{t}{J}=0.8\times 2,500=2,000$$

第二十一表カラ

$$\varphi(2.375)=3.7464$$

故ニ [90] カラ

$$l=(3.7464-0.0067)\times 2,000=7,479\text{ 米}$$

次ニ

$$\frac{Jx}{t}=\frac{1}{2,500}\times 2,500\times\frac{1}{0.8}=1,250$$

$$1,250=\varphi(2.375)-\varphi\left(\frac{y}{0.8}\right)$$

$$=3.7464-\varphi\left(\frac{y}{0.8}\right)$$

故ニ

$$\varphi\left(\frac{y}{0.8}\right)=2.4964$$

第二十一表カラ

$$\frac{y}{0.8}=1.189$$

故ニ

$$y=0.95\text{ 米}$$

第二十一表カラ $l=7,479$ 米ヲ得ルガ、抛線式ヲ用ヒレバ $l=2\times 1.9\times 2,500=9,500$ 米トナル。是レ恰モ 21% 許リ大デアル。

121. ぐらすほーふ及ぶれっせ式堰水曲線 ぐらすほーふ (Grashof) ハ堰水高 y ニ對スル距離 x ヲ求メタ。之ガ爲ニ水路幅 B ハ水深ヨリモ甚ダ大デ、斷面ノ潤周ハ殆ド B ニ等シク、且ツ水理均深 R ハ t ニ等シキモノト假定シテアル。又兩岸ハ垂直デ水ヲ堰止メテモ水路ノ幅ハ變化セヌ。

近似等式ハ

$$x=\frac{1}{J}\left[Y-y+\left(t-\frac{v^2}{g}\right)(\psi-\Phi)\right] \qquad [93]$$

初メ $t-\frac{v^2}{g}$ ヲ定メ、次ニ第二十三表カラ $\frac{1}{S}=\frac{t}{t+Y}$ ヲ以テ Ψ ヲ、$\frac{1}{s}=\frac{t}{t+y}$ ヲ以テ ψ ヲ定メル。

精密ナル等式ハ

$$x=\frac{1}{J}\left[Y-y+\left(ct-\frac{v^2}{c^2g}\right)(\psi'-\Psi')\right]$$

茲ニ

第二十三表　ぐらすほーふノ φ ノ値

$\frac{1}{s}$	φ	Δ	$\frac{1}{s}$	φ	Δ	$\frac{1}{s}$	φ	Δ	$\frac{1}{s}$	φ	Δ
0.999	2.1834	---	0.944	0.8418	1.0121	0.800	0.4198	0.0083	0.48	0.1207	0.0055
0.998	1.9523	2.2311	0.942	0.8301	0117	0.795	0.4117	0081	0.47	0.1154	0053
0.997	1.8172	1359	0.940	0.8188	0113	0.790	0.4039	0078	0.46	0.1102	0052
0.996	1.7213	0959	0.938	0.8079	0109	0.785	0.3962	0077	0.45	0.1052	0050
0.995	1.6469	0744	0.936	0.7973	0106	0.780	0.3886	0076	0.44	0.1003	0049
0.994	1.5861	0608	0.934	0.7871	0102	0.775	0.3813	0073	0.43	0.0955	0048
0.993	1.5348	0513	0.932	0.7772	0099	0.770	0.3741	0072	0.42	0.0909	0046
0.992	1.4902	0446	0.930	0.7675	0097	0.765	0.3671	0070	0.41	0.0865	0044
0.991	1.4510	0392	0.928	0.7581	0094	0.760	0.3603	0068	0.40	0.0821	0044
0.990	1.4159	0351	0.926	0.7490	0090	0.755	0.3536	0067	0.39	0.0779	0042
0.989	1.3841	0318	0.924	0.7401	0089	0.750	0.3470	0066	0.38	0.0738	0041
0.988	1.3551	0290	0.922	0.7315	0086	0.745	0.3406	0064	0.37	0.0699	0039
0.987	1.3284	0267	0.920	0.7331	0084	0.740	0.3343	0063	0.36	0.0660	0039
0.986	1.3037	0247	0.918	0.7149	0082	0.735	0.3282	0061	0.35	0.0623	0037
0.985	1.2807	0230	0.916	0.7069	0080	0.730	0.3221	0061	0.34	0.0587	0036
0.984	1.2592	0215	0.914	0.6990	0079	0.725	0.3162	0059	0.33	0.0553	0034
0.983	1.2390	0202	0.912	0.6914	0076	0.720	0.3104	0058	0.32	0.0519	0034
0.982	1.2199	0191	0.910	0.6839	0075	0.715	0.3047	0057	0.31	0.0486	0033
0.981	1.2019	0180	0.908	0.6766	0073	0.710	0.2991	0056	0.30	0.0455	0031
0.980	1.1848	0171	0.906	0.6695	0071	0.705	0.2937	0054	0.29	0.0425	0030
0.979	1.1686	0162	0.904	0.6625	0070	0.70	0.2883	0054	0.28	0.0395	0030
0.978	1.1531	0155	0.902	0.6556	0069	0.69	0.2778	0105	0.27	0.0367	0028
0.977	1.1383	0148	0.900	0.6489	0067	0.68	0.2677	0101	0.26	0.0340	0027
0.976	1.1241	0142	0.895	0.6327	0052	0.67	0.2580	0097	0.25	0.0314	0026
0.975	1.1105	0136	0.890	0.6173	0154	0.66	0.2486	0094	0.24	0.0290	0024
0.974	1.0974	0131	0.885	0.6025	0148	0.65	0.2395	0091	0.23	0.0266	0024
0.973	1.0848	0126	0.880	0.5884	0141	0.64	0.2306	0089	0.22	0.0243	0023
0.972	1.0727	0121	0.875	0.5749	0135	0.63	0.2221	0085	0.21	0.0221	0022
0.971	1.0610	0117	0.870	0.5619	0130	0.62	0.2138	0083	0.20	0.0201	0020
0.970	1.0497	0113	0.865	0.5494	0125	0.61	0.2058	0080	0.19	0.0181	0020
0.968	1.0282	0215	0.860	0.5374	0120	0.60	0.1950	0078	0.18	0.0162	0019
0.966	1.0080	0202	0.855	0.5258	0116	0.59	0.1905	0075	0.17	0.0145	0017
0.964	0.9890	0190	0.850	0.5146	0112	0.58	0.1832	0073	0.16	0.0128	0017
0.962	0.9709	0181	0.845	0.5037	0109	0.57	0.1761	0071	0.15	0.0113	0015
0.960	0.9539	0170	0.840	0.4932	0105	0.56	0.1692	0069	0.14	0.0196	0014
0.958	0.9376	0163	0.835	0.4831	0101	0.55	0.1625	0067	0.13	0.0085	0013
0.956	0.9221	0155	0.830	0.4733	0098	0.54	0.1560	0065	0.12	0.0072	0013
0.954	0.9073	0148	0.825	0.4637	0096	0.53	0.1497	0063	0.11	0.0061	0011
0.952	0.8931	0142	0.820	0.4544	0093	0.52	0.1435	0062	0.10	0.0050	0011
0.950	0.8795	0136	0.815	0.4454	0090	0.51	0.1376	0059	0.09	0.0041	0009
0.948	0.8665	0130	0.810	0.4367	0087	0.50	0.1318	0058	0.08	0.0032	0009
0.946	0.8539	0126	0.805	0.4281	0086	0.49	0.1262	0056	0.07	0.0025	0007

$$\left.\begin{aligned} k_0 &= \frac{v}{\sqrt{Jt}} \\ m &= 23+\frac{0.00155}{J} \\ \frac{1}{n} &= \frac{k_0-m}{2}+\sqrt{\left(\frac{k_0-m}{2}\right)^2+\frac{mk_0}{\sqrt{t}}} \end{aligned}\right\} \qquad [94]$$

與ヘラレタ y カラ

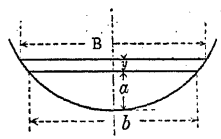
(1)
$$\left\{\begin{aligned} y_1 &= \frac{y+\mathrm{Y}}{2} \\ s_1 &= \frac{y_1+t}{2} \end{aligned}\right.$$

之カラ

(2)
$$k = \frac{1}{n}\frac{\frac{1}{n}+23+\frac{0.00155}{\mathrm{J}}s_1^3}{\frac{1}{n}+\left(23+\frac{0.00155}{\mathrm{J}}s_1^3\right)\frac{1}{\sqrt{y_1+t}}}$$

且ツ $c=\left(\frac{k_0}{k}\right)^{2/3}$ カラ $\left(ct-\frac{v^2}{c^2g}\right)$ ハ定マル。又第二十三表カラ $\frac{1}{\mathrm{S}_1}=\frac{ct}{\mathrm{Y}+t}$, $\frac{1}{s_1}=\frac{ct}{y+t}$ カラ Ψ' 及 φ' ヲ知リ、$\varphi'-\Psi'$ 及 $\left(ct-\frac{v^2}{c^2y}\right)(\varphi'-\Psi')$ ヲ得、之ニ Y−y ヲ加ヘレバ Jx トナル。之ヨリ x ハ知ラレル譯デアル。

122. とるくみっと式堰水曲線　りゝーるまん、ぐらすほーふ及ぶれっせハ河ノ斷面ヲ一個矩形ノモノト假定シテアルガ、とるくみっと (Tolkmitt) ハ之ヲ拋線形ノモノトシタ。今堰ヲ用ヒズ天然放流ノ水路ヲ拋線形ノ斷面ヲ有スルモノトシ、其ノ水面幅ヲ b、最大水深ヲ a、其ノ斷面積ヲ F_0 トセバ



第二百四十圖
水路横斷面

(1)
$$\mathrm{F}_0 = \frac{2}{3}ba$$

又ハ

$$a = \frac{3}{2}\frac{F_0}{b} \tag{2}$$

抛線形ノ基數ヲ P トセバ

$$b = 2\sqrt{Pa} \tag{3}$$

普通ノ河川ニ於テハ、潤周 p_0 ハ殆ド其ノ水面幅 b ニ等シイモノト考ヘルコトガ出來ル。從ツテ $\frac{F_0}{p_0}=\frac{2}{3}a$ デ、(1) ト合セテ

$$\frac{F_0^3}{p_0} = \frac{32}{27}Pa^4 \tag{4}$$

同樣ニ堰水高ガ y ナル部分ノ水面幅ガ B, 潤周ガ p ナラバ、水深ハ $a+y$ デ、一般ニ

$$\frac{F^3}{p} = \frac{32}{27}P(a+y)^4 \tag{5}$$

又定變流ノ場合ニ（第三編第五章 111 及 [101] 參照）

$$\eta = \chi\left(\frac{{u_1}^2-{u_0}^2}{2g}\right)+\int_0^l \zeta\frac{u^2}{2g}\frac{p}{F}dx \tag{6}$$

$\frac{Q}{F}=u$, $\frac{\zeta}{2g}=\frac{1}{c^2}$ トシ、且ツ η ノ代ニ Δy ヲ、dx ノ代ニ Δx ヲ用ヒレバ、(6) ノ第一項ハ之ヲ省略シ、

$$\Delta y = \left(\frac{Q}{c}\right)^2\frac{p}{F^3}\Delta x \tag{7}$$

堰水曲線ノ任意ノ 1 點ニ於ケル水面勾配ヲ α トスレバ勿論 $\alpha=\frac{\Delta y}{\Delta x}$ デアルカラ、(5) 及 (7) カラ

$$\alpha = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2\frac{1}{P(a+y)^4} \tag{8}$$

$y=0$ ナラバ $\alpha=J$ トナリ、

$$J = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2\frac{1}{Pa^4} \tag{9}$$

(8) 及 (9) カラ

$$\alpha = J\left(\frac{a}{a+y}\right)^4 \tag{95}$$

例 11. 勾配 J=0.0005 ナル規則正シキ河ノ一點ニ於テ斷面積 28 方米、水面幅 30 米トスレバ、堰ヲ設ケテ $y=1.0$ 米ナル所ノ勾配ヲ求メル。

故ニ 122 (2) カラ

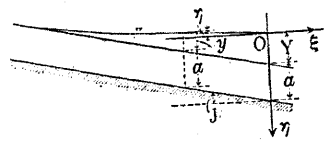
$$a = \frac{3}{2}\frac{28}{30} = 1.40\text{米}$$

故ニ

$$\alpha = 0.0005\left(\frac{1.40}{1.40+1.00}\right)^4 = 0.000\,058$$

$$= 58\text{耗/粁}$$

今基點ヲ堰頂ノ堰水上ニ置キ、縱橫兩軸ヲ第二百四十一圖ノ如ク ξ ヲ下流ニ η ヲ下方ニ向テ正トスレバ $-\xi$ ナル距離ヲ隔テタ點ノ水面ノ高差 $-\eta$ ハ



第二百四十一圖 堰水曲線

$$-\eta = Y+a-(J\xi+y+a) \tag{10}$$

ナル關係ガアル。故ニ (10) ヲ微分スレバ、Y ハ定數デ、且ツ $\alpha=\frac{d\eta}{d\xi}$ デアルカラ

$$dy = Jd\xi-d\eta = (J-\alpha)d\xi \tag{11}$$

(11) 及 [95] カラ

$$dy = J\left\{\left(1-\frac{a}{a+y}\right)^4\right\}d\xi \tag{12}$$

或ハ

(13) $$Jd\xi = dy\left\{1+\frac{a^4}{(a+y)^4-a^4}\right\}$$

$$= dy\left[1-\frac{a}{4}\left\{\frac{1}{y+2a}-\frac{1}{y}+\frac{2a}{(y+a)^2+a^2}\right\}\right]$$

(13) ヲ積分スレバ

(14) $$J\xi = C+y-a\left[\frac{1}{4}\log\left(1+\frac{2a}{y}\right)+\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(1+\frac{y}{a}\right)\right]$$

$y=Y$ ナラバ $\xi=0$ デアル。從ツテ (14) カラ

(15) $$C = -Y+a\left[\frac{1}{4}\log\left(1+\frac{2a}{Y}\right)+\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(1+\frac{Y}{a}\right)\right]$$

故ニ

$$J\xi = a\left[\frac{a+y}{a}\right]-a\left[\frac{1}{4}\log\left(1+\frac{2a}{y}\right)+\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(1+\frac{y}{a}\right)\right]$$

$$-a\left[\frac{a+Y}{a}\right]+a\left[\frac{1}{4}\log\left(1+\frac{2a}{Y}\right)+\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(1+\frac{Y}{a}\right)\right] \quad [96]$$

今

(16) $$F\left(\frac{a+y}{a}\right) = \frac{a+y}{a}-\frac{1}{4}\log\left(1+\frac{2a}{y}\right)$$

$$-\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(1+\frac{y}{a}\right)+\frac{\pi}{4} \quad [97]$$

トスレバ [96] ハ

$$J\xi = a\left[F\left(\frac{a+y}{a}\right)-F\left(\frac{a+Y}{a}\right)\right] \quad [98]$$

次表ハ $F\left(\frac{a+y}{a}\right)$ ノ値ヲ示シタモノデアル。

又堰水高 y_0 及 y_1 ナル2點間ノ堰水距離 $l_{(y_0,y_1)}$ ハ

$$l_{(y_0,y_1)} = \frac{a}{J}\left[F\left(\frac{a+y_0}{a}\right)-F\left(\frac{a+y_1}{a}\right)\right] \quad [99]$$

堰水高 Y ナル場合ノ全堰水距離ヲ l トセバ

$$l = \frac{a}{J}F\left(\frac{a+Y}{a}\right) \quad [100]$$

第二十四表 $F\left(\frac{a+y}{a}\right)$ ノ値

$\frac{a+y}{a}$	$F\left(\frac{a+y}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+y}{a}$	$F\left(\frac{a+y}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+y}{a}$	$F\left(\frac{a+y}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+y}{a}$	$F\left(\frac{a+y}{a}\right)$	Δ
1.00	− ∞	—	1.16	0.865	0.023	1.37	1.221	0.014	11.90	1.850	0.055
1.005	− 0.102	—	1.17	0.887	022	1.38	1.235	014	1.93	1.904	054
1.01	+ 0.074	1.076	1.18	0.908	021	1.39	1.249	014	2.00	1.957	053
1.015	0.179	0.105	1.19	0.928	020	1.40	1.262	013	2.1	2.063	106
1.02	0.254	075	1.20	0.948	020	1.41	1.276	014	2.2	2.168	105
1.025	0.313	059	1.21	0.967	019	1.42	1.289	013	2.3	2.272	104
1.03	0.362	049	1.22	0.985	018	1.43	1.302	013	2.4	2.376	104
1.035	0.403	041	1.23	1.003	018	1.44	1.315	013	2.5	2.478	102
1.04	0.440	037	1.24	1.021	018	1.45	1.328	013	2.6	2.581	103
1.045	0.473	033	1.25	1.038	017	1.46	1.341	013	2.7	2.683	102
1.05	0.502	029	1.26	1.055	017	1.47	1.354	013	2.8	2.785	102
1.06	0.554	052	1.27	1.071	016	1.48	1.367	013	2.9	2.886	101
1.07	0.599	045	1.28	1.087	016	1.49	1.379	012	3.0	2.988	102
1.08	0.639	040	1.29	1.103	016	1.50	1.392	013	3.5	3.492	504
1.09	0.675	036	1.30	1.119	016	1.55	1.453	061	4.0	3.995	503
1.10	0.708	033	1.31	1.134	015	1.60	1.513	060	4.5	4.496	501
1.11	0.738	030	1.32	1.149	015	1.65	1.571	058	5.0	4.997	501
1.12	0.766	028	1.33	1.164	015	1.70	1.628	057	6.0	5.998	1.001
1.13	0.793	027	1.34	1.178	014	1.75	1.685	057	8.0	7.999	2.001
1.14	0.818	025	1.35	1.193	014	1.80	1.740	055	9.0	10.000	2.000
1.15	0.842	024	1.36	1.207	014	1.85	1.795	055	∞	∞	∞

例 12. $J=0.0005$、$F=28$ 方米、$B=30$ 米ナル河川ニ堰ヲ設ケテ堰頂ニ於ケル堰水高ガ 2.20 米ナル時、堰水高 0.05 米ナル處マデノ距離如何

玆ニ $a=\frac{3}{2}\cdot\frac{28}{30}=1.40$ 米。堰ノ處デハ $a+y_0=1.40+2.20=3.60$ 米、從ツテ $\frac{a+y_0}{a}=\frac{3.60}{1.40}=2.57$

第二十四表カラ挿入法ヲ用ヒテ

$$F(2.57) = 2.550$$

故ニ堰水距離ハ

$$l = \frac{1.40}{0.0005} \times 2.550 = 7{,}150 \text{ 米}$$

又 $\frac{1.40+0.05}{1.40} = 1.035$ カラ

$$F(1.035) = 0.403$$

故ニ $y_1 = 0.05$ 米ニハ

$$l_{(2.20-0.05)} = \frac{1.40}{0.0005}(2.550-0.403)$$

$$\fallingdotseq 6{,}000 \text{ 米}$$

例 13. **例 12** ニ於テ堰ノ上 4 粁ノ處ニ堰水高 0.30 米ヲ得ルニハ堰頂ニ於ケル堰水高ヲ求メル。

$$l_{(Y-0.30)} = 4{,}000 \text{ 米}, \qquad y_1 = 0.30 \text{ 米}$$

$$\frac{a+y_1}{a} = \frac{1.40+0.30}{1.40} = 1.214, \qquad F(1.214) = 0.974$$

故ニ Y ヲ堰頂ニ於ケル堰水高トスレバ

$$F\left(\frac{a+Y}{a}\right) = \frac{0.0005 \times 4{,}000}{1.40} \times 0.974 = 2.403 = F(2.43).$$

從ツテ

$$\frac{a+Y}{a} = 2.43$$

$$Y = 2.43 \times 1.40 - 1.40 = 2.00 \text{ 米}$$

堰水高 y ヤ $\frac{y}{a}$ ガ非常ニ小イ分數ナラバ前表ヲ用ヒルノハ不便デアル。(12) ハ次ノ如ク言表ハスコトガ出來ル。

(16) $$\Delta y = J\Delta x \frac{(a+y)^4-a^4}{(a+y)^4}$$

然ルニ (16) ノ右節ノ分數ヲ展開スレバ

(17)
$$\begin{cases} \dfrac{(a+y)^4-a^4}{(a+y)^4} = \dfrac{\left(1+\frac{y}{a}\right)^4-1}{\left(1+\frac{y}{a}\right)^4} \\ = \left(1+4\dfrac{y}{a}+\dfrac{4\cdot3}{1\cdot2}\dfrac{y^2}{a^2}+\dfrac{4\cdot3\cdot2}{1\cdot3\cdot3}\dfrac{y^3}{a^3}+\cdots\cdots-1\right)\times \\ \left(1-4\dfrac{y}{a}+\dfrac{4\cdot5}{1\cdot2}\dfrac{y^2}{a^2}-\dfrac{4\cdot5\cdot6}{1\cdot2\cdot3}\dfrac{y^3}{a^3}+\cdots\right) \\ = 4\dfrac{y}{a}-10\left(\dfrac{y}{a}\right)^2+20\left(\dfrac{y}{a}\right)^3-35\left(\dfrac{y}{a}\right)^4+\cdots \end{cases}$$

故ニ

$$\Delta y = J\Delta x\left[4\frac{y}{a}-10\left(\frac{y}{a}\right)^2+20\left(\frac{y}{a}\right)^3-35\left(\frac{y}{a}\right)^4+\cdots\right] \quad [101]$$

例 14. $J = 0.00026$ 及 $a = 2.0$ 米ナル水路ノ 1 點ニ於テ堰水高 $y = 0.04$ 米ナラバ Δy ト Δx トノ關係ヲ求メル。

$$\frac{y}{a} = \frac{0.04}{2.0} = 0.02$$

[101] カラ

$$\Delta y = 0.00026 \times \Delta x[0.080-0.004+0.00015]$$

$$= \frac{\Delta x}{1{,}000} \times 0.0198$$

前ノ推論ハ (6) ノ第一項ヲ省略シテアルケレドモ、若シ之ヲ省略セヌトキハ不齊流ノ微分等式ニ遡リ

(18) $$d\eta = \chi\frac{udu}{g}+\zeta\frac{\eta^2}{2g}\frac{p}{F}d\xi$$

從ツテ $\frac{\zeta}{2g} = \frac{1}{c^2}$ トスレバ

(19) $$\frac{d\eta}{d\xi}=\left(\frac{u}{c}\right)^2\frac{p}{\mathrm{F}}+\frac{u}{g}\frac{du}{d\xi}$$

$\frac{d\eta}{d\xi}=\alpha$ ハ堰水曲線1點ノ水面勾配デ、$\left(\frac{u}{c}\right)^2\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{F}}$ ハ [95] カラ $\mathrm{J}\left(\frac{a}{a+y}\right)^4$ ニ等シイカラ、(19) ハ

$$\alpha=\mathrm{J}\left(\frac{a}{a+y}\right)^4+\frac{u}{g}\frac{du}{d\xi} \qquad [102]$$

(1) 及 (3) ノ a ノ代リニ $a+y$ ヲ用ヒレバ斷面積 F ハ

(20) $$\mathrm{F}=\frac{4}{3}\sqrt{\mathrm{P}(a+y)^3}$$

然ルニ流量 Q ハ堰止メタ前ノ斷面積 F_0 及平均流速 u_0 ノ積ニ等シク、堰止メタ後モ變化ハナイ。又均深 R ハ $\mathrm{R}=\frac{\mathrm{F}_0}{p_0}=\frac{\frac{2}{3}ab}{b}=\frac{2}{3}a$ デ、$u_0=c\sqrt{\mathrm{RJ}}=c\sqrt{\frac{2}{3}a\mathrm{J}}$. 故ニ

(21) $$\begin{cases}\mathrm{Q}=\frac{4}{3}\sqrt{\mathrm{P}a^3}\,c\sqrt{\frac{2}{3}a\mathrm{J}}\\ \quad=a^2c\sqrt{\frac{32}{27}\mathrm{PJ}}\end{cases}$$

一般ニ $u=\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{F}}$ デアルカラ、(20) 及 (21) カラ

(22) $$u^2=\frac{2}{3}\frac{a^4c^2\mathrm{J}}{(a+y)^3}$$

c ヲ一定トスレバ (22) ヲ微分シテ

(23) $$udu=-\frac{a^4c^2\mathrm{J}}{(a+y)^4}dy$$

故ニ [102] ハ

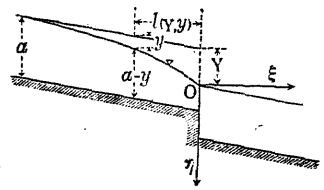
(24) $$\alpha=\mathrm{J}\left(\frac{a}{a+y}\right)^4\left(1-\frac{c^2}{g}\frac{dy}{d\xi}\right)$$

又 (11) カラ $\alpha=\mathrm{J}-\frac{dy}{d\xi}$ ノ値ヲ代入スレバ

$$Jd\xi=dy\left[1+\left(1-\frac{\mathrm{J}c^2}{g}\right)\frac{a^4}{(a+y)^4-a^4}\right] \qquad [103]$$

若シ c ヲ一定ノモノト考ヘレバ $\left(1-\frac{\mathrm{J}c^2}{g}\right)$ ナル因子ヲ乘ジテ [96] 乃至 [98] ノ如ク積分スルコトガ出來ル。

123. 沈下曲線 堰水曲線ハ水路ノ底ニ堰ヲ築上ゲテ水ヲ湛ヘル爲生ズル水面ノ形デアルガ、若シ底ニ急ニ落込ンデ居ル處ガアレバ、水面ハ前ト反對ニ漸近的沈下ヲ爲シ所謂**沈下曲線**トナル（第二百四十二圖）。



第二百四十二圖 沈下曲線

前ノ (19) カラ

(1) $$\alpha=\frac{d\eta}{d\xi}=\left(\frac{u}{c}\right)^2\frac{p}{\mathrm{F}}+\frac{1}{2g}\frac{d(u^2)}{d\xi}$$

然ルニ $u=\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{F}}$ デアルカラ

(2) $$\alpha=\left(\frac{\mathrm{Q}}{c}\right)^2\frac{p}{\mathrm{F}^3}-\frac{\mathrm{Q}^2}{g\mathrm{F}^3}\frac{d\mathrm{F}}{d\xi}$$

今潤周 p ハ殆ド水面幅 B ニ等シク、拋線形ヲナス斷面形ノ最大水深ハ $a-y$ デ、其斷面積 F 及水面幅 B ハ夫々次ノ如クデアル。

(3) $$\begin{cases}\mathrm{F}=\frac{4}{3}\sqrt{\mathrm{P}(a-y)^3}\\ \mathrm{B}=2\sqrt{\mathrm{P}(a-y)}\end{cases}$$

又 $\frac{d\mathrm{F}}{d\xi}=\frac{d\mathrm{F}}{dy}\frac{dy}{d\xi}$ デアルカラ、(3) ノ第一式ヲ y ニ就テ微分スレバ $\frac{d\mathrm{F}}{dy}=-2\sqrt{\mathrm{P}(a-y)}$ デアルカラ

(4) $$\frac{d\mathrm{F}}{d\xi}=-2\sqrt{\mathrm{P}(a-y)}\frac{dy}{d\xi}$$

(2) (3) 及 (4) カラ

(5) $$\alpha = \frac{27}{32}\frac{Q^2}{P(a-y)^3}\left(\frac{1}{c^2}+\frac{1}{g}\frac{dy}{d\xi}\right)$$

而シテ Y ハ一定デ

(6) $$\begin{cases} -\eta = Y - J\xi - y \\ \dfrac{dy}{d\xi} = \dfrac{d\eta}{d\xi} - J = \alpha - J \end{cases}$$

$y=0$ ニ對シテ

(7) $$J = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2\frac{1}{Pa^4}$$

(8) $$\frac{27}{32}\frac{Q^2}{P} = Jc^2a^4$$

(5) ニ (8) ヲ代用スレバ

(9) $$\alpha = J\left(\frac{a}{a-y}\right)^4\left\{1+\frac{c^2}{g}\cdot\frac{dy}{d\xi}\right\}$$

然ルニ (6) カラ

(10) $$\alpha = \frac{d\eta}{d\xi} = J+\frac{dy}{d\xi}$$

(9) 及 (10) カラ

(11) $$-Jd\xi = dy\left[1-\left(1-J\frac{c^2}{g}\right)\frac{a^4}{a^4-(a-y)^4}\right]$$

(11) ヲ積分スレバ

(12) $$\int\frac{a^4}{a^4-(a-y)^4}dy = C-a\left\{\frac{1}{4}\log\left(\frac{2a}{y}-1\right)+\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{a-y}{a}\right)\right\}$$

今

(13) $$f\left(\frac{a-y}{a}\right) = \frac{1}{4}\log\left(\frac{2a}{y}-1\right)+\frac{1}{2}\tan^{-1}\frac{a-y}{a}$$

トスレバ

$$\xi = \frac{a}{J}\left[f\left(\frac{a-y}{a}\right)-f\left(\frac{a-Y}{a}\right)\right]\left[1-J\frac{c^2}{g}\right]-\frac{Y-y}{J} \qquad [104]$$

次表ハ $f\left(\frac{a-y}{a}\right)$ ノ値ヲ示シタモノデアル。

第二十五表 $f\left(\frac{a-y}{a}\right)$ ノ値

$\frac{a-y}{a}$	$f\left(\frac{a-y}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-y}{a}$	$f\left(\frac{a-y}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-y}{a}$	$f\left(\frac{a-y}{a}\right)$	Δ
1.0	∞	—	0.90	1.103	0.014	0.70	0.739	0.013
0.995	1.889	∞	0.89	1.075	0.028	0.69	0.726	0.013
0.990	1.714	0.175	0.88	1.049	0.026	0.68	0.713	0.013
0.985	1.610	0.104	0.87	1.025	0.024	0.67	0.701	0.013
0.980	1.536	0.074	0.86	1.002	0.023	0.66	0.688	0.013
0.975	1.479	0.055	0.85	0.980	0.022	0.65	0.676	0.012
0.970	1.431	0.048	0.84	0.960	0.020	0.64	0.664	0.012
0.965	1.391	0.040	0.83	0.940	0.020	0.63	0.652	0.012
0.960	1.355	0.036	0.82	0.922	0.018	0.62	0.640	0.011
0.955	1.324	0.031	0.81	0.904	0.018	0.61	0.628	0.012
0.950	1.296	0.028	0.80	0.887	0.017	0.60	0.617	0.011
0.945	1.270	0.026	0.79	0.870	0.017	0.55	0.561	0.056
0.940	1.246	0.024	0.78	0.854	0.016	0.50	0.506	0.055
0.935	1.224	0.022	0.77	0.838	0.016	0.45	0.454	0.052
0.930	1.204	0.020	0.76	0.823	0.015	0.40	0.402	0.052
0.925	1.185	0.019	0.75	0.808	0.015	0.35	0.351	0.051
0.920	1.166	0.019	0.74	0.794	0.014	0.30	0.300	0.051
0.915	1.149	0.017	0.73	0.780	0.014	0.20	0.200	0.100
0.910	1.133	0.016	0.72	0.766	0.014	0.10	0.100	0.100
0.905	1.117	0.016	0.71	0.752	0.014	0.00	0.000	0.100

例 15. 某河ノ斷面積 F=28 方米、水面幅 B=30 米、勾配 J=0.0005 ナルニ、1 點 A ヨリ下流ニ渡渠ヲ施シタ爲、A ニハ 0.40 米ノ水面沈下ヲ見タ。A カラ上流ニ 0.05 米ノ水面沈下ヲ見ル迄ノ距離ヲ求メル。

茲ニ $Y=0.40$ 米、$y=0.05$ 米、$J=0.0005$、又 $a=\frac{3}{2}\cdot\frac{28}{30}=1.40$ 米、故ニ第二十五表カラ

$$f\left(\frac{1.40-0.05}{1.40}\right)=f(0.964)=1.384$$

$$f\left(\frac{1.40-0.40}{1.40}\right)=f(0.715)=\frac{0.759}{0.625}$$

$c=38$ ト假定スレバ

$$l_{(0.40-0.05)}=\frac{1.40}{0.005}\times 0.625\left(1-0.0005\frac{38^2}{9.80}\right)-\frac{0.40-0.05}{0.005}$$

$$=1{,}750\times 0.927-700$$

$$=920\text{ 米}$$

124. 堰水曲線ノ比較　現在知ラレテ居ル堰水曲線ノ計算ハ孰レモ皆若干ノ假定ヲ用ヒテ居ルカラ、其結果モ實際ニ比スレバ多少ノ差異ヲ免レナイ。中ニモ拋線式ノ曲線ハ最モ近似的ノモノデ、何故ニ拋線ヲ僞スカト云フコトハ素ヨリ知ラレテナイ。りゝーるまん、ぐらすほーふ及とるくみっとノ3式デモ亦皆完全ナモノデハナイカラ、將來更ニ數學ノ適用其當ヲ得タナラバ、モ少シ科學的ノ公式ヲ得ラレル日ガ來ルデアロウト思ハレル。とゝーるまん (Tolmann) ハえるべ河ノ上流もるだう河 (R. Moldau) ノ渠化セラレタ部分ニ就テ其堰水曲線ヲ實測シ、之ニ前記3式ニ依ツテ計算シ出シタルモノヲ比較シタ處が、りゝーるまん及ぐらすふーふノ結果ハ少クモ實測トハ異ナリ、而カモ或場合ニハ其差ハ正トナリ他ノ場合ニハ負トナツテ居ツタ。又とるくみっとノ法ニ依リ計算シ出シタ堰水曲線ハ常ニ實測ヨリモ高カツタ。中ニモりゝーるまんノ公式ハ最良ノ結果ヲ示シ、其平均誤差ハ唯 1.31 糎ニ過ギナカツタ。故ニ工業上ノ施設ノ如キモノニ成ルベク確實安全ナルモノヲ採ラントスルナラバとるくみっと公式ヲ用ヒテ最モ不良ナル場合ニ從テ計算スルヲ良シトスル。

河川ノ各部分ハ其斷面ノ形及大サニ於テ異ル許リデナク、其勾配ヤ流量等モ亦各同一デナイ爲メ、各部分ハ夫々堰水曲線又ハ沈下曲線ヲ有スル筈デアル。而シテ是等ノ曲線ガ上流カラ下流ニ接續シタモノガ其河ノ水位ヲ形ヅクルコトヽナル。我國ニハ物部博士ノ背水曲線ノ研究ガアル。

運河又ハ**溝渠**ニ堰ヲ用ヒタ場合ニハ其斷面ガ比較的齊一デアル爲、堰水曲線モ亦常ニ規則正シイモノトナル。**渠化河川**ハ卽チ最モ實際ニ堰水曲線ノ表ハレルモノデアル。

第四節　定　　堰

125. 定堰ノ性質　定堰ハ杭ヲ打込ンデ捨石ヲ行ヒ、或ハ框工ヲ用ヒテ詰石ヲ行ヒ、更ニ粗朶、捨石及杭ヲ用ヒタ樣ナ簡單ナモノカラ、石ヲ積ミ、こんくりーとヲ用ヒル樣ナモノニ至ルマデ材料ヤ施工ニハ種々アルケレドモ、其不動一定ノ性質ハ凡テノモノニ通有デアル。但シ灌漑用ノ定堰ノ如キハ其使用期間ガ限ラレテ居ル爲、比較的簡易輕粗ナル構造ニ依ルコトガアルケレドモ、動力運河ノ取入口ニ用ヒル定堰ノ如キハ一般ニ强固ナルモノヲ用ヒテ居ル。

定堰ハ其構造ガ簡單デ、强サガ大ニ、且ツ耐久性ニ富ンデ居ルノヲ特色トスル。然シ舟運流筏ナドニ河ヲ用ヒル場合ニハ**定堰ハ障碍**トナルカラ、少クモ其一部ニ他ノ種類ノ堰ヲ用ヒルカ、又ハ舟筏ノ通路ヲ特ニ設ケナケレバナラヌ。**水閘**又ハ**筏路**ガ卽チ是デアル。又定堰ハ流量ノ多寡ニ係ラズ定着シタ構造デアルカラ、渴水時ナドニハ灌水ノ爲ニ他ノ灌漑溝ナドニ水ヲ引入レルニ適シテ居ルケレドモ、洪水ノ際ニハ其迅速ナル疏通ヲ妨ゲルカラ、洪水ノ高ヲ增シ、延イテハ氾濫浸水ノ害ヲ助長スル結果トナル。故ニ洪水量ノ多イ河デハ少クモ定堰ノミヲ用ヒルヲ不可トスル譯デアル。

126. 木造定堰 木材ヲ定堰ノ主ナル建築用材トシタモノヲ木造定堰ト呼ブ。卽チ杭ヲ一定間隔ニ打込ンデ之ニ厚板ヲ打附ケタモノヤ、2 重ニ木板ヲ樹テヽ中ニ粘土ヲ塡メタモノナドモアル。水叩ヤ兩岸ノ取附ニハ亦板ヲ張ルモノヲ通例トスル。

此種ノ定堰ハ堰水高ガ低クテ流量ガ少イ場合ニ限リ、木材ノ豐富低廉ナル地方ニ用ヒラレル。然シ耐久性不充分ナル缺點ガアル。

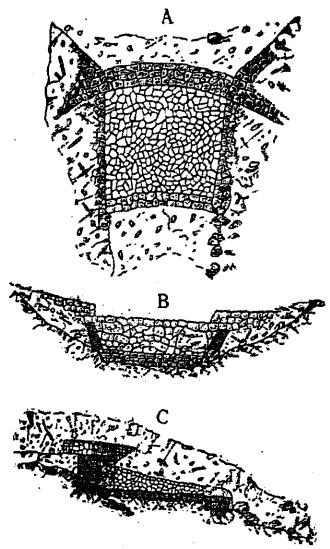
127. 半塊定堰 木材ヲ骨トシ之ニ捨石ヲ行ツタモノデ、石材ハ重ク水壓ニ耐ヘ滑動ヲ防グ力ガアルガ、稍モスレバ散亂消滅スル虞ガアル。此缺點ヲ補フニ杭トカ矢板トカ又ハ框工ナド木材カラ成ル骨ニ依ツテ堰ノ形ヲ維持セシメルノガ此種ノ堰デアル。水底ガ土砂ナラバ水ニ洗ハレル危險ガアルカラ堰ノ前袋ニハ矢板ヲ用ヒ、水叩ニハ亦捨石ナドヲ行ツタモノガ多イ。兩岸ノ取附ナドモ木造又ハ石造ノ翼壁ナドニ依ル。

128. 塊狀定堰 或ハ石材ヲ投込ミ、或ハ石ヲ積上ゲ、又ハこんくりーとヲ用ヒ、或ハ是等ヲ組合セテ作ツタ堰ヲ塊狀定堰ト云フ。

石材ヲ投込ンデ築設スル定堰ハ河川ノ改修ニ用ヒル水制、導流工及床固ナドヲ含ンデ居ル。時トシテ礫又ハ小砂利ノ類ヲ心壁ニ用ヒルコトガアル。工費モ廉デ、全部捨石ノ類ヲ用ヒルノニ比スレバ稍々水密ヲ增ス長所ガアル。然シ全部大ナ捨石ヲ用ヒルヨリモ强サガ少クテ局部的破壞ヲ招ク危險ガ多イ。堰ノ根ヲ洗ハレルノヲ防ギ兼ネテ堰體ノ水密ヲ增ス爲ニ、或ハ矢板ヲ打込ミ、或ハ心壁ニ石積ヲ用ヒタモノモアル。米國デハ鐵板ナドヲ石堰ノ心壁ニ用ヒタ例モアル。水叩ハ石ヲ張ルノヲ普通トスルガ、時トシテハ沈床ヲ用ヒテ詰石ヲ加ヘタモノモアル。印度ニハ積石心壁ヲ用ヒタ捨石堰ガ頗ル多イ。

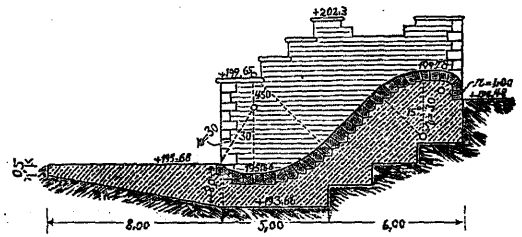
石積定堰ハ適當ナル石材ガ容易ニ得ラレル處及流勢流氷ナドガ丈夫ナ堰ヲ

必要トスル處ニ、且ツ又成ルベク大ナル耐久性ヲ望マレル處ニ用ヒラレル（第二百四十三圖 A, B, C）。膠泥ヲ用ヒタ粗石積ハ最モ普通デ、極稀ニハ煉瓦ヲ積ミ、一部又ハ全部切石ヲ以テ被覆シタモノモアル。切石積ノモノモ亦少クハナイ。地盤ノ性質ニ應ジテ石堰ハ其後身面ハ或ハ垂直ニ、或ハ傾斜シ、時トシテハ曲線ヲ爲シ、前方ニ水叩ヲ接續シテ居ル。地盤ノ不規則ナル沈下ハ堰ノ破壞ヲ招キ、水密ノ度ヲ減ズルカラ特ニ强固ナル基礎ト洗掘ヲ防イタ周壁ノ接續ガ肝要デアル。從テ地盤ニ岩石ガナク、又ハ上ノ重量ヲ支ヘルニ堪ヘル土砂ガナケレバ其土質ニ應ジテ、或ハ杭ヲ打チ更ニこんくりーとノ基礎ヲ用ヒナケレバナラヌ。堰ノ根ノ洗掘ヲ防グニハ矢板工ヲ深ク打込ミ、捨石ヲ用ヒルノヲ良シトスル。



第二百四十三圖
A. 石工定堰平面圖 B. 同 立面圖
C. 同 斷面圖

こんくりーと定堰ハ其施工ガ容易ナルノト亦適當ニ作ラレタモノナラバ强度モ亦充分ナノトデ、定堰トシテ最モ多ク用ヒラレテ居ル。こんくりーと配合ノ割合ハ 1:3:6 カラ 1:5:7 位マデアルガ、火山灰ヲ膠灰ニ混入シタモノハ工費モ廉デ强サモ大デアル。其比ハ半々カ又ハ火山灰 1 ニ膠灰 2 位


第二百四十四圖 こんくりーと定堰

デアル。こんくりーと堰ノ堰頂ヲ張石デ保護シタモノハ最モ有力ナルモノヽ一種デアル（第二百四十四圖）。

第五節　動　堰

129. 動堰ノ種類　河ノ水位ヲ一時下ゲル必要ガ起ル處ニハ動堰ヲ設ケル。例ヘバ定堰ヲ用ヒレバ洪水ニ際シテ非常ニ高イ水位ニ昇リ、氾濫横溢ヲ爲ス虞ガアル。又筏ヲ流シテ居ル河ニ於テ定堰ニハ之ヲ通ス處ガナケレバナラヌ。又高水ノ折ニハ水ヲ堰止メナクトモ舟運ニ差支ハナイ、從ツテ水閘ヲ通過シテ厄介ナ手數ヲスルニハ及バナイ。

一般ニ動堰ハ直接水ヲ堰止ムル所ノ堰板ヲ縦ノ方向ニ上下ニ昇降シタリ、横軸ノ周圍ニ回轉セシメ、又ハ縦軸ノ周圍ニ廻轉セシメテ水路ヲ開閉スルコトガ出來ル。角落シ堰、扉版堰、針堰ナドハ第一種ノ動堰デ、盾堰、弓形堰ナドハ第二種ニ屬シ、轉堰ハ地平軸ノ周圍ニ回轉シナガラ捲揚ゲ又ハ捲下ロスモノデ、兩種ノ組合セタモノトモ考ヘルコトガ出來ル。

動堰ハ又**手力**ニ依ツテ之ヲ動カスモノ、**機械力**ニ依ツテ之ヲ操縦スルモノ、及**自働的**ニ開閉スルモノ3種アル。

一般ニ動堰ハ河底ト接續シテ漏水セヌ丈夫ナル下部構造ヲ持ツテ居リ、或ハ木材、石積、こんくりーと等デ之ヲ作リ、更ニ堰懸ノ落下スル所ニハ河底ノ洗掘ニ備ヘル爲メ、水叩ヲ設ケルヲ常トスル。又翼壁ニ連ル所、又ハ堰柱ニ持續スル所ナドハ恰モ定堰ニ似テ居ルガ、動ク堰板ト不動ノ柱ヤ壁トノ間ニハ兩者ノ連鎖トシテ或ハ縦溝ヲ用ヒ、或ハ縦柱ナドヲ附加ヘル。

130. 角落シ堰　角落シ堰ハ動堰ノ堰板ニ角材ヲ用ヒ之ヲ層々重ネタモノデアル。角材ハ 25×25 糎又ハ 30×20 糎、時トシテハ更ニ薄イ木板ヲ用ヒ、其兩端ハ縦溝ヲ備ヘタ木柱又ハ石柱ニ依ツテ支ヘラレ、石柱ハ屢々橋臺狀ノ

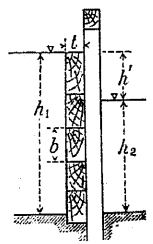
堰柱トナリ、兩側ニ縦溝ヲ備ヘテ居ル。角材ノ上面ニハ2ケ所ニ窪ミヲ作リ、玆ニ鉤ヲ打込ンデアルモノモアル。角材ノ揚卸ハ或ハ手力ニ依リ、又ハ捲揚機ヲ用ヒ、時トシテハ起重機ナドニ依ル。

角落シ堰ハ簡單デ且ツ工費ガ廉デアルガ、取扱ガ不便デ殊ニ徑間ガ大ナル時ハ最モ揚卸ニ困難デアル。又角材ヲ取外スニハ比較的永イ時間ヲ要シ、俄ニ出水シタ場合ナドハ其始末ガ容易デナイ。

淀川ノ改良工事ノ一部トシテ毛馬ノ洗堰ニ用ヒラレタモノハ卽チ角落シデ、幅 2 間ノ水通シヲ存シテ幅 6 尺、長サ 25 尺、天端ノ長サ 16 尺、高 23 尺ノ橋臺狀ノ堰柱ヲ設ケ、其側面ニハ縦溝ヲ設ケ之ヲ支點トシテ角材ヲ落込ミ、流水ヲ調節スルノ目的ニ用ヒタ。水通シハ合計 10 個デ延長 20 間、堰柱 9 個、延長 9 間デ堰ノ總幅 29 間デアル。兩側壁ハ堰柱ト同構造デアルケレドモ其下端ヲ延長シテ護岸ニ充テヽ居ル。堰柱上ニハ角落シ材料ノ運搬ニ充ツル爲、鐵筋こんくりーと橋ヲ架シ、角材ノ揚卸ニハ捲揚機ヲ使用シテ居ル。堰底ハ OP 上 2.85 尺、堰前ノ新淀川平均低水位ヨリ 6.48 尺丈ケ低クシ、此水位ニテ堰ヲ開放スレバ約 400 立尺ノ水ヲ舊淀川ニ疏通スルコトガ出來ル。此洗堰ノ總工費 139,725.70 圓、一徑間ニ平均スレバ 13.973 圓、或ハ間口 4.815 圓ヲ計上シテ居ル。

瀨田川ノ洗堰モ大體毛馬ノモノト大同小異デアル。唯水通シノ數 32、堰柱ト併セテ堰ノ總幅 95 間、總工費 252,022.6 圓、一徑間ニ付キ平均 7.875 圓、間口 2.653 圓。

131. 堰板及堰柱ノ大サ　角落材又ハ堰板 $b \times t$ 米、徑間 L 米ノモノガ縦溝又ハ堰柱等ニ依ツテ支ヘラレテ居ルモノトスル。今上水位ノ水深ヲ h_1, 下水位ノ水深ヲ h_2, $h_1 - h_2 = h'$, γ ヲ水 1 立米ノ重量トスレバ下水位以下ノ 1 枚ノ堰板ガ荷



第二百四十五圖
堰板及堰柱

ヲ水壓ハ

$$(1)\qquad \begin{cases} P = \gamma b L(h_1 - h_2) \\ \quad = \gamma b L h' \end{cases}$$

又下水位上ノ一枚ノ堰板ニ對シテハ P ヨリ小ナル水壓ヲ受ケル。從ツテ下水位以下ノ最大彎力率 M ハ

$$(2)\qquad M = \frac{1}{8}PL = \frac{1}{8}\gamma b L^2 h'$$

K ヲ木材ノ計容應力方糎瓲デ表ハシタモノトスレバ、勿論木ニ依ツテ同一デナイガ、K ハ平均 60 瓲/(糎)² 位ニ取ルコトガ出來ル。而シテ

$$(3)\qquad \frac{1}{6}bt^2K = \frac{1}{8}\gamma b L^2 h'$$

又ハ K=60 瓲/(糎)²、γ=1,000 瓲/(米)³ トスレバ、米デ表シテ

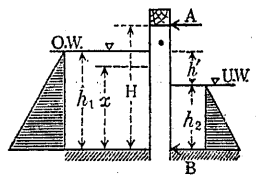
$$t = 0.03535\,L\sqrt{h'} \qquad [105]$$

以上ノ推論ハ勿論扉板ニモ適用スルコトガ出來ル。

例 16. 徑間 3.818 米 (12.6 尺)、落差 2 米ノ洗堰ニ高サ b=24.24 糎 (8 寸角) ノ角落材ヲ用ヒタル場合ニ必要ナル厚サヲ求メル。

$$t = 0.03535 \times 3.82 \times \sqrt{2}$$
$$= 0.1912 \text{ 米}$$
$$= 6.5 \text{ 寸}$$

次ニ縱溝ニ依ツテ堰板ヲ支ヘルトキ、兩端ノ溝緣デ荷フ壓力ハ 1 枚ノ堰板ニ對シ $\frac{P}{2}=\frac{1}{2}\gamma b L h'$ ニ等シイ。然シ $a \times d$ 米ノ縱柱ニ依テ堰板ヲ支ヘテ居ル時ハ柱ノ中心距離ヲ L′ トスレバ、上下兩水位側ノ全水壓 P_1 及 P_2 ハ



第二百四十六圖
角落堰ノ强サ

$$(4)\qquad P_1 = \frac{1}{2}\gamma L' h_1^2$$

$$(5)\qquad P_2 = \frac{1}{2}\gamma L' h_2^2$$

縱ノ堰柱ノ高サヲ H トスレバ P_1 ガ A 點ニ及ス反力 R_1 ハ

$$(6)\qquad R_1 = \frac{1}{2}P\frac{h_1}{H} = \frac{1}{6}\gamma L' \frac{h_1^3}{H}$$

今 x ナル高サヨリ上ノ全水壓ヲ p トスレバ

$$(7)\qquad \frac{p}{P_1} = \frac{(h_1-x)^2}{h_1^2}$$

A 點ニ於ケル曲ゲもーめんと M_1 ハ

$$(8)\qquad \begin{cases} M_1 = R_1(H-x) - p\dfrac{h_1-x}{3} \\ \quad = \dfrac{\gamma L}{6H}\left\{h_1^3(H-x) - H(h_1-x)^3\right\} \end{cases}$$

同樣ニ下水位側ノ水壓ガ A 點ニ及ス曲ゲもーめんと M_2 ハ

$$(9)\qquad M_2 = -\frac{\gamma L'}{6H}\left\{h_2^3(H-x) - H(h_2-x)^3\right\}$$

兩側ノ水壓ノ爲ニ生ズル全曲ゲもーめんと M ハ $M=M_1+M_2$ デ

$$M = \frac{\gamma L'}{6H}\left[(H-x)(h_1^3-h_2^3) - H\left\{(h_1-x)^3-(h_2-x)^3\right\}\right] \qquad [106]$$

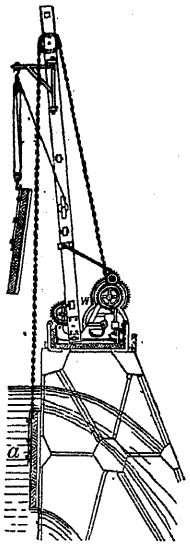
最大曲ゲもーめんとハ $\frac{dM}{dx}=0$ デアルカラ

$$x = \frac{1}{6H}\left\{3H(h_1+h_2) - (h_1^2+h_1h_2+h_2^2)\right\} \qquad [107]$$

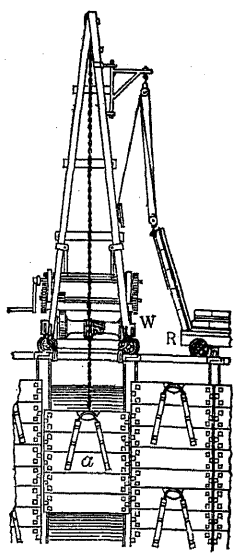
此 x ノ値ヲ [106] ニ代入スレバ M_{max} ヲ得。K ヲ許容應力トスレバ $\frac{K}{6}ad^2 = M_{max}$ デアルカラ

$$d = \sqrt{\frac{6M_{max}}{Ka}} \qquad [108]$$

132. **扉版堰又ハ揚扉堰**　角落材ノ代リニ高サノ大ナル扉板ヲ用ヒ、堰柱又ハ縦溝ノ中ニ揚卸シヲスルノヲ扉板堰又ハ揚扉堰ト云フ、扉版ハ或ハ1個ナルコトモアリ、又ハ2,3個ヲ用ヒルコトモアル。而シテ1個ノ扉版モ數個ノ板ヲ用ヒテ組立テタルモノモアル（第二百四十七圖及第二百四十八圖）。



第二百四十七圖　揚扉堰側面圖



第二百四十八圖　同　正面圖

此動堰ノ變態ト見做スベキモノトシテ**簾堰**ガアル。細長イ小割板ヲ弛ク連ヌルコト恰モ簾ノ如ク堰ヲ開ケル時ニハ簾ヲ捲揚ゲ、之ヲ閉ヅル時ハ簾ヲ捲卸ロスノデアル。變態ノ第二種ハ**太鼓堰**デ地平軸ノ周圍ニ回轉シ、同時ニ昇降スル。

扉版ヲ支ヘル堰柱ニハ固定シタルモノト可動ノモノトアル。孰レモ上部及下部ニハ貫材ヲ以テ連結セネバナラヌ。堰柱ハ其強サノ點カラ、結構トシタモノモ少クナイ。而シテ固定堰柱ヲ用ヒレバ洪水疏通ニ妨トナルカラ、可動堰柱又ハ折疊堰柱ヲ用ヒレバ洪水流氷ナドニ際シテ障碍トナラヌ。此構造ハ創造者ノ名ニ因ンデぽあれー (Poirée) ノ結構ナドトモ呼バレル。此堰柱ハ又針堰ナドニモ用ヒラレルコトガアル。

扉版ノ昇降ハ手力ニ依リ、環柄又ハ捲揚機ヲ用ヒル。而シテ扉版ヲ吊ルスニハ鐵鎖ヲ用ヒ、又ハ齒棒ナドニ依ル。

扉版ト縦溝トノ間ノ摩擦抵抗ヲ減ジ、其昇降ヲ容易ナラシメル爲ニ、溝ト

版トノ間ニ輾子ヲ用ヒルモノガ多イ。**用輾扉版**ハ卽チ是デアル。今扉版上ノ全水壓ヲ P, 滑動摩擦係數ヲ f, 扉版及附屬物一切ノ重量ヲ G トスレバ、扉版ヲ揚ゲルニ必要ナル力 K ハ

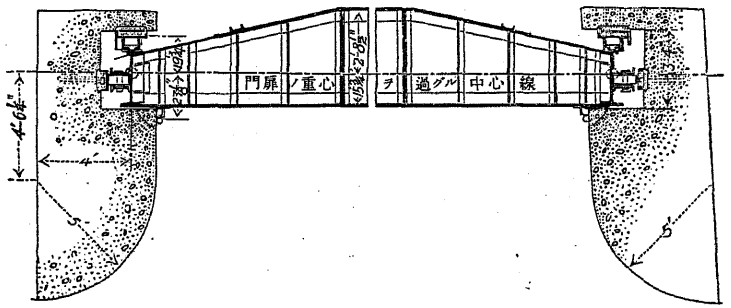
$$K = fP + G \qquad [109]$$

f ノ値ハ石材ノ上ニ木材ナラバ 0.5、木材ノ上ニ木材ナラバ 0.4、鐵材ノ上ノ木材ナラバ 0.35、鐵材ノ上ノ鐵材ナラバ 0.3 位ヲ用ヒルコトガ出來ル。用輾扉版ノ場合ニハ輾子ノ半徑ヲ R、廻轉摩擦ノ挺率ヲ f_1、軸ノ半徑ヲ r、軸ノ摩擦係數ヲ μ トスレバ

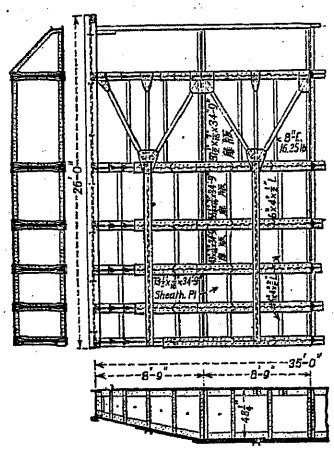
$$K = \frac{(f_1 + \mu r)}{R} P + G \qquad [110]$$

茲ニ $f_1 = 0.48$ 乃至 0.87、$\mu = 0.2$ 乃至 0.5.

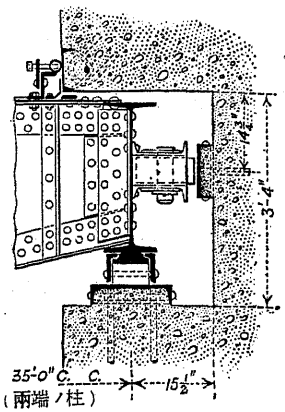
133. **すとーにー扉版堰**　此扉版ハ兩端ニ鎖ヲ用ヒテ吊ルシ、鎖ハ上ノ滑車ヲ廻ツテ他側ニ對重ヲ附屬シテ居ル。扉版ノ兩側ニハ輾子列ガアツテ、亦鐵鎖ト對重トヲ獨立ニ備ヘテ居ル。此扉版ハ通例滑車軸ニ聯動シテ手力曲柄ニ依ツテ昇降スルカ、又ハ電動機ナドヲ用ヒルモノモ亦少クナイ。此種ノ門扉ハ廣ク用ヒラレテ居ル。扉版ノ兩側ニ於ケル水密ヲ增ス爲ニ圓形斷面ノ鐵桿ヲ吊下ゲテキルノハ一奇デアル。第二百四十九圖及第二百五十圖ハ米國や



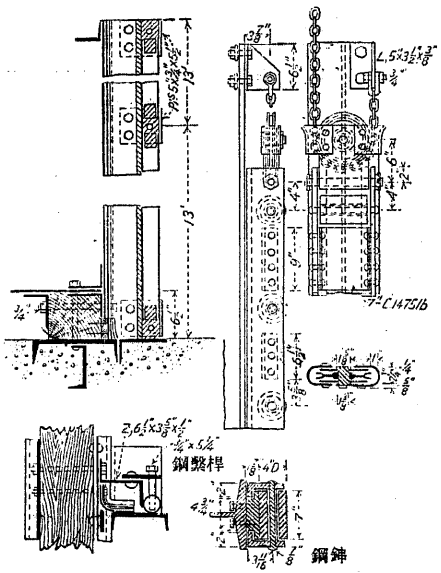
第二百四十九圖　すとーにー扉版堰平面圖



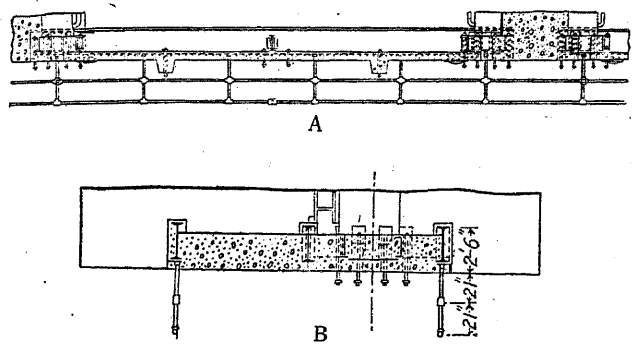
第二百五十圖 同 扉 版



第二百五十一圖 門扉端ノ轅子



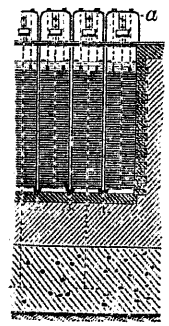
第二百五十二圖 轅子列及止漏裝置



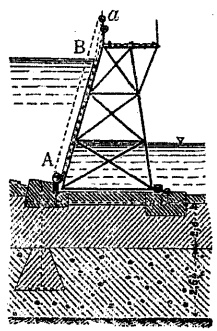
第二百五十三圖 A 鐵筋こんくりーと橋 B 同

どきん河 (Yadkin River) 水力發電ノたらっせー水力會社 Tallassee Power Co. ノすとーねー扉版ヲ示シタモノデ、第二百五十一圖ハ門扉端ノ轅子ノ狀態、第二百五十二圖ハ轅子列及止漏裝置、第二百五十二圖 A, B ハ門扉昇降用ノ鐵筋こんくりーと橋ヲ示シタモノデアル。

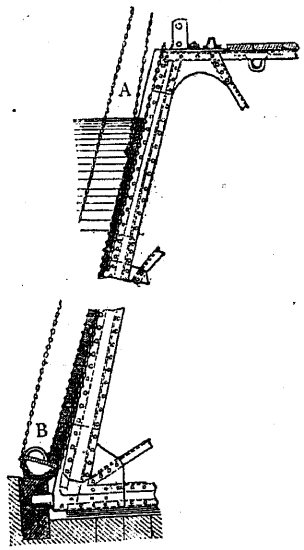
134. **簾堰** 簾堰 小割板ヲ地平ニシテ順次ニ上ノモノト下ノモノヲ蝶違ノ樣ナ小サナ金具デ連接シタモノデ、最下端ニハ心棒トナル一種ノ鑄物ヲ備ヘ、小割板ハ水深



第二百五十四圖
簾堰正面圖



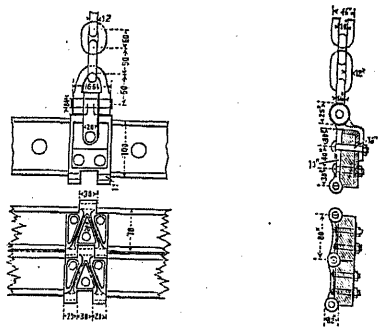
第二百五十五圖
同 斷面圖



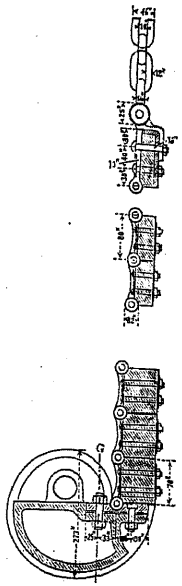
第二百五十六圖
簾ト結構

ヲ增ス程厚サヲ加ヘテ居ル。且ツ表裏ニ鐵鎖ヲ捲ケバ、堰ハ普通ノ簾ト同ジク下ノ方カラ捲上ゲラレル。勿論上ニハ捲揚機ヲ動カス軌道ヤ、人ノ往來ノ爲メノ歩道ヲ支ヘル結構及鐵鎖ヲ容レル鎖函ナドヲ附屬シテ居ル。又捲揚ゲタ簾ヲ搬去ル曳臺及他ノ附屬設備モ必要デアル。

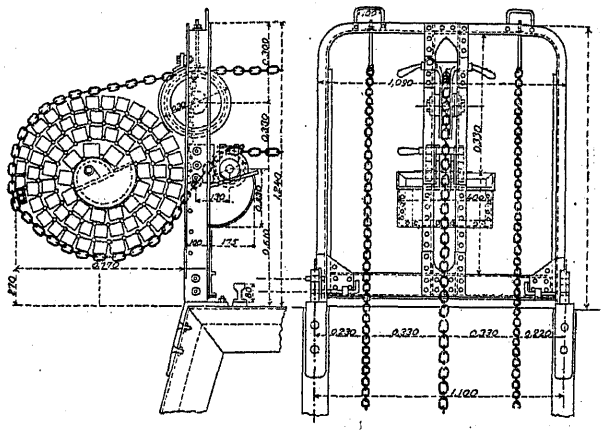
第二百五十四圖乃至第二百五十八圖ハ佛國せーぬ河すれーぬ(Suré-sne)附近ノ簾堰デ、第二百五十九圖乃至第二百六十二圖ハ其簾ノ搬出裝置デアル。又結構ヲ水中ニ立テヽアレバ洪水ノ疏通ニ妨トナルカラ、簾ヲ立掛ケル柱ヲ吊ルシ、樞軸ニ依ツテ上ニ捲揚ゲ得ル裝置トシタモノモアル。同ジクせーぬ河ノぽーず(Pose)ニ於ケル簾堰ハ其一例デ、第二百六十三圖及第二百六十四圖ハ其一班



第二百五十七圖 簾 正 面 圖

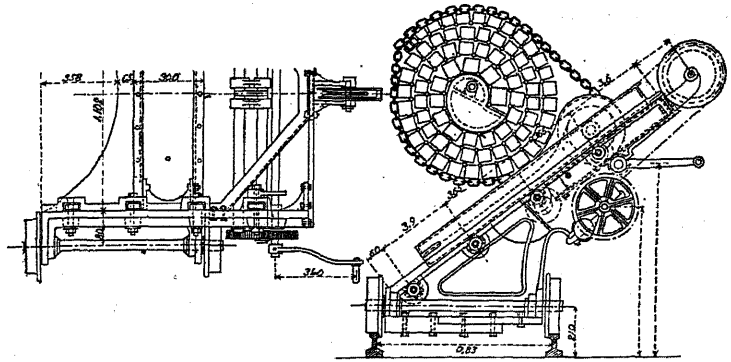


第二百五十八圖 同 側 面 圖



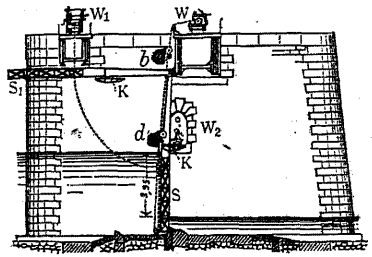
第二百五十九圖 同

第二百六十圖 簾ノ搬出裝置

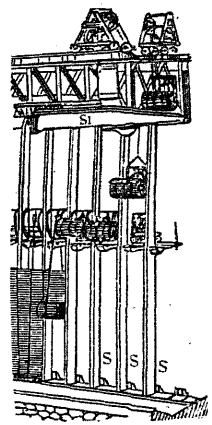


第二百六十一圖 同

第二百六十二圖 同



第二百六十三圖 結構ノ捲揚

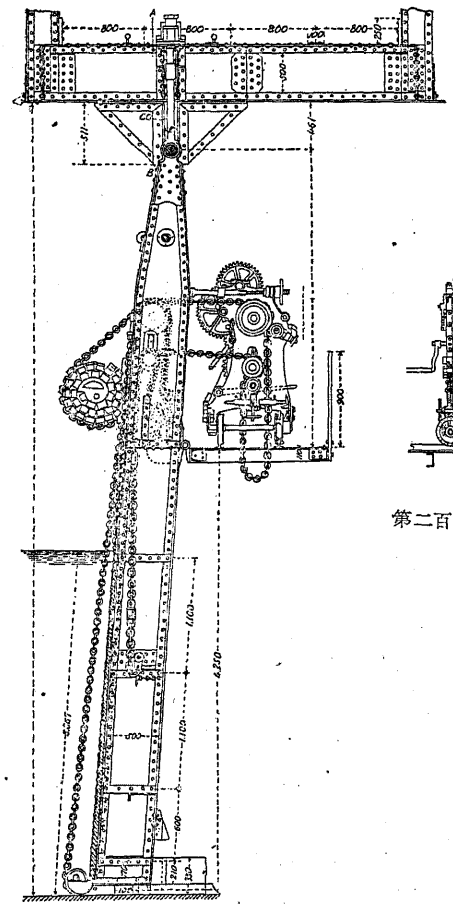


第二百六十四圖 同

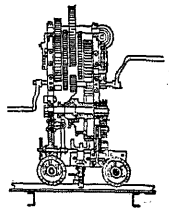
ヲ示シタモノデ、第二百六十五圖及第二百六十六圖ハ其捲揚框及捲揚機ヲ示シタモノデアル。

簾堰ハ 1880 年下せーぬ河ノぽーとゔぃえー (Port Villez) ニ用ヒラレタモノヲ始トシテ、其後同川ノ各地ニ用ヒラレタ。其底部カラ捲揚ゲテ容易ニ操縦シ、流量ヲ調整シ得ルノハ特色ノ一デアル。捲揚機ヲ用ヒレバ、凡ソ 10 分デ全ク捲揚ゲ又ハ捲卸ロスコトヲ出來ル。而シテ扉版ニ比スレバ取扱ガ容

易デ、開閉ガ迅速デアル。然シ扉版ヨリモ工費ガ大デ持チガ悪イ。又流量ヲ調整スル爲ニ簾ヲ半バ捲揚ゲタ場合ニ河底ノ洗掘ガ著シク、且ツ簾ト簾トノ間ニハ凡ソ4糎位ノ間隙ガアルカラ、其間カラ漏水ガアツテ、適當ニ下シタ扉版ヨリモ水密ノ度ニ於テ劣ツテ居ル。



第二百六十五圖　同



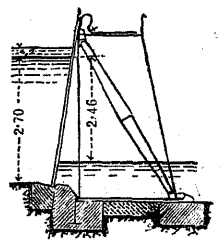
第二百六十六圖　同

135. 針堰　針堰ハ河床ヲ横ツテ設ケタ閾ガアリ、水面外ニハ地平ノ横桿ガアツテ是等2者ノ間ニ針又ハ長桿ヲ並ベテ立掛ケタモノデアル。

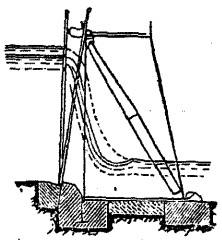
針ハ5糎乃至15糎ノ矩形或ハ方形斷面ヲ持ツタ細長イ木桿デ、上ノ柄ノ處ハ握ルニ便ナラシメル爲圓クシテアル。早イ頃造ラレタ針ハ容易ニ取扱ノ出來ル手頃ノモノデアツタガ、堰ノ高サガ增シタト共ニ針ノ長サモ加ツテ、其斷面モ大キクナリ、或ハ蝶違附ノ長桿ヲ用ヒタリ、又ハ鐵鈎ガ針ニ取附ケラレタリ、其揚卸モ亦捲揚機ナドヲ用ヒルニ至ツタ。

步道又ハ地平ノ横桿ヲ支ヘル爲ニ固定又ハ可動ノ結構ヲ以テシ、若干ノ間隔ヲ以テ之ヲ配置シテ居ル。可動又ハ折疊結構ハ其間隔1米乃至2米位デ洪水ノ時全ク之ヲ倒シテ水ノ疏通ヲ良クスルコトガ出來ル。

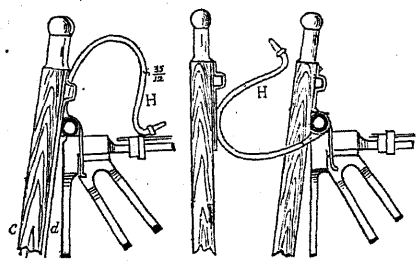
針堰ハ扉版堰ニ比スレバ非常ニ簡單ナル長所ヲ持ツテ居ル。又步橋ノ如キモ構造輕易デアルカラ、洪水流水ノ如キモノニ對シテハ河幅ノ利用ガ大デアル。然シ針ノ間カラノ漏水ハ免レルコトガ出來ズ、水密ノ點カラ殊ニ劣ツテ居ル。又堰ノ開閉ニ時間ガ多ク要カリ、1本30瓩以上ノ針ハ重クテ取扱ガ不便デアル。而シテ長サ4米ニ達スレバ大抵此重量トナルカラ、落差ハ凡ソ4米位ガ最大デアル。



第二百六十七圖　針　堰



第二百六十九圖　同



第二百六十八圖　同　　第二百七十圖　同

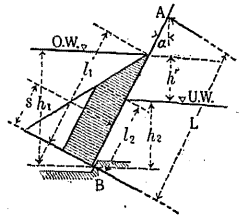
第二百六十七圖及第二百六十八圖ハ凡テ針ヲ立並ベタモノデ、第二百六十九圖及第二百七十圖ハ貫材又ハ横桿ニ附屬シテ回轉スル鐵鈎ヲ起シテ針ヲ外シタモノデアル。

136. 針堰ノ針及支構　第二百七十一圖ニ示シタ如ク、針堰ノ針ノ上下兩支點ノ間ノ長サヲ L トシ、上水位ノ深サヲ h_1、下水位ノ深サヲ h_2、針ニ沿ウテ測ツタ上下兩水位ニ於ケル針ノ長サヲ夫々 l_1, l_2 トシ、針ノ垂直線ニ對スル傾斜角ヲ α トセバ

(1)
$$\begin{cases} l_1 = h_1 \sec\alpha \\ l_2 = h_2 \sec\alpha \end{cases}$$

又地平方向ニ單位ノ長サニ等シイ堰幅ノモノヲ考ヘ、上下兩水位側ノ水壓ヲ夫々 W_1、W_2 トセバ

(2)
$$\begin{cases} W_1 = \gamma l_1 \dfrac{h_1}{2} = \dfrac{1}{2}\gamma h_1^2 \sec\alpha \\ W_2 = -\gamma l_2 \dfrac{h_2}{2} = -\dfrac{1}{2}\gamma h_2^2 \sec\alpha \end{cases}$$



第二百七十一圖
針ノ上ノ外力

故ニ水壓ノ方向ヲ考入レテ全水壓ハ $W = W_1 + W_2$

(3)
$$W = \frac{\gamma}{2}\sec\alpha(h_1^2 - h_2^2)$$

下方支點 B カラ此水壓ノ重心ノ距離 ζ ハ

(4)
$$\zeta = \frac{1}{3}\sec\alpha\frac{h_1^2 + h_1h_2 + h_2^2}{h_1 + h_2}$$

B 點ニ對シテ凡テノ力ノ曲ゲもーめんとヲ考ヘ、A, B 兩點ニ於ケル反力ヲ夫々 A, B トスレバ

(5)
$$\begin{cases} AL = \dfrac{\gamma}{2}\sec\alpha(h_1^2 - h_2^2)\dfrac{1}{3}\sec\alpha\dfrac{h_1^2 + h_1h_2 + h_2^2}{h_1 + h_2} \\ \quad = \dfrac{\gamma}{6}\sec^2\alpha(h_1^3 - h_2^3) \end{cases}$$

(5) カラ A ヲ得、同樣ニ B ヲ見出スコトガ出來ル。

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{\gamma}{6L}\sec^2\alpha(h_1^3 - h_2^3) \\ B &= \frac{\gamma}{6L}\sec^2\alpha(2h_1^3 - 3h_1h_2^2 + h_2^3) \end{aligned}\right\} \quad [111]$$

各1本ノ針ノ幅ヲ b 米トスレバ、其上下兩支點ニ於ケル反力 A_0 及 B_0 ハ夫々次ノ如クデアル。

$$\left.\begin{aligned} A_0 &= \frac{\gamma b}{6L}\sec^3\alpha(h_1^3 - h_2^3) \\ B_0 &= \frac{\gamma b}{6L}\sec^2\alpha(2h_1^3 - 3h_1h_2^2 + h_2^3) \end{aligned}\right\} \quad [111']$$

以上ノ關係ハ閘門ノ竪柱ノ場合ニ見出シタ上下兩反力ト同一デアルガ、唯針ノ場合ニハ α 丈ケノ傾斜ガアル爲ニ、新ニ $\sec^2\alpha$ 丈ケノ因子ガ加ツテ居ル。

下水位ヨリ上ノ部分ニ於テ、針ニ沿ウテ測ツタ上水位カラノ長サヲ x トスレバ、此點ニ於ケル曲ゲもーめんと M_x ハ

(6)
$$M_x = A_0x - \gamma\frac{bx^3}{6}$$

最大曲ゲもーめんとヲ與ヘル x ノ値ヲ x_{max} トスレバ

$$x_{max} = \sqrt{\frac{2A_0}{b\gamma}} \quad [112]$$

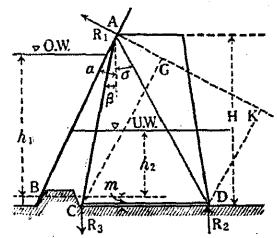
下水位ノ下、闕カラ針ニ沿ウテ測ツタ高サ z ノ處デ曲ゲもーめんと M_z ハ

(7)
$$M_z = -B_0z + \frac{\gamma bh_2z^2}{2}$$

又最大曲ゲもーめんとヲ與ヘル z ノ値 z_{max} ハ

$$z_{max} = \frac{B_0}{\gamma bh_2} \quad [113]$$

是等ノ x_{max} 又ハ z_{max} ヲ夫々 M_x 又ハ M_z ニ代用スレバ、最大曲ゲもーめんと M_{max} ガ得ラレル。K ヲ木材ノ許容應力、b 及 d ヲ針ノ幅及厚トスレバ



第二百七十二圖

$$d = \sqrt{\frac{6M_{max}}{bK}} \quad [114]$$

K ハ毎方糎 40 瓲乃至 50 瓲ニ取ルコトガ出來ル。

次ニ支構ノ中心間ノ距離ヲ L トセバ、1 徑間ノ全針上ニ及ス全水壓 W′ ハ (3) カラ

$$W' = \frac{\gamma L}{2}\sec\alpha\,(h_1^2 - h_2^2) \tag{8}$$

R_1 ヲ針ノ上方支點 A ニ於ケル反力トシ、針ノ下方ノ支點 B ニ就テ曲ゲもーめんとヲ取レバ (5) カラ

$$\frac{\gamma L}{6}\sec^2\alpha\,(h_1^3 - h_2^3) = R_1(H-m)\sec\alpha \tag{9}$$

從ツテ

$$R_1 = \frac{\gamma L'h_1^3 - h_2^3}{6\,|\,H-m}\sec\alpha \qquad [115]$$

R_2 ヲ支構ノ1脚 D ニ於ケル反力トシ、C ニ就テ曲ゲもーめんとヲ作リ、C カラ R_1 ニ垂線 CG ヲ引ケバ

$$R_1 CG = R_2 CD \tag{10}$$

然ルニ AC 及 AD ト垂線トノ角ヲ夫々 β 及 δ トスレバ

$$\begin{cases} CD = H(\tan\beta + \tan\delta) \\ CG = AC\cos(\alpha-\beta) = H\sec\beta\cos(\alpha-\beta) \end{cases} \tag{11}$$

故ニ (10)、(11) 及 [115] カラ $R_2 = \frac{CG}{CD}R_1$ ニ代用シテ

$$R_2 = \frac{\gamma L}{6}\frac{h_1^3 - h_2^3}{H-m}\frac{\cos(\alpha-\beta)\sin(\beta+\delta)}{\cos\alpha\cos^2\beta\cos\delta} \qquad [116]$$

D ヨリ R_1 ニ垂線 DK ヲ立テ、D ニ就テ曲ゲもーめんとヲ取レバ、C ニ於ケル反力ヲ R_3 トシ

$$R_3 CD = R_1 DK \tag{12}$$

然ルニ

$$DK = CG - CD\sin\alpha \tag{13}$$

故ニ亦

$$\frac{DK}{CD} = \frac{CG}{CD} - \sin\alpha \tag{14}$$

(11) カラ

$$\frac{CD}{CG} = \frac{H\sec\beta\cos(\alpha-\beta)}{H(\tan\beta+\tan\delta)} \tag{15}$$

故ニ又

$$\frac{DK}{CD} = \frac{\cos(\alpha-\delta)\sin(\beta+\delta)}{\cos\beta\cos^2\delta} \tag{16}$$

從テ (12) 及 (16) カラ

$$R_3 = \frac{\gamma L}{6}\frac{h_1^3 - h_2^3}{H-m}\frac{\cos(\alpha-\delta)\sin(\beta+\delta)}{\cos\alpha\cos\beta\cos^2\delta} \qquad [117]$$

最後ニ應壓材 AD 及應張材 AC ハ次ノ如クデアル。

$$\left.\begin{aligned} AD &= +\frac{R_2}{\cos\delta} \\ AC &= -\frac{R_3}{\cos\beta} \end{aligned}\right\} \qquad [118]$$

又 A ニ就テ曲ゲもーめんとヲ取レバ

$$R_3 H\tan\beta - R_2 H\tan\delta + H\cdot CD = 0 \tag{17}$$

或ハ $CD = R_2\tan\delta - R_3\tan\beta$ デアルカラ

$$CD = \frac{\gamma L}{6}\frac{h_1^3 - h_2^3}{H-m}\frac{\cos(\alpha-\beta)\sin(\beta+\delta)}{\cos\alpha\cos^2\beta\cos^2\delta}(\sin\delta - \sin\beta) \qquad [119]$$

137. 盾堰 盾堰ハ盾又ハ起伏片ト呼バレル大ナル矩形扉版ヲ駢列シタモノデ、各版ノ背後ハ支柱ニ支ヘラレ、又ハ下端ニ蝶違ニ依ツテ接續セラレ、之ヲ起セバ水ヲ堰止メ、之ヲ倒セバ水ヲ疏通スルモノデアル。

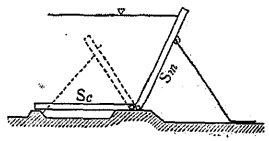
起伏片ハ幅 1.0 米乃至 2.0 米、高サ 4.5 米位マデアツテ個々ニ起伏スル

コトガ出來ル。起伏片ノ操縦ハ或ハ手力ニ依リ、或ハ機械力ヲ用ヒ、又或ハ水壓ヲ利用シテ自働的ニ行ハレル。從ツテ此種ノ盾堰ハ他ノ種類ニ屬シ而カモ亦自働的ニ開閉スルモノト共ニ**自働堰**ト呼バレルコトモアル。堰ノ開閉ノ爲ニハ或ハ固定歩橋ヲ用ヒ、或ハ折疊結構ヲ用ヒル。

盾堰ハ外ノ動堰ニ比ベレバ僅カノ力デ急ニ開閉スルコトガ出來ル。然シ始ノ工費モ比較的大デ維持費モ亦少クナイノハ堰ノ大部分ガ水中ニ横ハルカラデアル。又自働堰ノ場合ニハ出水ナドノ際ニ急ニ各起伏片ガ同時ニ倒レテ舟運ニ危險ヲ及ボスコトモアル。

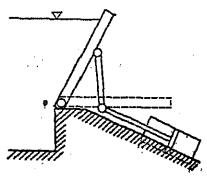
盾堰ニハ許多ノ種類ガアル。今其2、3ヲ略說スル。

てなーる (Thénard) ノ盾堰（第二百七十三圖）ハ水路ヲ横ツテ闕ヲ設ケ、茲ニ主起伏片 S_m 及從起伏片 S_c ガ共ニ其下端ニ樞軸ヲ備ヘテ取付ケラレテ居ルガ、主片ハ背後ニ支柱ヲ有シ、支柱ヲ推セバ主片ハ下流ニ向テ倒レル。之ニ反シテ從片ハ上流ニ向テ傾斜シ、鎖ニ依ツテ前方ノ杭ニ繋ガレテ居ル。今主片ヲ流水ニ逆テ其倒レタ位置カラ起スノハ頗ル困難デアルカラ、先ヅ從片ヲ起シタ後主片ヲ起セバ非常ニ容易デアツテ、之ト同時ニ從片ハ自カラ前方ニ倒伏スル。佛蘭西デ此種ノ盾堰ガ始テ作ラレタノハ 1843 年デ、盾ノ大サハ高サガ 1.7 米、幅 1.2 米デアツタ。其後印度ニ於テモ樋門トシテ作ラレ、落差 3 米ニ及ンダモノモアル。



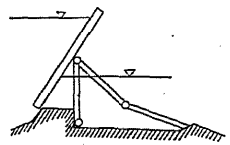
第二百七十三圖　てなーる盾堰

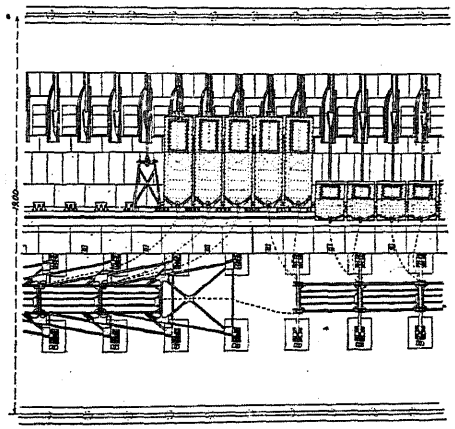
ぢらーる (Girard) ノ盾堰（第二百七十四圖）ハてなーるノ盾堰代用トシテ作ラレタモノデ、從起伏片ヲ持ツテ居ラヌ。蓋シ從片ハ其起上ツタ時起ル激衝ノ爲ニ鎖ガ切レテ障碍ガ多イカラデアル。而シテ主片ヲ起スニ水壓機ヲ以テスルモノデ、始メテ佛蘭


第二百七十四圖
ぢらーるノ盾堰

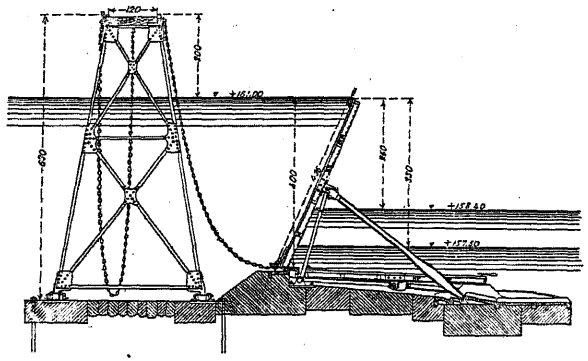
西ノあうせる (Auxerre) ニ作ラレ、其主片ノ大サハ幅 3.5 米、高サ 2 米許リデアツタ。

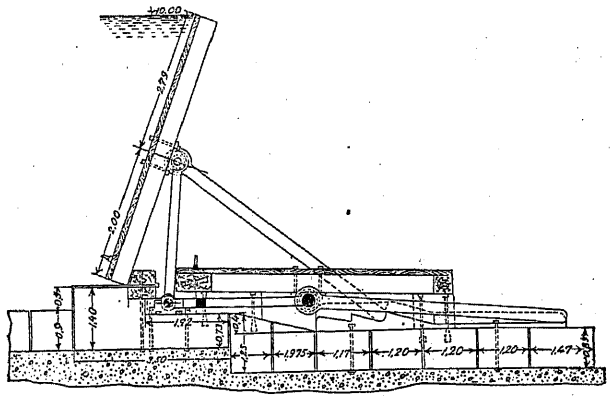
しゃのあんぬ (Chanoine) ノ盾堰ハ 852 年ニ工風サレタモノデアル。盾


第二百七十五圖
しゃのあんぬノ盾堰

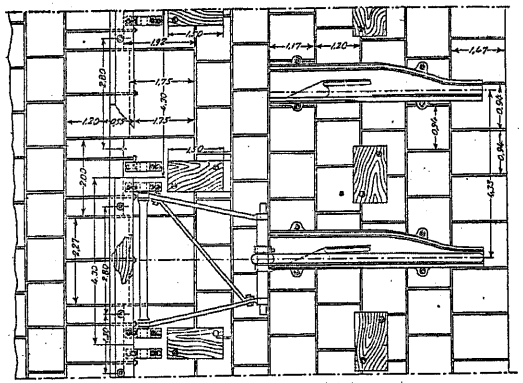

第二百七十六圖　むらちえーる盾堰平面圖

ハ其中心ヨリ稍ゝ下ノ方デ折疊ミノ出來ル支柱ニ樞接シ、更ニ他ノ長イ鐵桿デ支ヘラレテアリ（第二百七十五圖）、急ニ出水スル大河ナドニ用ヒルニ適シテ居ル。第二百七十六圖乃至第二百七十七圖ハ佛蘭西りおん附近ノむらちえーる (Mulatiére) ニ於ケルしゃのあんぬノ盾堰デ、折疊結構ヲ附屬シテ居ル支柱ノ下端ヲ支ヘテ居ル滑沓ハ一側ニ突出ヲ備ヘ、他側ニ平滑ナル部分

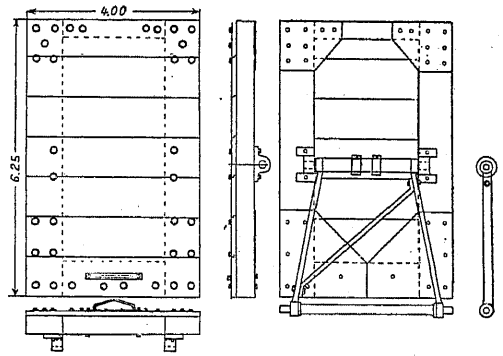

第二百七十七圖　同　斷　面　圖



第二百七十八圖　新淀川長柄盾堰側面圖



第二百七十九圖　同　平　面　圖

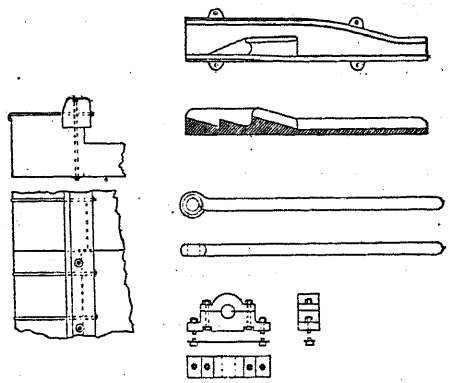


第二百八十圖　同　盾

第二百八十一圖　同

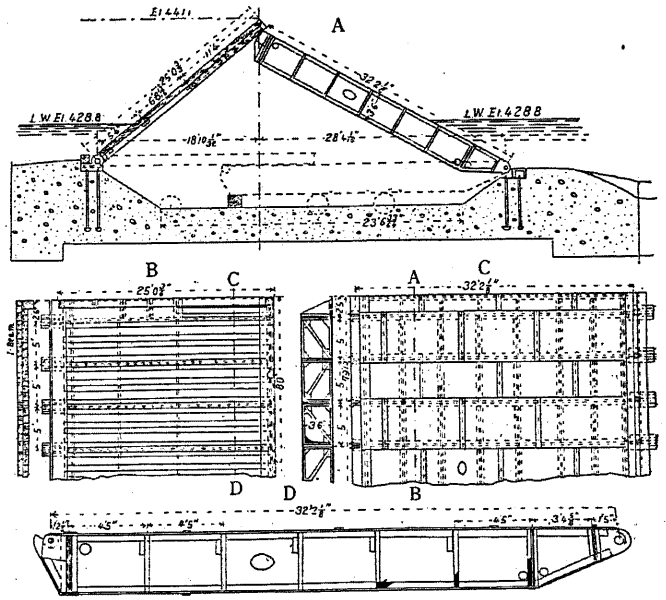
ヲ有シテ支柱ノ支持ト滑動トヲ便ナラシメテ居ル。

新淀川長柄ノ盾堰ハ幅 4 尺、高サ 6.25 尺ノ起伏片凡テ 83 個、相隣ル片ノ間ニハ 3.3 寸宛ノ餘隙ヲ存シ、總長約 60 間アル。起伏片ノ操縦ハ船中ニ於テスルカラ、作業橋ヲ設ケテナイ（第二百七十八圖乃至第二百八十二圖）。



第二百八十二圖　各 部 明 細 圖

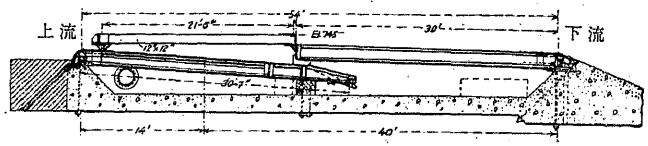
盾堰及其變化シタモノニハ自働的ニ開閉スルモノガ少クナイ。



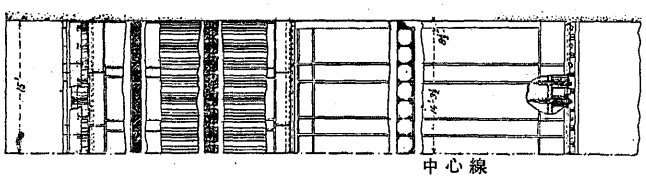
第二百八十三圖　推　上　堰

138. **推上堰**　推上堰ハ二ノ矩形ノ扉版ガ水路ノ全幅ヲ塞ギ、下端ニハ各地平ノ樞軸ガアツテ各版ノ起伏ヲ可能ナラシメ、上ノ扉版ガ下ノ扉版ニ全ク折疊ナル時ハ全然水路ヲ開放スルコトヽナル。今若シ上水位側カラ水ヲ二ノ扉版ノ間ニ通セバ兩版ハ推上ゲラレテ堰止ノ作用ヲ營ム。1889 年おはいお河ノでびす島 (Davis Island) ニ此種ノ動堰ガ作ラレタガ、木造デ長サ 52 呎デアツタ。1905 年ニ新造ノ木造堰ヲ以テ取換ヘタ。第二百八十三圖ハおはいお河、第三十七號堰ニ用ヒタ推上堰デアル。

第二百八十四圖及第二百八十五圖ハ流材路ニ用ヒタあいらんど・れーき (Island Lake) ノ推上堰デアル。信濃川大河津ニモ推上堰ヲ用ヒテ居ル。



第二百八十四圖　あいらんどれーきノ推上堰

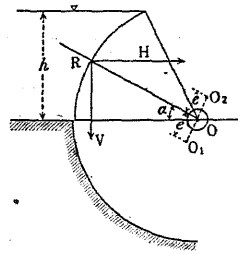


第二百八十五圖　同

推上堰ニハ種々ノ型ガアル。しかご排水運河ニ用ヒラレテアルモノハ兩扉版ガ折重ナラナイデ反テ上端ニ於テ兩々樞軸デ連ツテ居ル。其外ぱーかー (Parker) 及らんぐ (Lang) 等ノ推上堰ハ亦多少ノ異ツタ點ヲ持テ居ル。

139. **圓壔堰又ハ弓形堰**　圓壔ノ一部ガ地平軸ヲ有シ、弧形ノ一側ヲ上流ニ向ケ、圓壔ノ回轉ニ依ツテ水路ヲ開閉スルモノヲ圓壔堰又ハ弓形堰ト云フ。此動堰ニ於テハ弓形面ニ當ル水壓ハ凡テ地平軸ニ傳ハルカラ、堰ヲ開ケルニ

ハ圓壔及附屬物ノ重量竝ニ樞軸摩擦ノ抵抗ニ打勝ツ力ヲ加ヘルカ、又ハ對重ヲ用ヒタ場合ニハ、之ニ依ル抵抗ニ勝タネバナラヌ。圓壔堰ハ木造、鐵製等ノモノ多ク、殊ニ鐵製ガ普通デアル。筏路ヤ渦輪室ナドノ開閉ニ屢々用ヒラレル。而シテ圓壔堰ハ上ニ引揚ゲルカ、又ハ床下ノ戸袋ニ引入レラレル。



第二百八十六圖　圓壔堰

廻轉軸ガ圓壔ノ中心ニ在ラバ、水壓ノ合成力ハ軸ノ中心ヲ通過スル爲ニ合成力ト地平線トガ爲ス角ヲ α トシ、堅分力ト地平分力トヲ夫々 V, H トスレバ $\tan\alpha=\dfrac{V}{H}$ デアル。又 γ ヲ水 1 立米ノ重量（瓲）、水深ヲ h（米）トスレバ

$$(1)\qquad \begin{cases} H=\gamma\dfrac{h^2}{2} \\ V=\gamma h^2\left(1-\dfrac{\pi}{4}\right) \end{cases}$$

又ハ

$$(2)\qquad \tan\alpha=2-\frac{\pi}{2}=0.429$$

即チ

$$\alpha=23^\circ 13'10'' \qquad [120]$$

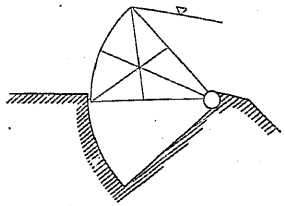
此場合ニ合成力 R ハ

$$R=\frac{H}{\cos\alpha}=0.54\gamma h^2 \qquad [121]$$

堰ノ廻轉軸ガ O カラ e ナル距離丈ケ離レテ居レバ、自己ノ重量カラ來ル曲ゲもーめんと及軸摩擦ノ曲ゲもーめんとノ外ニ合成力ノ偏心距カラ起ル正又ハ負ノ曲ゲもーめんとナル $0.54\gamma h^2e$ ニ打勝タナケレバナラヌ。

以上ノ廻轉軸ヲ移スコトハ或ハ構造上ノ必要カラ、或ハ軸ヲ高水位上ニ置ク必要ナドカラ、屢々行ハレル方法デアル。

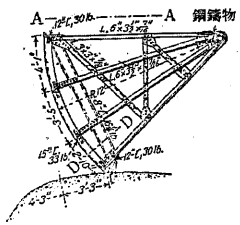
弓形堰ニハ**ちってんでん太鼓堰**ヲ第一ニ算ヘルコトガ出來ル。中心角 67.5° 弓形面ガ中心ニ廻轉軸ヲ備ヘ、堰ヲ下ロシタ時柔ニ之ヲ受ケル所ノ水密堰室ガアル。若シ上水區カラ水ヲ此堰室ニ通ズレバ堰ハ推上ゲラレル。此種ノ堰ハ 1901 年みっすりー州ノおさーぢ河 (Osage River) ニ作ラレタガ、上下兩水位ノ差 16 呎ニ達シタ。



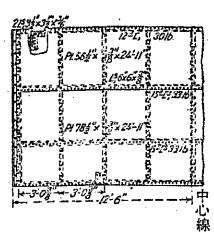
第二百八十七圖
ちってんでん太鼓堰

しかご排水運河デ用ヒタ太鼓堰ハ直徑 52 呎ノ圓壔ノ中心角 45° ノ弓形デアツタ。

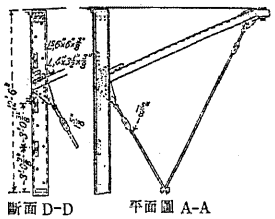
てーんとる扉 (Taintor gate) ハ前ノ太鼓堰ト同一デアルケレドモ廻轉軸ハ高ク、通例鐵鎖及捲揚機ニ依リテ扉ヲ引揚ゲル。第二百八十八圖ハてーんと



第二百八十八圖



第二百八十九圖

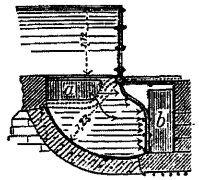


第二百九十圖

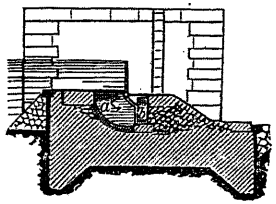
る扉ノ側面ヲ示シ第二百八十九圖ハ扉版ヲ上流カラ見テ之ヲ展開シタモノ、第二百九十圖ハ上部カラ見タ平面圖ト斷面圖トヲ示シタモノデアル。

140. でふぁんてーぬ (Desfontaine) **ノ太鼓堰**　此堰ハ亦地平軸ヲ持ツテ居リ、其軸ハ閾ノ上ニ取附ケラレ、軸ニハ上下二ノ鍊鐵製ノ躓版ヲ備ヘテ水ヲ堰止メル。一象限丈ケ軸ガ廻轉スレバ上ノ眞直ナ躓版ハ下水位ニ倒レテ地平

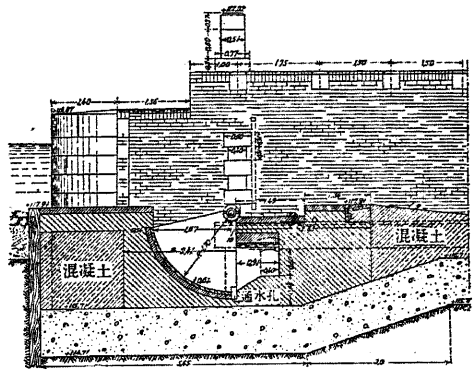
トナリ、下ノ躓版ハ起サレテ兩版ハ共ニ地平トナル。今兩躓版ガ倒レテ居ル時、若シ閾下ニ上水位ノ水ヲ通ジ（第二百九十一圖及第二百九十二圖ノ *a*）、之ト同時ニ背後ノ水ヲ下水位ニ接續スレバ、兩躓版ハ水壓ノ差カラ一象限丈ケ廻轉シ、稍々短イ上躓版ハ直立スル。若シ又下躓版ノ後部ニ上水位ノ水ヲ通シ（前圖ノ *b*）、同時ニ竅室內ノ水ヲ下水位ニ連絡スレバ兩躓版ハ倒レル。是等上下兩水位ノ連絡調整ハ堰柱內ノ阻弁ニ依テ完全ニ行ハレ、兩躓版ハ任意ノ傾斜角ヲ以テ止マリ堰水ノ高サヲ加減スルコトガ出來ル。第二百九十三圖ハみゅーるほーふ (Mühlhof) ニ於ケル筏路及洪水疏通ニ備ヘタ太竅堰ノ竅室ニ於ケル斷面圖、第二百九十四圖ハ右岸ニ於ケル運轉室ノ縱斷面圖、第二百九十六圖 A ハ堰ノ橫斷面、同圖 B ハ太竅堰軸ノ平面



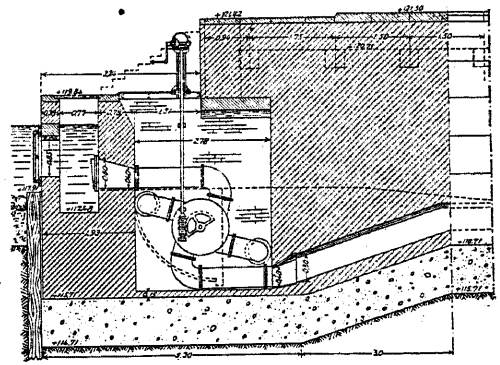
第二百九十一圖
でふぁんてーぬノ太鼓堰



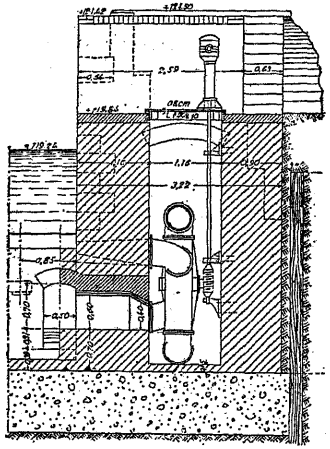
第二百九十二圖　同



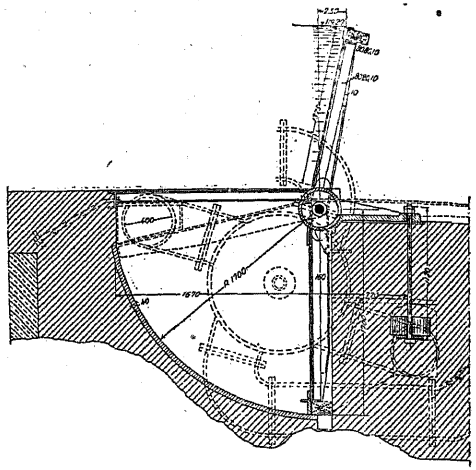
第二百九十三圖　みゅーるほーふノ太鼓堰



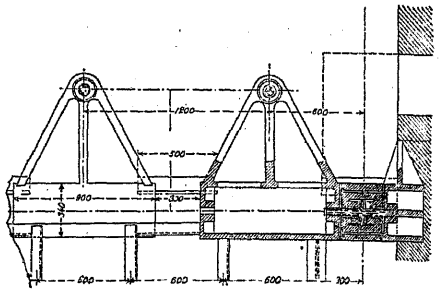
第二百九十四圖　同



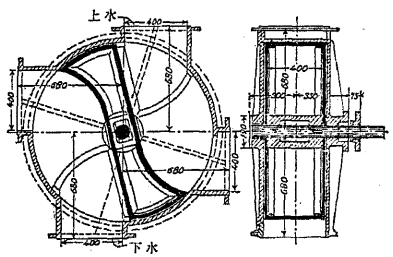
第二百九十五圖　同



第二百九十六圖　A　堰ノ横斷面圖



同　B　軸ノ平面圖

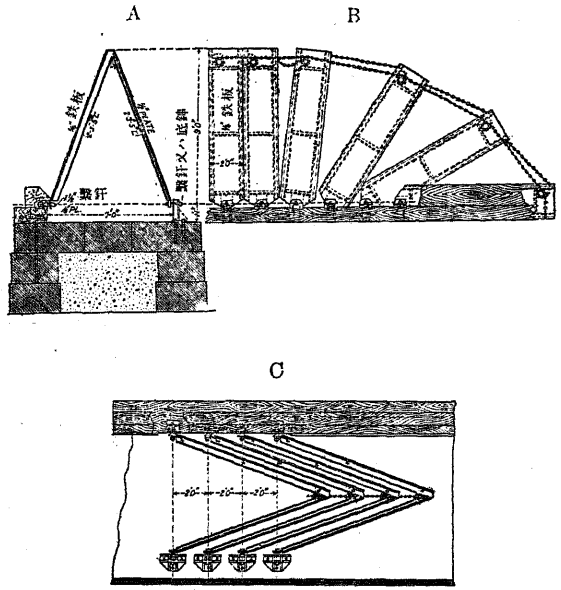


同　C　瓣ノ連絡狀態

圖、同圖C ハ瓣ノ連絡狀態ヲ示シタモノデアル。

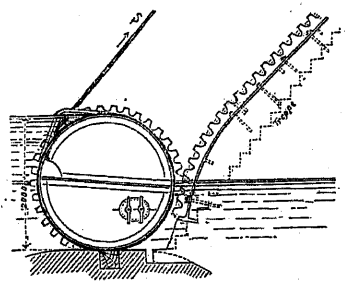
141. **A字形堰**　A字形堰ハA字ノ二ノ斜脚ヲ長方形ノ扉版ト支柱トヲ以テ形ヅクツタモノデ、共ニ樞軸ニ依ツテ閾上ニ繫ツテ居ル。おはいお河ノ第六號堰堨ニ用ヒラレタA字形堰ハ長サ120呎、高サ13呎2吋アル。第二百九十七圖A, B, C ハA字形堰ノ一例ヲ示シタモノデアル。

142. **轉堰**　堰臺又ハ堰柱

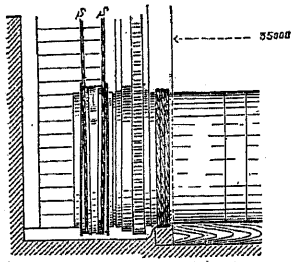


第二百九十七圖　A　字　型　堰

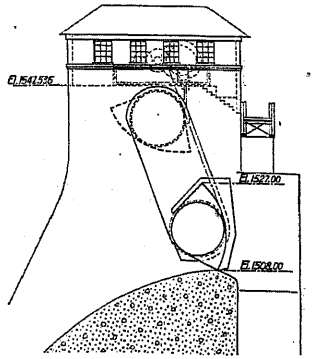
ノ上ニ傾斜シタ齒條ヲ設ケ、大ナル鋼製圓壔ノ兩端ニ齒車ヲ附ケテ前ノ齒條ニ噛合ハセ、且ツ圓壔ノ一端又ハ兩端ニハ鐵鎖ヲ捲附ケ、人力又ハ他ノ動力ニ依ル捲揚機ヲ用ヒテ圓壔ヲ昇降セシメル。圓壔ノ長サハ18米（60呎）乃至35米（115呎）、直徑2米乃至4米位ノモノデアルガ、圓壔ノ上ニ被覆ヲ用ヒテ直徑以上ノ高サニ利用セラレテ居ル。此堰ハ流材ノ水路、水力發電用水路ノ取入口、又ハ他ノ堰堤ノ餘水吐調節用ニ廣ク用ヒラレ、其堅實ナル構造、輕便ナル操縱トデ殊ニ各地ニ設ケラレルニ至ツタ。我國及ビ歐米デハ廣ク用ヒラレテ居ルガ、米國デハ拓殖局ノぼいぜ堰堤ノ流材水路、すぽーけーん（Spokane）附近ノろんぐれーき（Long Lake）ノ三個ノ轉堰ノ如キ亦其數例デ、殊ニころらど州（Colorado）ノぐらんど河（Rio Grand）ニハ高サ3.13米（10呎3吋）、長サ21.34米（70呎）ノ六個ノ轉堰ト、高サ



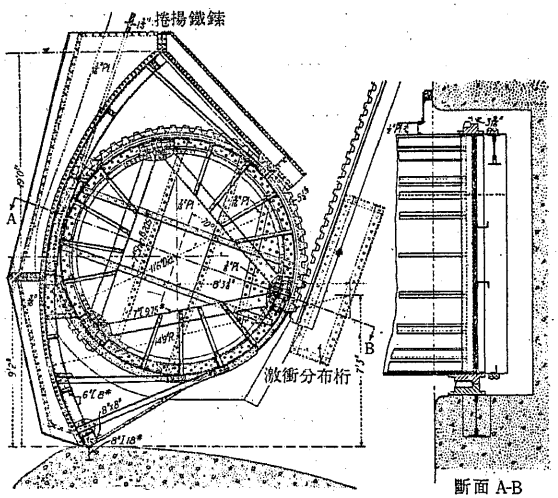
第二百九十八圖 轉堰斷面圖



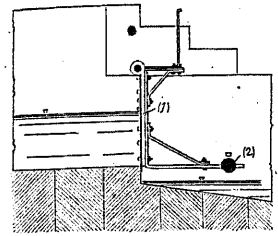
第二百九十九圖 同 正面圖



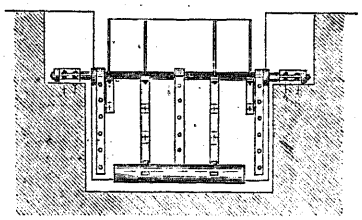
第三百圖
ろんぐ れーきノ轉堰



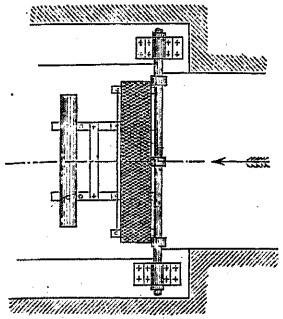
第三百一圖 同



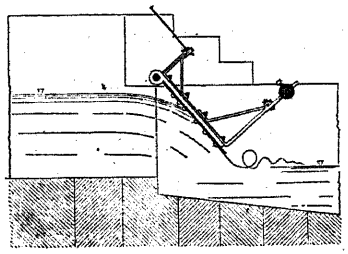
第三百二圖 A 自働堰



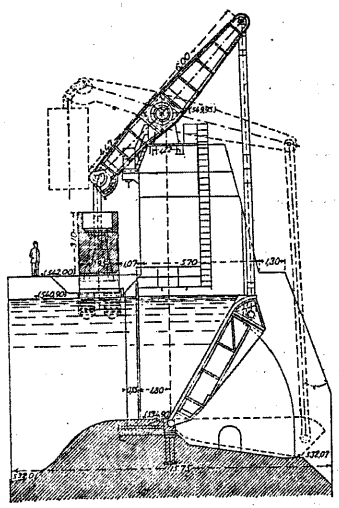
第三百二圖 B 同



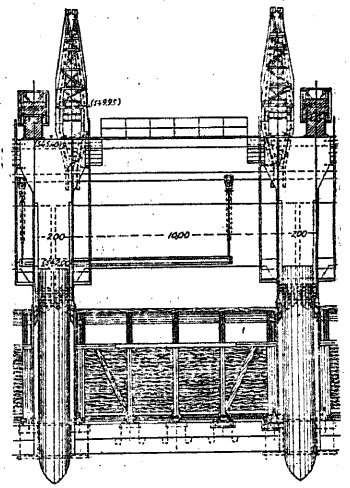
第三百三圖 A 同



第三百三圖 B 同

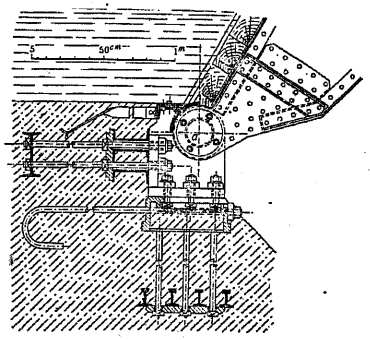


第三百四圖 とれんぷノ自働堰



第三百五圖 同

4.68 米（15 呎 4 吋）、長サ 16 米（60 呎）ノ一個ノ轉堰ガ作ラレ是等ヲ開放スレバ凡テ 50,000 秒呎ノ流量ヲ有シ、其規模ニ於テ世界ノ白眉タルモノト考ヘラレテ居ル。第二百九十八圖及第二百九十九圖ハ轉堰ノ一般狀態ヲ示シタモノデ、第三百圖ハろんぐれーきノ餘水吐ノ上ニ取附ケタ轉堰ノ上下兩端ニ於ケル位置ヲ示シ、第三百一圖ハ堰框ノ構造ヲ示シタモノデアル。



第三百六圖　同

143. **自働堰**　自働堰ハ水位ト共ニ水壓ノ變化スルノヲ利用シ、一定ノ水壓ニ對スル對重ヲ設ケ、此水位又ハ水壓ヲ超エレバ對重ニ打勝ツテ堰ガ開放セラレ、水ヲ疏通セシメルノデアル。第三百二圖乃至第三百三圖ハ稍々原始的ノ自働堰デ、第三百四圖乃至第三百六圖ハ西班牙國とれんぷ（Tremp）ノ發電所ニ用ヒラレタ自働堰デアル。其他之ニ類シタモノハ甚ダ多イ。

第六節　堰堤ノ基礎ト施工

144. **堰堤箇所ノ豫備調査**　堰堤ヲ築造スルニハ先ヅ其築造個所ノ位置ヲ定メナケレバナラナイ。之ニハ築堤個所附近ノ精密ナ測量ト試錐其他ノ方法ニ依ツテ基礎ノ地質ヲ精確ニ知ルト同時ニ、實測又ハ地圖カラ此堰堤ニ依ツテ湛水シ得ベキ貯水量ヲ定メナケレバナラナイ。此レガ爲メニハ利用シ得ベキ地形圖ガアレバ、其同高線カラ湛水區域內ノ水容積ヲ知ルコトガ出來ルガ、之ヲ見出シ得ナイ場合ニハ、地形測量ニ依ツテ先ヅ地形圖ヲ作リ、之カラ湛水面積ト容積ヲ知ルコトガ出來ル。勿論貯水量ハ此盂谷ニ流込ム河川溪流ノ存在スルカ、又ハ他ノ河川湖沼ナドカラ送水灌留スルコトヲ必要トスルカ

ラ、河川溪流ニ關スル流域面積ト雨量、蒸發、流量等ノ水理的調査ヲ行ハナケレバナラナイ。我國ノ如キ地震國デハ亦地震ノ影響ヲ考慮シ、更ニ風ヤ地震ナドノ爲ニ池內ニ起ル波浪ナドヲモ考入レナケレバナラナイコトモアル。

築堤個所ノ地質、之ニ利用シ得ベキ築堤材料、堰堤下流ノ不動產ヤ住民等ノ調査及堰堤ノ高サナドヲ豫メ研究スル必要ガアル。

築堤個所ノ地質ハ如何ナル形ノ堰堤ヲ作リ、如何ナル材料ヲ用ヒ、如何ナル高サニ作リ得ルヤ等ニ關シ、極メテ必要ナ資料ヲ提供スルモノデアル。基礎が可撓性ノモノナラバ堰堤モ亦可撓性ノモノナルベク、强固ナ基礎ノ上ニハ亦强固ナ堰堤ヲ築クヲ可トスル。是レ土砂砂利ノ基礎ノ上ニハ**土堰堤**ヲ良シトシ、亦稍々少イガ**石塊堰堤**ヲ作ルコトモアリ、岩盤ノ基礎上ニハ**石堰堤**ヲ作ルヲ普通トスル所以デアル。基礎物質ノ滲透性、載荷力、侵蝕性、齊一性及連續性ハ如何ナル堰堤ヲ擇ブベキヤニ關シ、愼重ナ判斷ト廣汎ナル經驗ニ依リ、堰堤ノ工費恒久性等ヲ比較シテ之ヲ決定シナケレバナラナイ。

今築堤個所ノ狀態殊ニ**地質的ノ觀點**カラ石堰堤ヲ設計スル場合ニ、基礎的ニ必要ナルモノハ次ノ四種デアル。

第一　築堤個所ノ基礎及側壁ヲ構成スル岩盤ガ堰堤ノ與フル力ヲ荷フニ充分强ク、接觸面ニ沿ウテ凡テノ部分ニ於テ彈性限度以內ノ應力ヲ生ズル。

第二　基礎及側壁ニ沿ウテ岩盤ノ耐荷力ガ充分大デ、堰堤ノ與フル全荷重ヲ負フニ足リ、少シニテモ岩石ノ移動ヲ生ズルコトナシ。

第三　岩盤ノ性質ハ均等デ、且ツ凡テノ方向ニ一樣ナ彈性ヲ有シ、彈性學ノ理論ニ基イタ計算ニ於テモ、又ハ彈性物質ヲ以テ作ツタ模型ヲ用ヒ、實驗室デ測定シタモノデモ、又ハ兩法ヲ併セ用ヒテモ、能ク其變形ヲ豫定スルコトガ出來ル。

第四　支ヘタ荷重ノ下ニ基礎岩盤ノ移動ガ堰堤ノ築造及池水ノ滿水ノ爲ニ起ルコトガアルガ、普通ニ用ヒラレルヨリ稍々低イ彈性係數ヲ用ヒレバ許容シ得ル程度ノモノタルヲ要スル。

堰堤ノ築造材料ハ經濟上ノ點カラ特ニ比較研究ヲ要スル。築堤個所ノ手近ニ得ラレル材料ハ一般ニ廉價ニ供給セラレルヲ常トスル。基礎ノ土質ガ良好ナラバ土堰堤又ハ石塊堰堤ハ僻遠ナ場所ニ用ヒテ經濟上有利デアルガ、之ニ反シテ鐵道、水路等材料運搬ノ便利ナ處デハ**こんくりーと堰堤**ガ經濟上多ク望マシク、又同ジこんくりーと堰堤デモ、**充實重力式、被版式**又ハ**多拱式**ナドハ孰レヲ可トスベキヤハ經濟上ノ比較カラ定マルコトガ多イ。

堰堤ノ安全　處ニ依ツテハ堰堤ノ恒久性ハ左マデ肝要デナイコトガアル。例ヘバ堰堤ガ決潰シテモ下流々域ノ住民ノ生命財產ニ損害ヲ及ボサナイ場合ニハ、堰堤ハ恒久性ノモノデナクトモ良イコトモアルガ、之ニ反シテ人命ヤ不動產ニ至大ノ關係ノ有ルトキハ、決潰セザルコトヲ必要條件トシナケレバ

第二十六表　堰堤ノ高サト型

堰堤名	地名	型	基礎上ノ高サ	
			m	呎
Cobble Mountain	米國 Massachusetts	土堰堤	74.7	245
Salt Springs	〃 California	石塊堰堤	100.6	330
Rodriguez	Mexico	被版堰堤	73.2	240
Lake Pleasant	米國 Arizona	多拱堰堤	78.0	256
Kensico	〃 New York	直線重力式	93.7	307
Diablo	〃 Washington	單拱堰堤	118.6	389
Pacoima	〃 California	定角拱堰堤	111.3	365
Owyhee	〃 Idaho	曲線重力式	123.5	405
Boulder	〃 Nevada-Arizona	〃	221.3	726
Pardee	〃 California	拱重力式	109.1	358
Shasta	〃 〃	曲線重力式	170.7	560

ナラナイ。從ツテ又如何ナル形又ハ型ノ堰堤ヲ用フベキヤヲ擇ブノガ恒久性絕對ノ必要デアル。

堰堤ノ高サハ堰堤ノ型ト關係スルコトガ多イ。低イ石堰堤ハ7米以下ノモノガ泥土細砂ノ上ニ作ラレ、9米以下ノモノハ粘土ノ上ニ、15米以下ノモノハ硬イ砂利層ノ上又ハ粗砂ノ厚床ノ上ニ作ラレ、120米以下ノモノハ堅イ岩盤ノ上ニ作ラレタ。前表ハ堰堤ノ高サト型ヲ示シタモノデアル。

145. **堰堤ノ型**　堰堤ニハ可撓型、扶壁型、充實重力型、單拱型、多拱型ナドノ別ガアル。

可撓型ハ堰堤ガ多少可撓性ヲ持ツテ居ルモノヽ總稱デアルガ、嚴格ナ意味デ言フナラバ、他ノ堰堤デモ自重ト水壓トニ依リ幾ラカ撓ミヲ現ハサナイモノハナイ。然シ此ニ可撓型ト云フノハ堤體自身ガ多少粗鬆ニ出來テ居ルモノヲ云フノデアル。此種ノモノハ更ニ**土堰堤**及**石塊堰堤**ニ小分サレ、土堰堤ハ更ニ**水締メ**ト**轢壓**ノ二種ニ分タレテアル。**水締メ**ト云フノハ土砂ヲ混シタ水ヲ以テ管ニ依リ築堤箇所ニ流送スルモノデ、土粒ノ細粗ニ依リ、土ハ自然ニ中部トカ外部トカニ分レ、內部ニハ緻密ノ**壚埴**質又ハ粘土質ヲ殘シ、外部ニハ稍々粗粒ノモノヲ含ム堰堤ヲ作リ上グルモノヲ云ヒ、**轢壓**ト云フノハ捲出シタ土ヲろーら一又ハ輾子ノ類デ壓固メツヽ層又層ヲ作リ、豫定ノ高サニ達スルモノデアル。**土堰堤**ハ基礎ガ土砂等比較的不安定ノモノカラ成リ、滲透性ノ多イ場合ニ適當ナモノデ、又こんくりーとノ資料ガ貴クテ可撓型堰堤ガ經濟的ナ時ニ用ヒラレル。**石塊堰堤**ハ土砂ノ代リニ石塊ヲ用ヒタモノデ、土堰堤ト共ニ撰擇ニ考慮スベキ必要ナ點ハ溢水ノ虞ガナイ處ニ設ケナケレバナラナイコトデアル。溢水ハ一般ニ全堰堤ノ決潰ヲ招クコトアリ、堰頂カラ流レル水ハ堤腹ヲ侵蝕スルコトガ最モ多イ。從ツテ餘水吐ハ此種堰堤々頂ニハ之ヲ設ケザルヲ得策トシ、例令表面ヲ塗裝シテモ沈下ノ爲ニ塗裝ノ龜裂ヲ招

來スベク、延イテハ堰堤ノ破壞ヲ容易ニ招クコトガアル。卽チ餘水吐ハ堤體以外ノ地山ニ其設置個所ヲ求メナケレバナラナイ。是等ノ理由カラ可撓型堰堤ハ經濟的ニハ優秀ナ處デモ之ヲ不適當トスル場合ガアル。

扶壁型ハ抉壁ヲ立テヽ被版ヲ支ヘ、被版ハ水壓ニ耐ヘルモノデ、又**被版堰堤**トモ呼バレル。又被版ノ代リニ圓壕ヲ用ヒタ**複壕堰堤**モ亦同型ト見ルコトガ出來ル。

扶壁型ハ充實こんくりーと型ヨリモこんくりーとヲ要スルコト少ナク、鋼材ヤせめんとノ値段ニ依ツテハ工費モ廉ク、且ツ速ク出來ル。殊ニ基礎ガ滲透質デ揚力ガ起リ易ク、大ニ考慮ヲ要スル處デハ扶壁型ヲ用ヒレバ扶壁ノ間ノ揚力ガ少クナルカラ、一長所ヲ持ツテ居ル。更ニ又上流面ノ被版ノ傾斜ヲ按配シテ、基礎ノ上ノ合成壓力ヲ扶壁ノ中央ニ近ク來ラシメル樣ニシテ、基礎ノ上ノ荷重分布ヲ良好ナラシメルコトガ出來ル。高イ扶壁堰堤ノ上部ニ鐵筋ヲ入レル薄イ斷面ハ之ヲ避ケルが良イ。

充實重力型　峽谷ニハ拱型ノ堰堤ヲ適當トスルガ、其外ニハ充實重力型ガ最モ普通ノ堰堤デアル。止水壁ヲ用ヒテ水ノ滲透ヲ防ギ、揚力ヲ妨ゲ得ルカラ、基礎ノ强度ガタツプリ有ル處デハ、高イ充實重力式堰堤ハ最モ作リ易イ。堅イ不滲透質ノ岩盤基礎ノ上ニ充實重力式堰堤ヲ作ル場合ニ用ヒ得ル高サノ限度ハ良好ナこんくりーとノ許容作用應力カラ定メルコトガ出來ル。基礎ガ滲透質デ低壓力ニ堪ヘル處デモ低イ充實重力式石堰堤ハ矢板ノ止水壁ト杭地行ヲ用ヒレバ安全デアル。

重力式石堰堤ヲ直線ニスルカ又ハ拱形ニスルカ屢々問題トナルガ、後者ハ拱ノ長サ又ハ曲率半徑ガ餘リ大デナイ時、又ハ峽谷壁ガ高壓力ニ堪ヘル處、或ハ又基線同高線ガ曲線平面圖ニ從ツテ籤ナル時ナドニ優ツテ居ル、基礎カラ堤頂マデノ高サハ中央カラ兩端ニ進ムニ從ヒ段々減ジテ來ルカラ、基礎ニ

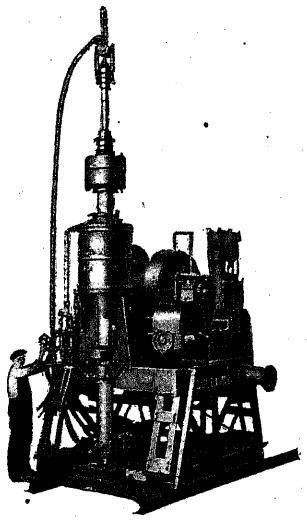
對シテハ垂直ノ片持梁又ハかんちればーノ働キヲ營ムカラ、かんちればーハ高サガ大ナ程撓ミモ亦大トナル爲メ、地平ノ方向ヲ考ヘレバ扭レノ應力ヲ引起シ、堰堤ノ側壁ニ於テハ短イかんちればーニ廻轉もーめんとヲ生ズル。伸縮接合ニぐらうちんぐヲ施セバ短イかんちればーハ此種ノ荷重ヲ吸收スルガ、直線重力式堰堤ニ於テハ兩端ニ近ツク程斷面ノ厚サヲ增サナケレバナラナイ。

單拱型　峽谷ノ徑間ガ比較的狹ク、峽谷側壁モ强靱ナ岩盤デ拱衝力ヲ承ケルニ充分ナ場合ニハ、拱堰堤ハこんくりーとヲ要スルコト少ク、從ツテ重力式ヨリモ低廉ナ工費デ作ルコトガ出來ル。水壓ハ側壁ニ向ツテ傳播スルカラ、揚力ハ拱型ニハ不必要トナル。是レ拱自身ニ充分ナ重量ガアツテ揚力ニ反對ノ方向ニ働イテ居ルカラデアル。重力式堰堤ノ滑動ニ對スル安全率ハ1ヨリモ僅カニ多ク、稀ニハ2以上デアル。然ルニ之ニ反シテ良設計ノ拱堰堤ヲこんくりーとデ作ツタモノヽ安全率ハ4,5又ハ以上デアル。是レ現今拱型ガ高堰堤ニ用ヒラレル所以デアル。

146. **堰堤ノ基礎ト試錐及人工地震ニ依ル地盤ノ地質推定**　堰堤ノ基礎ハ此構造物ニ特ニ必要ナ關係ヲ有シ、堰堤決潰ノ主因ハ基礎ノ不良ニ依ルモノガ多イ。卽チ第一、堰堤ノ基礎ガ軟弱デ、其地盤ノ載荷力以上ノ重量ガ基礎ノ上ニ載セラレヽバ、支持力ノ不足カラ地盤ハ壓挫セラレ、延イテ堰堤ノ崩壞ヲ來スヲ常トスル。第二、若シ又堰堤ノ一部ト其上層ノ間、又ハ堰堤ト基礎ノ間ガ何等カノ原因デ凝結力ヲ失ヒ、其摩擦係數ガ堰堤ノ橫壓ニ依ツテ凌駕セラレル時ハ、堰堤ハ堤體自身ノ上デ、又ハ基礎ノ上デ、滑動ヲ起スコトガアル。是レ亦堰堤ノ崩壞ヲ招來スル原因トナル。第三、若シ基礎ノ中ニ滲透水路ヲ生ジタ所謂**管通**ノ場合ニ、水ノ流速ニ依ツテ侵蝕セラレテ、基礎ノ崩壞ヲ見ルコトガアル。第四、溢流ニ依リ、又ハ堤底ニ近ク餘水吐ヲ設ケテ

アルトキ、水勢ハ漸次侵蝕ヲ來シテ、或ハ水叩ヲ破リ、或ハ引出口ヲ破壞シ、延イテハ堰堤自身ヲ破壞スルコトガアル。第五、基礎自身ノ內部ニ、又ハ堰堤ト基礎ノ間ニ滲透シタ水ハ浮力又ハ揚壓力ヲ生ジ、轉覆もーめんとヲ增シ、又ハ堤重ヲ減ジ堰堰堤ノ破壞ヲ誘致スルコトガアル。

以上ノ理由ニ依リ堰堤築造個所ノ地盤ハ充分綿密ニ調査ヲ行ツテ其地質ヲ檢討シ、地層ノ厚サ、層向、斷層ノ有無、岩石土壤ノ比重其他ノ性質、載荷力、滲透性ナドヲ確メナケレバナラナイ。之ガ爲ニハ若干ノ重要ナ個所ニ先ヅ**試錐**ヲ行ヒ、殊ニ正シイ資料ヲ得ル爲メこあ試錐ヲ用ヒテ地質的研究ヲ行フヲ順序トスル。第三百七圖ハ試錐機ノ一種さりばん型ヲ示シタモノデアル。



第三百七圖　試　錐　機

又或深サノ孔ヲ地中ニ掘ツテ之ニだいなまいとヲ裝塡シ、其爆發ニ依ツテ一種ノ人工地震ヲ生ゼシメ、地殼ヲ傳播スル彈性波ヲ自記地震計ニ描カシメ、堰堤築造個所又ハ餘水吐豫定位置ノ地質殊ニ岩盤ノ深サナドヲ迅速ニ知ルコトガ出來ル。

最近ノ研究ニ依レバ地殼ハ主ニ三層カラ成ツテ居ルモノヽ如ク、上層ハ凡ソ 12 粁ノ厚ヲ有スル花崗岩カラ成リ、之ニ厚サ凡ソ 3 粁ノ水成岩ガ不規則ニ被覆シテ居ル。中間層ハ厚サ凡ソ 24 粁デ、其成分モ不確デ恐クハ種々變ツテ居ルラシイ。此下ノ所謂下層トモ云フベキモノハ主ニ橄欖石カラ成リ、厚サ凡ソ 480 粁デアル。今剪斷應力ノ下ニ花崗岩ガ破壞シテ地殼ニ變動ヲ起セバ二種類ノ波動又ハ衝動ヲ生ズル。卽チ P 及 S 波ガ是デ、更ニ第二第三

ノ波ガ續イテ現ハレルコトガ地震計ノ記錄ノ上ニ知ラレル。而シテ稀稠波又ハ縱波ヲ P, P_g 及 P^x デ表ハシ、橫波ヲ S, S_g 及 S^x デ表ハセバ、P_g, S_g 波ハ地表ニ近ク傳播シ、P^x, S^x ハ中間層ノ境界ニ近ク走リ、P 及 S 波ハ下層ノ境界ニ近ク擴ツテ居ル樣デアル。今是等ノ波ノ速度ヲ km/sec デ表ハセバ次ノ降順トナル。

波ノ種類	P	P^x	P_g	S	S^x	S_g
波速 km/sec	7.73	6.25	5.50	4.28	3.73	3.23

從ツテ P 波ハ 7 乃至 8 km/sec ヲ以テ傳播シ、S 波ハ其 0.57 倍ノ波速ヲ以テ走ツテ居ル。週期ハ P 波ガ 1 秒內外、S 波ガ 2 秒內外デアル。

今標準地層ニ於テ縱波ノ波速ヲ擧ゲレバ次ノ如クデアル。

第二十七表　標準地層に於ける縱波波速表

地　質	波　速
盛　土	0.2-0.4 (km/sec)　660- 1,300 (呎/秒)
砂及砂利　(乾)	0.7-1.2　2,300- 3,900
〃　(濕)	1.3-1.8　4,300- 5,900
粘　土　(濾塲質)	1.7-2.0　5,600- 6,600
砂　岩　(硅石質)	1.9-2.3　6,200- 7,500
〃　(粘土質)	2.3-2.5　7,500- 8,200
〃　(白堊質)	2.5-3.5　8,200-11,500
泥灰石　(白堊少量)	2.5-3.0　8,200- 9,800
〃　(〃 多量)	3.5-4.5　11,500-14,700
火山岩	2.9　9,500
水成岩	3.5　11,500
白　堊　(軟)	4.3-4.8　14,100-15,700
〃　(硬)	5.0-6.0　16,400-19,700
火成岩	5.2　17,100
始原代岩	5.6　18,400
頁　岩	6.3　20,700
花崗岩	8.3　27,000

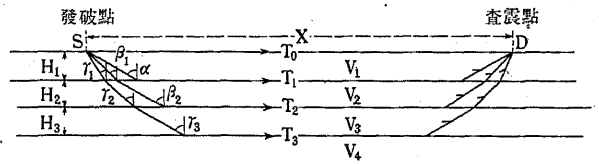
近來各國ナドデ築堤個所ノ地質檢索ニ用ヒル器械ハ三要素おっしろぐらふデ、だいなまいと爆發ノ波動ヲ 10 米又ハ 12 米ノ間隔ニ直線内ニ配置シタ 3 個ノ査震器又ハでゝくたーデ捉ヘルノデアル。双方ノ方向數百米ニ及ブ此直線上デ一定間隔デ爆發物又ハしょっとヲ發火シ、其最モ近イ發破點又ハしょっと點ハ中央査震器カラ 3 米トスル。近イ發破カラ出ル波動ノ最モ迅速ナル路ハ地中直線ヲ爲スノデアルガ、モツト遠イ發破デハ波動ノ徑路ハ發破點カラ岩石ニ達シ、岩石面ニ沿ウテ査震器ノ處マデ達スル。是レ岩石内ノ速度ハ其上被物質ヨリモ遙ニ速イ速度デ波動ノ傳達ヲ見ルカラデアル。上被物質ヲ通ル波動ト岩石ヲ通ル波動トガ同時ニ達スル距離ト、査震器ニ波動ガ達スルニ必要ナ時間トノ關係ハ岩石ノ深サヲ定メシメル。

發破ノ線ハ必要ニ應ジテ岩盤マデノ垂直距離ノ凡ソ 3 倍位迄ハ延長スルコトガ出來ル。發破ハ深サ 90 糎，通例 15 米ノ間隔ヲ以テ穿ツタ孔ヘ裝塡シテ豫測用ニ充テ、更ニ細部ノ岩盤面ニ就イテ知ラレントスル時ハ此間隔ヲ密ニシ、6 米ノ間隔ハ良好ノ結果ヲ與ヘタ。

野業ニハ少クモ 3 人ヲ要シ、更ニ多數ノ人員ヲ用ヒル方ガ良イ。細部ノ調査ニハ測定班ヲシテ發破點及査震點ノ位置ヲ定メサセ、且ツ各點ノ高サヲ定メサセテ地盤面ノ地形ヲ知ルニ便ナラシメル。地震器操縱者、發破人及裝塡孔ヲ掘鑿シ、發破ノ後埋戻ヲ爲シ、一線カラ次線ニ諸器械ヲ運搬スルナドノ仕事ニ從事スル四五人ノ勞働者ヨリ成ル隊員ヲ備ヘ得レバ、最モ良イ結果ガ得ラレル。以上ノ人員ガアレバ器械ハ最大ノ速度ト能率ヲ以テ動カサレ、測量、孔掘リ、發破及埋戻ナドノ作業ハ凡ソ同シ速度デ進メルコトガ出來ル。孔掘リガ容易ナ處デハ全一日中ニ 4 又ハ 5 個ノ線（70 乃至 80 發破）ヲ發破スルコトガ出來ル。

岩盤ノ深サハゆーいんぐ (Ewing)，くれーりー (Crary) 及るざーふぉーど

(Rutherford) ノ公式カラ計算スルコトガ出來ル。今第三百八圖ニ於テ、S ヲ發破點、D ヲ査震點トシ、厚サ H_1, H_2, H_3 ナル層ガアツテ是等ノ諸層ノ波速即チ波動ノ傳播速度ヲ夫々 V_1, V_2, V_3 トシ、各經路ヲ通過スルニ要スル時間ヲ夫々 T_1, T_2, T_3, 波動ノ反射角ヲ α, β, γ, SD＝X トスレバ



第三百八圖　地層ト波連

$$(1)\quad \begin{cases} \sin\alpha=\dfrac{V_1}{V_2};\quad \sin\beta_1=\dfrac{V_1}{V_3};\quad \sin\beta_2=\dfrac{V_2}{V_3} \\ \sin\gamma_1=\dfrac{V_1}{V_4};\quad \sin\gamma_2=\dfrac{V_2}{V_4};\quad \sin\gamma_3=\dfrac{V_3}{V_4} \end{cases}$$

及ビ

$$(2)\quad \begin{cases} T_0=\dfrac{X}{V_1} \\ T_1=\dfrac{2H_1}{V_1\cos\alpha}+\dfrac{X-2H_1\tan\alpha}{V_2} \\ T_2=\dfrac{2H_1}{V_1\cos\beta_1}+\dfrac{2H_2}{V_2\cos\beta_2}+\dfrac{X-2H_1\tan\beta_1-2H_2\tan\beta_2}{V_3} \\ T_3=\dfrac{2H_1}{V_1\cos\gamma_1}+\dfrac{2H_2}{V_2\cos\gamma_2}+\dfrac{2H_3}{V_3\cos\gamma_3} \\ \qquad\qquad +\dfrac{X-2H_1\tan\gamma_1-2H_2\tan\gamma_2-2H_3\tan\gamma_3}{V_4} \end{cases}$$

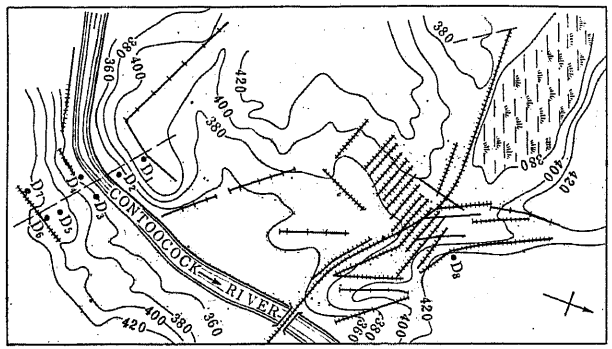
X＝0 トシテ H_1, H_2, H_3 ヲ解ケバ

$$\left.\begin{aligned} H_1&=\frac{T_1V_1}{2\cos\alpha} \\ H_2&=\frac{T_2V_2}{2\cos\beta_2}-\frac{H_1\cos\beta_1V_2}{V_1\cos\beta_2} \end{aligned}\right\}\qquad [122]$$

$$H_3=\frac{T_3V_3}{2\cos\gamma_3}-\frac{H_1\cos\gamma_1V_3}{V_1\cos\gamma_3}-\frac{H_2\cos\gamma_2V_3}{V_1\cos\gamma_3}$$

地震計ハ $\frac{1}{200}$ 秒ノ時間ヲ測リ得ルヲ以テ、上式ノ右邊ハ夫々精密ニ知ラレル。

米國めりまっく (Merrimack) 流域ノこんとゝーこっく河 (Contoocock R.) ニ堰堤個所ヲ撰定スル爲メ、地質調査ヲ行ツタ。此附近ハ氷河ノ沈澱物ガ前氷河盃谷ヲ埋メ、こんとゝーこっく河ハ氷河沈澱物ト花崗岩ノ基岩壁ノ間ノ接觸



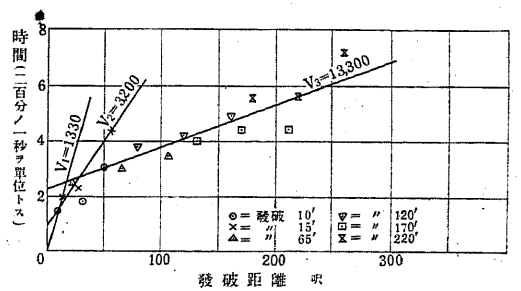
第三百九圖　堰堤個所附近震測平面圖

部ニ沿ツテ溝ヲ刻ンダ。露頭ハ右岸側壁ノ上ニ散在シテ、若干ノ試錐孔ハ淺イ深サデ岩盤ニ達シタ。試錐ノ結果岩盤面ハ河ノ中央ニ近ク急ニ北方ニ傾下シ、右岸側壁ハ 100 呎以上ノ深サデ尙ホ未ダ岩盤ニ達シナカツタ。右岸側壁ノ中心線カラ上流デ岩盤ハ亦急ニ落込ンデ居ルカラ、取入口ヲ設クベキ上流ノ限界ガ判然シナイ。堰堤箇所ノ北約一哩ノ鞍部ハ之ヲ利用シテ餘水吐トスルニ適當デアツタ。岩盤ノ最モ良イ狀態ノ處ナレバ此鞍部ノ何處ニ餘水吐ヲ設ケテモ宜シク、探査ノ範圍デハ全堰堤個所ノ上被層ハ一樣ナ細砂デアツタ。

出來レバ自記地震圖ノ助ヲ籍リテ解決スベキ種々ノ問題ガ堰堤ノ設計ニ關聯シテ起ツタ。堰堤箇所ノ河ノ右岸ニ於ケル岩盤ノ深サヲ定メ、上流ニ落込

ンデ居ル岩盤ノ深サヤ、餘水吐堰堤ノ最良ノ位置ナドヲ定メルコトガ是デアル。種々ノ小丘陵ガ豫定餘水吐ノ水路ニ現ハレテ居ルガ、之ハ全部上被層カラ成ルト信ジラレテアツタガ、若シ岩盤ガ無ケレバ丘陵ノ除去ハ困難デナイト信ジラレタ。又堰堤ノ心壁トスベキ細粒ノ不滲透性ノ物質ヤ、外殻ニ充ツベキ砂利ガ無イコトハ明白デアツタ。而シテ自記地震圖ニ依ツテ是等物質ノ沈澱物ノ位置ヲ定メルコトヲ期待サレタガ、迅速ニ設計ノ問題ヲ決定スルノ必要ナ資料ヲ得ルニ有效デアツタ。卽チ築堤面積及引出口附近ニ集中シテ行ツタ試錐ノ結果ニ加ヘテ、堰堤個所ノ地震調査ヲ綿密ニ行ツテ之ヲ補助トシテ地質ヲ精確ニ知ルコトガ出來、更ニ餘水吐區域ニ於ケル岩盤ノ深サガ知ラレ、岩盤面ノ同高線ガ作ラレルコトガ出來タ。又波速カラ上被層ノ性質ヲ知ラントスルコトモ一部成功ヲ收メタ。

餘水吐ヲ作ラントスル地域ニ於テ、鐵道ノ西方ニ 9 條ノ平行線ヲ設ケテ測定ヲ行ツタガ、岩盤ハ地表ニ近イコトヲ示シ、上被層ノ厚サハ最大 10′ 乃至 15′ ニ過ギナカツタ。此地域內ノ一線ノ圖解法ハ第三百十圖ニ示ス樣ニ、上被層ガ 1 層、岩盤ガ 2 層アルコトヲ示シ、次ノ如キ岩盤ノ深サヲ算計シタ。今 V_1 ハ發破點ト 10′ ヲ隔テタ震點ノ地震圖カラ波速 V_1, V_2, V_3 ヲ現ハス所ノ時間距離曲線ガ得ラレ、夫々其平均直線ノ傾斜ハ波速ヲ示ス。例ヘバ V_1 線ハ 10′ ノ距離デ $\frac{1.5}{200}$ 秒トスレバ $V_1=\frac{200}{1.5}\times10=1{,}330$′/秒トナル。同樣ニ $V_2=3{,}200$′/秒及 $V_3=13{,}300$′/秒ヲ得、V_1 ハ土、V_2 ハ砂及砂利（乾）、V_3 ハ泥灰岩ニ近キモ



第三百十圖　地震線ノ圖解法

ノナルヲ知ル。又地震圖カラノ $T_1=\frac{0.9}{200}$ 及 $\cos\alpha=\sqrt{1-\left(\frac{V_1}{V_2}\right)^2}=0.909$ ヲ用ヒレバ

$$H_1=\frac{0.9\times1330}{2\times200\times0.909}=3.3'$$

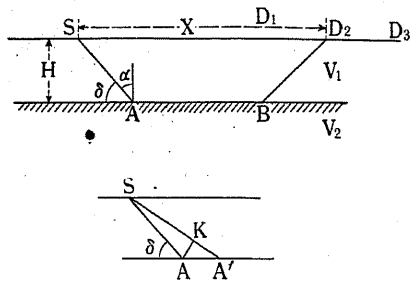
發破ノ深サヲ 3′ トシ、其半分ヲ用ヒテ

$$3{,}3+\frac{1}{2}\times3=4.8'\cdots\cdots\text{風化岩石ノ深サ}$$

同樣ニ $H_2=\frac{2.2\times3200}{2\times200\times0.97}-\frac{3.3\times3200\times0.995}{1{,}330\times0.97}=18.2-8.4=9.8$

$$9.8+4.8=14.6\cdots\cdots\text{新岩盤ノ深サ}$$

又第三百十圖 A ニ示スガ如ク、S ヲ發破點、D_1, D_2, D_3 ヲ S トー直線中ノ自記地震計ノ點、H ヲ地層ノ厚サ、V_1 及 V_2 ヲ夫々上下兩層內ノ波速デ V_1 ハ V_2 ヨリ小ナリトスル。今直接ニ波動ガ SD_2 ヲ經テ $SABD_2$ ト同時ニ D_2 ニ達シタトスレバ $SD_2=X$ トシテ地平線ト δ ナル角ヲ爲ス所ノ SA ノ外ニ假リニ SA′ ヲ傳達シタナラバ A カラ SA′ ニ垂線 AK ヲ揃キ



第三百十圖 A　地層ノ厚サ

$$\frac{A'K}{V_1}=\frac{AA'}{V_2}\quad\text{或ハ}\quad\cos\delta=\frac{V_1}{V_2}$$

δ ノ餘角ヲ α トスレバ前ニ示シタ如ク

$$\sin\alpha=\frac{V_1}{V_2}$$

トナル。依ツテ又

$$\frac{X}{V_1}=\frac{2H}{V_1\sin\delta}+\frac{X-2H\cot\delta}{V_2}$$

從ツテ

$$H=\frac{X}{2}\sqrt{\frac{V_2-V_1}{V_2+V_1}}\qquad[123]$$

例ヘバ $X=10'$, $V_1=1{,}330'$, $V_2=3{,}200'$ トスレバ

$$H=\frac{10}{2}\sqrt{\frac{3{,}200-1{,}330}{3{,}200+1{,}330}}=5\sqrt{0.4128}=3.21'$$

トナル。

卽チ此地域ニ於テ地震圖ハ 3 種ノ異ナル層ヲ表ハシ、深サト共ニ速度ノ異ナル特色ヲ備ヘテアツタ。勿論是等ノ地帶ハ異ナル岩石カラ成ルノデハナク、風化ノ度ヲ異ニシタモノニ過ギナイノデ、最上地帶ハ非常ニ風化ノ進ンダ所、接目ノ面ガ開イテ居タリ、上被層ノぼけっとヲ持ツテ居タリシタ。附近道路ノ切取面ナドヲ見レバ此地帶ノ物質ノ 5 割以上ハ岩石デアツタ。岩石掘鑿ノ方法デ掘鑿スルコトモ出來ルガ、全體トシテ地震波ニ對シテ上被層ノ如ク作用シタ。從ツテ餘水吐ノこんくりーとニ對シテ適當ナ基礎トサレナイ程度ニ多ク風化シテアルト信ズルコトガ出來ル。此下ノ地帶ハ地震波速每秒 11,000′ 乃至 13,000′ デ、紛フ方ナク連續岩盤カラ成リ、構造物ニ對シテ優秀ナ基礎ヲ爲シテ居ル。唯斷層的ナ肌ガアリ、龜裂ガアツテ僅カニ空隙ヲ存シテアル爲メ、或程度ノ風化ガ起リ、薄イ粘土層ヲ生ジタ。之ガ爲メ多少ノぐらうちんぐヲ必要トシタ。以上ノ推定ハ附近ノ試錐カラ得ラレタこあト能ク符合シタ。第三ノ地帶ハ時トシテ尙ホ深イ位置ニ在ツテ波速凡ソ每秒 20,000 呎ニ達シタ。此波速ハ地殼デ得ラレタ最高ノモノデ、非常ニ新鮮堅實ナ塊狀花崗岩デアルコトヲ示シテ居ル。此岩石ニハぐらうちんぐヲ容レナイモノト信ゼラレテアル。

鐵道南西ノ諸線ハ岩盤面ヨリ南ニ傾下シテ居ルコトヲ示シ、鐵道ノ東及北

ノ諸線ハ岩盤面ガ東ニ傾下シテ居ルコトヲ示シタ。從ツテ岩盤面ハ元決メタ餘水吐ノ線ニ沿ウテ可ナリ深イガ、更ニ北スレバ地表ニ近ヅイテ居リ、餘水吐ノ堰頂ノ數呎ノ中ニ在ルコトガ判ツタ。之ニ依ツテ餘水吐ノ堰堤ハ元決メタ位置ノ北凡ソ 400′ ニ移スコトガ得策デアルコトガ明カニナツタ。

餘水吐地域ノ各線ハ岩盤ノ深サガ 5 呎乃至 15 呎ナルヲ示シ、此斷面デ發破ヲ行ツタ 30 個ノ線ノ岩盤面ノ同高線ガ充分描キ得ル程ノ高サガ知ラレタ。餘水吐地域ハ充分精密ニ一帶ノ測量ヲ行ヒ、殊ニ 2, 3 ノ相隣スル線ハ之カラ測定シタ岩盤ノ高サガ 1, 2 呎ノ間ニ一致シタ。

餘水吐排水路ノ丘陵デ發破シタ諸線ハ是等ノ丘陵ガ悉ク上被層カラ成リ、岩盤掘鑿ノ必要ノナイコトヲ示シタ。右岸側壁ヲ爲ス段丘デ 3 線ニ發破ヲ行ツタ結果、上被層ガ平均 100′, 而カモ所ニ依ツテハ著シク深カツタ。右岸側壁デハ 4 本ノ線內デ發破ヲ試ミ、中 2 ハ試錐孔ヲ貫キ、結果ノ精度ヲ檢シタガ、震測ト試錐ハ 1 呎以內ニ符合シタ。

地震圖ヲ用ヒテ岩盤ノ深サヲ知ル方法ハ迅速デ且ツ經費ノ廉ナルヲ主ナル長所トスル。今此ニ述ベタこんとらーこっくノ洪水調節堰堤ニ於テハ總計 41 線デ 350 箇所以上デ岩盤ノ高サヲ檢シタガ、結果ノ計算ト報告ノ作製ヲ含ンデ 1 ケ月以內ノ時日ヲ要シタニ過ギナカツタ。而シテ岩盤平均ノ深サハ凡ソ 30 呎デアツタ。今若シ同樣ナ結果ヲ得ル爲ニ非常ニ多クノ道具ヲ使ツテモ試錐デハ 1 ケ月以上ヲ要スルコトハ明カデ、工費ノ如キハ震測ハ試錐ノ $\frac{1}{3}$ 乃至 $\frac{1}{10}$ ニ過ギナイ。

震測ノ資料ト試錐ノ結果トヲ比較シテ見ルニ、作業ニ周到ノ注意ヲ拂ヒ、計算ヲ適確ニ行フ時ハ震測ノ結果ハ實際ノ岩盤ノ深サノ 10% 以內ニ符合シ、最モ多クノ場合ニハ 5% 以內ニ合ヒ、多クノ場合、上被層ガ一樣デアルカ、又ハ一樣ニ變ツテ居ル樣ナ場合ニハ 1 呎以內ニ一致シテ居タ。從ツテ 2 個ノ堰堤箇所ノ工費ヲ比較シタリ、又岩盤ノ精密ナ深サヲ必要トシナイ樣ナ仕事ニハ豫備調査トシテ地震圖ニ依ル測定ハ相當精密ナモノデアル。地震圖測定ヲ多數ノ點デ細カニ行フトキハ更ニ精密ナ結果ガ得ラレル。

勿論地震圖ニ依ル調査ハ實際土質ノ資料ヲ手ニシナイカラ、試錐ノ如ク上被層ノ如何ナルモノカラ成ルヤヲ示サナイガ、尙上被層ノ性質ニ關シテ多大ノ知見ヲ與ヘルコトガ可能デアル。是等知見ノ範圍ヤ信賴シ得ル程度ナドハ將來ノ研究ニ待ツベキモノデアル。

147. 基礎地盤ノ地質ト岩盤ノ基礎 一般ニ堰堤ハ泥土ノ樣ナ軟弱ノ地盤カラ、岩盤ノ樣ナ硬固ノモノニ至ル迄、適當ナ底幅ト高サヲ用ヒ、適當ナ工法ヲ用ヒテ築造スルコトガ出來ル。

泥土及細砂ヨリ成ル地盤 泥土及細砂ハ水ノ滲透ヲ生ジ易ク、又侵蝕洗掘ヲ受ケ易イカラ、滲透ヲ阻止スル止水壁ノ類ヲ設ケナケレバ堰堤ノ基礎トシテハ不適當ナ地質デアル。從ツテ石堰堤ヲ此地質ノ上ニ作ル場合ニハ 7 乃至 8 米位ノ高サニ限ルベク、分水堰ノ類ニ用ヒラレル。然シ土堰堤ハピンカラ切リマデノ高サノモノガ此種ノ地質ニ用ヒラレル。斯カル地盤ニハ滲透ハ免レ難イカラ、底幅ヲ大ニシ、止水壁ヲ深クシテ滲透水ノ流速ヲ減ジ、侵蝕ヲ無クスル樣ニスルヲ一般ノ原則トスル。此種ノ土壤ハ人工的ニ基礎地盤ヲ輾壓シタリ、こんくりーと又ハ木ノ杭ヲ打込ンダリ、天然ノ基礎物質ニ粗砂砂利ヲ加ヘタリナドシテ、又時トシテハ排水ヲ良クシタリシテ載荷力ヲ增加スルコトガ出來ル。斯カル天然地盤デハ每方米 10 乃至 20 噸（每方糎 1 乃至 2 瓲）位シカ載荷力ガナイガ、前ノ如ク强化シタモノハ可ナリノ載荷力ヲ得ラレル。

粘土質基礎地盤 粘土質ノ地盤デハ 9 米以內ノ石堰堤ヲ作ルコトガ出來ル。元來粘土質地盤ノ載荷力ハ水分ガ增加セバ大ニ減少スルガ、水分ノナイ

粘土質地盤ハ之ヲ得ルコトガ困難デアル。從ツテ矢板ナドヲ用ヒテ粘土ヲ制限シ、其擴ガルノヲ防グナドハ粘土質ノ地盤ニ堰堤ヲ築造スルニ適スル。排水ヲ良クスルコトモ亦粘土質ノ處ニ宜シイ。粘土質盤ハ每方米 20 乃至 40 噸ノ載荷力ガアル。石塊堰堤又ハ土堰堤ハ寧ロ粘土質ノ地盤ニ用ヒラルベク、水ノ飽和トカ又ハ過重ナドノ爲ニ堰堤ノ崩壞シタ例ガ多イ。

砂利及粗砂質基礎地盤 締ツタ砂利又ハ粗砂ガ充分ナ厚サノモノナラバ15米以下ノ石堰堤ニ對シテ優秀ナ基礎ヲ爲シテ居ル。元來砂利ヤ粗砂ハ水ヲ滲透セシメルカラ、能ク之ヲ膠着セシメルカ又ハ止水壁ヲ適當ナ深サニ挿入セシメル必要ガアル。斯クスレバ土堰堤又ハ石塊堰堤ナドモ相當ノ高サニ作上ゲルコトガ出來ル。載荷力トシテハ每方米 40 乃至 80 噸（每方糎 4 乃至 8 瓩）位ニ達スル。

石灰岩ヤ熔岩ノ厚サガ大ナレバ堰堤基礎トシテ充分ノ載荷力ヲ備ヘテ居ルガ、兩者共洞窟ナドヲ持ツテ居ルコトガアルカラ、愼重ナ探究ヲ要スル。從ツテ水密ナラシメル施工ガ屢々必要デアル。若シ薄層ノ石灰岩ヤ熔岩ナラバ信賴スベカラザルモノガ多イ。

頁岩ヤ砂岩ノ軟質ノモノハ載荷力モ少ク、龜隙モ多ク、且ツ空氣ヤ水ニ曝セバ崩壞ノ虞ガアル。從ツテせめんと注入ナドヲ行ハナケレバ安心シテ堰堤ノ基礎トスルコトガ出來ナイ。概シテ第三紀層ノ岩石ハ硬化ガ不充分デアルカラ、其層向ヤ斷層ナドニ深イ注意ヲ拂フ必要ガアル。

花崗岩及片麻岩ノ如キ堅實ナ岩盤ハ如何ナル堰堤ニモ基礎トシテ最モ適當デアル。載荷力モ大デ、龜裂モ少ク、侵蝕ニ對シテモ安全デアル。然シ斷層ヤ脂肌ナドヽ呼バレル層間ノ異物ナドガ介在スルコトガアルカラ、周到ナ調査ヲ怠ツテハナラナイ。**玄武岩**ノ如キ岩石自身ハ堅固ナモノデモ、柱狀岩ノ間ノ龜隙ハ屢々漏水ヲ生ジ易ク、堰堤ノ基礎トシテ不適當デアル。

，基礎ヲ爲ス岩盤ノ性質ガ一樣デナク、夾雜物ヲ含ンダ種々ノ岩石カラ成ル場合モ亦少クナイ。例ヘバ**蠻岩**ナドガ之ニ屬シテ居ル。卽チ成層岩デアルカ否カ、滲透性カ不滲透性カ、軟岩カ硬岩カナドガ一般ニ研究セラルベキモノデアル。滲透性ノ岩石ナラバ止水壁ヲ用ヒテ水路ヲ遮斷スル必要ガアル。

堰堤ノ設計ニ最モ困難ナ基礎ノ一ハ軟弱ナ地層ガ堰堤ノ底部ニ橫ハルカ又ハ非常ナ深サノ處ニ在ル場合ガ是デアル。前ノ場合ニハ軟弱ナ物質ヲ全部撤去スルヲ良シトシ、或ハ排水ヲ良クシ、止水壁ヲ設ケルナドノ必要ガアル。後ノ場合ニハ軟弱層ノ載荷力モ明カナラズ、又之ヲ處理スルコトモ困難デアルカラ、上部ノ硬質層ヲ以テ堰堤ノ重量ヲ荷ハシメルヨリ外ニ道ハナイ。ぱーかー堰堤 (Parker Dam) ノ樣ナ深ク基礎ヲ掘鑿シタ例モアル（第九章第八節 158 參照）。軟質物ハ上ニ重量ヲ加ヘルトキハ、堰堤ノ上下流ニ膨出ヲ生ズルコトガアルガ、土砂岩石ノ類ヲ載セレバ之ヲ防止シ得ベク、兼ネテ軟出物ノ移動ヲ妨ゲルコトガ出來ル。

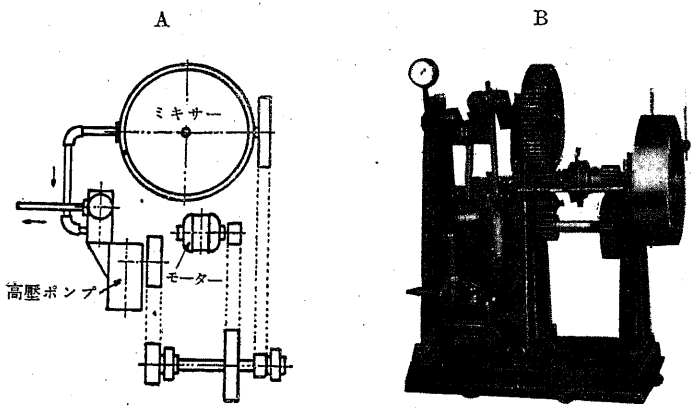
148. 堰堤基礎ノ滲透トぐらうちんぐ 堰堤々體ヲ浸潤スル水ハ其基礎ヲ滲透スル水ト等シク、共ニ堰堤工事ニ危險視スベキモノデ、殊ニ後者ハ最モ研究ヲ要スルモノデアル。若シ假リニ基礎ニ浸潤滲透スル水ガアリトスルモ、其流速ハ侵蝕ヲ生ズルニ至ラズ、其水量モ亦頗ル少ク、堰堤ニ對シテ有害トナラナイ程度ノモノデナケレバナラナイ。滲透ニ對スル抵抗力ハ水ノ潛行スル徑路ノ長短廣狹及其組織物質ナドニ關スルモノデ、砂礫ナドハ最モ抵抗力少ク、泥土粘土等之ニ次ギ、砂岩、石灰岩、頁岩、片麻岩及花崗岩ナド順次ニ抵抗力ガ多イ。成層岩ハ其層ノ方向ニ水ヲ通ス傾向ガアル。

築堤個所ノ位置ガ定レバ次ニ**根掘**ト稱シテ表面ノ土砂又ハ風化岩石等ヲ除却シ、龜裂其他ノ缺點ヲ見ザル岩盤ニ達セシメル。掘鑿ニハ屢々爆發藥ヲ用ヒルガ、良地盤ノ天然岩石ヲ傷メナイ樣ニ適度ノ爆藥ヲ使用スル。

岩盤ノ基礎ハ斯クシテ壓縮及滑動ニ抵抗シ、堰堤ノ後ニ置ク石工ト能ク密着スル樣、相當ノ壓力アル水、空氣又ハ蒸汽ナドヲ用ヒテ、泥土、石屑、草根、塵埃ヲ取拂ツテ後こんくりーとノ類ヲ置クベキデアル。

堰堤ノ前脚又ハ堤踵ニ近ク**止水溝**ヲ堤軸ニ平行ニ基礎ノ全長ニ渉ツテ掘鑿シ、相當ノ深サニ達セシメ、滲透防衛ノ第一陣タラシメル。

岩盤ヲ掘鑿シテ堰堤ノ基礎ヲ作ル場合ニハ、龜裂又ハ斷層ナドガ多少岩盤



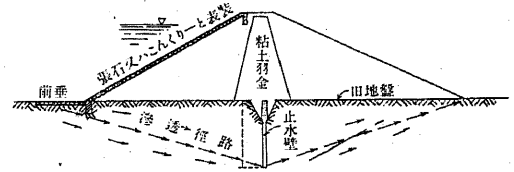
第三百十一圖　ぐらうちんぐ裝置

ニ存在スルヲ常トスルカラ、此場合ニハ壓力ヲ加ヘテせめんとノトロヲ注入シ、所謂**ぐらうちんぐ**ヲ施スヲ安全トスル。之ガ爲ニハ止水溝ヤ、堰堤ノ基礎全面ニ亙ツテ鑿岩機ヲ用ヒテ徑 75 粍位ノ孔ヲ 3 乃至 4.5 米ノ間隔デ、深サ凡ソ 7 米乃至 15 米ニ穿ル。注入液ハせめんとト水カラ成リ、トロガ岩石ノ隙ニ充分充塡スル程強イ壓力デナケレバナラナイ（第三百十一圖）。

土壤ノ基礎ノ場合ニハ表土ノ類ヲ剝取リ、下流ノ水叩ノ部分ニ亙ツテ築堤個所全部ヲ含ンダ區域ヲ眞土ニ達セシメ、草根木皮ノ類ハ凡テ之ヲ除却シ、有機物ノ類ハ腐蝕ノ後水ノ滲透ヲ來スカラ、凡テ之ヲ土中カラ撤去シナケレ

バナラナイ。土堰堤ハ基礎地盤ト堤土トガ平面上ニ界スル弊ヲ避ケ、兩者ノ密着ヲ助長スル爲ニ、堰堤軸ノ方向ニ直角ニ、近イ間隔デ若干ノ畝又ハ鋸齒ヲ設ケルヲ得策トスル。是レハ他ノ堰堤ノ基礎ニ就イテモ同樣デアル。

土堰堤ノ底ニハ不滲透質ノ岩盤迄又ハ相當ノ深サ迄こんくりーと又ハ矢板ノ**止水壁**ヲ設ケテ滲透水ヲ止メルカ、又ハ其流速ヲ極度ニ少クスル。土堰堤ノ底ノ止水壁ハ通例中心ニ近ク設ケルカ、又ハ中心ト堤踵ニ近ク併セ設クルカ、こんくりーと堰堤ニハ堤踵ニ設ケルコトガ少クナイ。勿論堰堤下ノ水流ノ方向及性質ハ堰堤ノ特性、基礎地盤ノ滲透性ナドニ依ツテ異ナルノデアルガ、滲透ノ徑路ハ堰堤ノ重量ガ及ボス基礎地盤ノ局部的壓力ノ變化ト土砂粒徑ノ細粗又ハ物理化學的性質ノ異同ニ從ツテ一般ニ曲線ヲ爲スベキ筈ダガ、便宜ノ爲メ之ヲ直線ト考ヘルコトガ出來ル。卽チ堤踵ト止水壁端ヲ繫ギ、更ニ之ヲ堤趾ニ連續スル直線ガ最モ可能ナ徑路デアル（第三百十二圖）。



第三百十二圖　粘土羽金

149. 堰堤ノ施工　第一　堰堤ノ築造　石堰堤ト土堰堤トデハ其施工法ハ異ツテ居ルカラ、此ニハ主トシテ石堰堤ニ就イテ述ベルガ、根掘リ又ハ土工等ノ兩者ニ共通ノモノモ少クナイ。

石堰堤ハ今日最モ推奬サレル方法デ作レバ、20 年前又ハ 40 年前ノモノヨリハ安全デ、信賴ガ出來、亦能ク理解サレタ構造物デアル。特種せめんと製造法ノ最近ノ進歩、こんくりーと各成分ノ性質、割合及混合ノ統制等ノ實際的試練及器械的設備並ニ築造方法ノ改善ノ引續イタ進歩ハ從來アツタ不確實ナ多クノ原因ヲ除去シタ。以上ノ進歩ハ設計ノ進化ト兩々相俟ツテ行ハレ、

諸材料ノ購買及築造ノ示様ニ反映シ、其結果構造ノ改善ヲ來シ、經濟的トナツテ、晩近ノ築造物ノ特色ヲ現ハスニ至ツタ。卽チ現場打こんくりーとハ益々均等性ヲ帶ビ、こんくりーとデ作ル石堰堤ハ設計者ヲシテ信賴シ得ル材料カラ出來ルト考ヘシメルニ至ツタ。

容積ノ變化ニ對シテ從來用ヒラレタ傳統的制限ハ低溫せめんとヲ用ヒル爲メ必要ガ無クナリ、又改良サレ、又ハ小區間ノ堅實ナ構造物ヲ作リ上ゲシメ、或ハ必要ニ應ジテ安定ナ熱狀態ヲ保タシメル爲メ、人工冷却ヲせめんとニ施シ、又ハ完全ナ單塊構造ヲ作ル爲メ同時ニ別個ノ區間又ハ單位ニぐらうちんぐヲ用ヒタリシタ。各單位ヲ界スル施工接合ノ位置及間隔ハ基礎ノ不整ノアル所ニ定メラレル。水壓管、引出口及樋管ノ位置ヤ個々ノ單塊ノ大サナドモ亦同樣ニ定メラレル。接合ニハ壓力デ壓入シタせめんとトロヲ充塡スル。完成ノ堰堤カラこあヲ採ツテ見レバ接合面ノ隅々ニ此ぐらうとハ能ク行渡ツテ居ルコトヲ示ス。卽チぐらうとハ非常ニ良ク穿入シテこあカラ接合ノ位置ガ識別出來ナイ。ぐらうとガ逃ゲ又ハ水ガ漏レルノヲ防グニハ接合ノ兩側ニ腐蝕シナイ可撓ノ金屬板ヲこんくりーとノ中ニ埋込メバヨイ。

大骨材ヲ含ム低イすらんぷノ經濟的貧混合ヲ用ヒルニハ凡テノ成分ノ均等及こんくりーとノ製造ヲ細カニ統制スルコトガ肝要デアル。**すらんぷト云フノハこんくりーと供試體ノ頂面ノ低下量デ、すらんぷヲ試驗スルニハ練立こんくりーとデ作ツタ標準供試體（截頭圓錐體）頂面ノ低下量ニ依リ施工軟度ヲ測定スルノデアル。**混合ノ爲ノ設計、骨材ノ撰擇、混合作業、混合物ノ運搬及こんくりーとヲ堰堤內ニ置クニハ絕エズ周到ナ注意ヲ拂ハナケレバナラナイ。砂ノ大サヲ嚴重ニ篩分ケルニ分類機ヲ用ヒテ種別スルヲヨシトシ、ぐらんどくーれー堰堤ナドデ成功シテ居ル。又ハ細微ナ混合砂ヲ混シテモヨイ。まーしゃるふぉーるど堰堤デハ粗砂ヲ棍狀みるデ碎イテ、混合砂ト同樣ノ砂ヲ

得タ。一般ニ粗骨材ヲ分離粉碎スルニハ周到ナ取扱ヲ必要トスル。水分ノ量ヲヨリヨク安定スルニハ骨材貯藏堆ノ排水ヲ良クシナケレバナラナイ、殊ニ砂ノ貯藏ニ就イテハ最モ然リトスル。各成分ヲ能ク比率ヲ保ツテ混合スルニハ改良計重混合機、量水器、自働凍込記錄器、混合機ノ放下及混合機翼ノ形及配置ノ適當ナ設計ヲ要スル。

こんくりーとノ運搬ハばけつ、卿箕べるとこんべや及斜樋ナドノ各輸送設備ヲ改善スルコトニ依ツテ改良スルコトガ出來ル。こんくりーとヲ滿足ニ緊固メルニハばいばーヲ又ハ振動器ヲ用ヒル方ガヨイ。施工接合面ハ新シクこんくりーとヲ置ク前ニ高イ附着强ヲ得ル樣ニ豫メ考慮スルヲ必要トスル。

以上ノ諸點ヲ綜合スレバこんくりーとノ諸成分ヲ混合シ、運搬シ、之ヲ現場ニ置クニ當リ、次ノ諸點ハ施工ノ基礎的要領デアル。

（第一） 堰堤ノ下底部ハ基礎及側壁ニ沿ウテ岩層中ニ充分吻合セシメル。

（第二） 基礎及側壁ニ沿ヒ、接觸ノ凡テノ面積ニ渉ツテこんくりーとト岩層トガ完全ニ密着スル樣築造作業ヲ行フ。

（第三） 堰堤內ノこんくりーとハ堰堤ノ全部ニ亘ツテ均等ナルベシ。

（第四） こんくりーとハ堰堤ノ全部ニ亘ツテ一樣ナ彈性ヲ有シ、從ツテ荷重ノ加ツタ後生ズベキ變形ハ彈性學ノ理論カラ出シタ公式デ計算シ得ベク、或ハ彈性物質カラ作ツタ模型カラ實驗室內デ測定シテ推定スルコトガ出來ルモノタルヲ要スル。

（第五） こんくりーとノふろーハ普通ノ技術的分析ニ使用スルヨリハ稍々低イ彈性係數ヲ用ヒテ支ヘタ荷重ノ下ニ適當ニ許容スルコトガ出來ル。**ふろート云フノハ練立こんくりーとノ試驗塊ヲ上下ニ振動スル板上ニ置キ、其流動擴大ノ量ヲ測ツテ施工軟度ヲ知ルニ用ヒラレルモノデアル。**

（第六） 施工接合ハ相當ノ壓力デ適當ニぐらうとヲ注入スルカ、又ハこん

くりーとデ溝ヲ適當ニ充塡シテ、堰堤ヲ單塊ト考ヘ得ラレル樣ニスル。

（第七） 堰堤ノ內部ニハ充分ナ排水管ヲ設ケ、こんくりーと岩盤ノ間ノ接觸面ニ沿ウテ起リ得ル揚壓力ヲ減少スル樣ニスル。

第二 荷重又ハ外力 石堰堤ノ荷重ハ平時ト臨時トニ分ケルコトガ出來ル。**平時ノ死荷重**ニハこんくりーとノ重量、水門橋梁又ハ他ノ架設物ノ重量及堰堤ノ法面ニ沿ウテ沈澱スル物質ノ重量ヲ含ミ、**平時ノ活荷重**ニハ貯水池ノ水壓、尾水ノ水壓、揚壓力、こんくりーとノ溫度ガ季節ニ依ツテ變化スル爲ニ起ル溫度應力ヲ含ンデ居ル。**臨時荷重**ノ最モ重要ナモノハ凡テ活荷重ノ性質ヲ帶ビ、水壓、沈泥ノ爲ニ水壓ノ增加、地震、施工荷重及風壓、波壓又ハ波浪ノ爲ニ上昇シタ水位カラ起ル壓力ナドヲ含ンデ居ル。施工荷重ト云フノハぐらうちんぐノ作業ノ間生ズル力、人工冷却ノ作業ノ間生ズル內部應力及こんくりーとノ養生ノ間發生スル化學熱ノ爲ニ起ル內部應力ナドヲ含ム。酷寒ノ地方デハ冬季結氷シテ生ズル氷壓ハ寧ロ平時活荷重トシテ作用スル。

洪水ニ際シテ沈泥、砂及砂利等ヲ多量ニ含ム水ガ堰堤ニ近ヅケバ淡水ノ場合ヨリモ水壓ガ增加スルヤ否ヤハ問題デアル。米國ノゆば河 (Yuba R.) のーすふぉーく (North Fork) ニ作ラレタ水力發電及土砂打止ノ目的ノぶらーどばー堰堤 (Bullard Bar Dam) ハ水壓ヲ每立呎 90 封度卽チ比重ヲ 1.44 トシテ設計シタ。南西おはいお州ノまいあみ河 (Miami R.) ノ洪水調節用堰堤ヤ中部わしんとん州ノちーとん (Tieton) 灌漑堰堤ニ於テハ盛土ノ砂及砂利ノ部分ノ地平壓ハ靜水壓ヲ超過セズ、こゐ中ノ沈泥物質ハ沈澱後比較的短時間ニ固マツタモノデ、其地平壓ハ固マル間靜水壓ト逕庭ガナカツタ。

比較的高イ貯水堰堤デハ流込河川ノ土砂ノ大部分ハ貯水池ノ上流端ニ沈澱シ、唯微細ナ**沈泥**ノ少部分ガ堰堤ニ達シテ地平壓ヲ增スコトガアル。是等地平壓ノ增加ハ洪水通過ノ間及其マル期間ニ起ルモノデ、洪水ガ減退スルヤ否ヤ直グニ固マリ始メル。從ツテ引續イテ洪水ガ起ルニ非レバ堰堤上流面ノ增加液壓ハ堰堤ノ比較的少部分ニ止マル。多クノ高堰堤ヲ研究シテ見レバ沈泥ニ依ツテ起ル增加地平壓ハ地震ノ衝動ナドニ比較スレバ閑却スベキモノデアル。殊ニ排泥又ハ排砂ノ設備ガアツテ有效ニ働イテ居ル時ハ最モ然リデアル。唯低イ分水堰ナドヲ泥土含有量ノ甚ダ多イ河川ニ設計スル場合ニハ淡水ヨリ大ナル水壓ヲ考ヘルコトガ時トシテ望マシイ。

近來石堰堤ノ荷重又ハ外力ノ研究ハ漸ク進ミ、堰堤底部ト岩層トノ間ノ接觸面ニ沿フ揚壓力、施行接合及こんくりーとノ空隙內ノ揚壓力、及こんくりーと溫度ノ激變ニ依ル應力、ぐらうちんぐ作業中生ズル力及地震ノ衝動ノ爲ニ起ル急激ノ壓力等ガ研究セラレタ。

現存ノ石堰堤デ測定サレタ結果デハ、基礎ノぐらうちんぐ作業ガ非常ニ普ク行渡リ、廣ク且ツ多數ノ基礎排水管ヲ堰堤上流部ノ下ニ設ケテモ尙且ツ**揚壓力**ガ堰堤底部ニ現ハレルコトヲ示シタ。然シ米國のーりす (Norris)、おえー (Owyhee) 及ぶーるだー (Boulder) 堰堤ニ於ケル測定ニ依レバ、揚壓力ガ現ハレル處ハ更ニ排水管ヲ增設スレバ揚壓力ハ實質的ニ減少シタ。從ツテ滿足ナ岩盤基礎ガ現存シ、ぐらうちんぐ及排水設備ガ行屆イテ居ル個所ノ石堰堤ニハ堤底ノ全面積ニ亘ツテ全揚壓力ヲ想定スル必要ハナイ。米國ノ 1933 年カラ 1939 年迄 6 年間行ツタ揚壓力ノ研究デハ貯水池側カラ尾水端マデ底部面積ノ 2/3 以上ニ揚壓力ガ直線分布ヲ爲スモノト考ヘルコトハ殆ド不必要デアル。勿論多孔質ノ砂岩、頁岩又ハ他ノ不良ナ地層ニ石堰堤ヲ設計スルトキハ著シク多イ揚壓力ニ想定シナケレバナラナイ。現存ノ石堰堤ノ測定デハ**施工接合ヤこんくりーとノ空隙內ニモ亦著シイ揚壓力ノアルコトヲ示サナカツタ。**

堰堤ヲ築造スル場合ニ塊狀又ハ柱狀トシテ若干ノ區分ヲ以テ之ヲ作リ、**人**

工冷却ヲ用ヒルトキハ、冷却ガ完成シタ後其接合ニぐらうちんぐヲ施ストキハ冷却ノ爲ニ起ル所ノ內應力ヲ安全限度內ニ保ツコトガ出來ル。勿論ぐらうちんぐヲ施シタ後溫度ノ增加ニ伴ツテ起ル應力ハ壓縮デアル。接合ヲ緊密ニシ、一層單塊構造化スル傾向ガアルカラ、此種ノ應力ハ寧ロ有效デアル。拱形堰堤ナドノ場合ニハ是等ノ力ハ上流ニ向ツテ働キ、貯水池ノ外力ニ反對ノ方向ニ作用スル。**接合ニぐらうちんぐヲ施ス間ぐらうとノ壓力ニ依ツテ生ズル力**ハぐらうちんぐノ施工方法ヲ計劃スル際ニ充分考慮シナケレバナラナイ。若シ餘リ高イ壓力デぐらうとヲ注入スレバ、こんくりーと柱ハ剪斷又ハ彎曲應力デ龜裂ヲ生ズルコトガアル。又拱形堰堤ノ場合ニハ片持ノ部分ガ上流ノ方ニ撓曲シテ下流面ニ沿ウテ地平ノ龜裂ガ現ハレルコトガアル。

石堰堤內熱ノ移動ノ計算公式ハぶーるだー堰堤ノ際作ラレ、實際ノ堰堤ニ於ケル時季ニ依リ又養生ニ依ル溫度變化ハ我國デ小牧其他ノ堰堤デ研究セラレタモノガアリ、米國デハ 1930 年カラ 1931 年頃ニ早ク發表セラレタモノガアル。

地震力ノ衝撃ヲ堰堤ノ設計ニ考慮スルニ至ツタノハ我國デハ 1923 年 9 月 1 日ノ關東大地震以來デアツテ、米國デハ 1929 年カラ 1939 年ニ至ル最近 10 年間石堰堤外力ノ一トシテ研究セラレ、大進歩ヲ遂ゲタ。米國デ始メテ地震力ヲ堰堤ノ設計ニ考入レタノハ 1934 年完成シタかりふぉるにや州ぱさでな市ノもーりす堰堤 (Morris Dam) 高サ 328 呎デアツタ。其後 1934 年完成シタばなま地帶ノしゃぐれす河ノまっでん堰堤 (Madden Dam) 高サ 220 呎及 1936 年完成シタねばた州らすべか (Las Vega) ニ近イころらど河ノぶーるだー堰堤高サ 727 呎ノ設計ニ當ツテ、米國開拓局ノ事業トシテ石堰堤ノ地震加速度ノ影響ヲ考ヘタ公式ヲ作ツタ。

震源ガ遠クテモ地震ノ加速度ハ石堰堤ノ安定及內壓力ニ影響スル。地震力

ヲ外力又ハ荷重トシテ始メテ考慮サレタ時ハ、唯地平加速度ノミヲ用ヒタガ、最近ニハ垂直加速度及地平加速度ヲ應力及安定ノ計算ニ考入レルニ至ツタ。垂直加速度ハ重力式堰堤ノ設計ニ特ニ必要デアルガ、是レ增加荷重ヲ荷フベキ助トナル拱作用ニ缺ケテ居ル爲デアル。重力式堰堤ノ垂直地震動ヲ考慮スルコトヽ關聯シテ、最大下向加速度並ニ最大上向加速度ヲ考ヘナケレバナラナイ。貯水池滿水時ニ於ケル滑動係數ノ最大影響ハ加速度ガ下向シテ居ル時ニ起リ、之ニ反シテ應力ノ最大影響ハ加速度ガ上向シテ居ル時ニ生ズル。

地震ノ加速度ハ滑動係數ニ變化ヲ生ズルガ、揚壓力ノ方ハ地震力ニ依ツテ變化シナイ。

地震力ト重力トノ比卽チ地震加速度ト重力加速度トノ比ハ之ヲ**震度**ト呼ビ、我國ノ觀測デハ 0.4 位迄得ラレテアルガ、勿論震源ニ極近イ部分ニ限ル（海工上卷第一章第五節 40 參照）。我國ハ世界有數ノ地震國デ、堰堤ノ設計ニ用ヒラレル震度ハ 0.15 乃至 0.2 デアルガ、米國デハ震度 0.1, 振動ノ週期 1 秒、地平振動ハ堰堤ノ縱軸ニ直角ニ働クモノト定メタ。但シ我國ノ土堰堤ナドデハ 0.2 乃至 0.3 位ノ震度ヲ用ヒナケレバ危險ナ場合ガ多イ。

以上外力ヲ綜合スレバ次ノ基礎的結果ヲ得ル。

（第一） 洪水時泥土ヲ含ム爲ニ地平水壓ノ增加ハ高堰堤ニハ之ヲ閑却スルモ良イガ、比較的低イ分水堰ノ類ニハ之ヲ考慮スベキデアル。

（第二） 堰堤底部ノ揚壓力ハ底部ヨリ上ノ地平こんくりーと橫斷面ニ於ケルト同ジク、相當ニ之ヲ考慮スルヲ要スル。

（第三） 自然收縮及人工冷却作業ニ依ツテ起ル內應力ハ收縮接合ヲ適當ナ間隔ニ配置シテ之ヲ調節スルコトガ出來ル。

（第四） ぐらうちんぐヲ施シタ後こんくりーとノ溫度上昇ニ依ル內應力ハ有利デアル。

（第五）　收縮接合ニぐらうちんぐヲ施シタ際ノ最大應力ハ適當ナ應力分解ニ依ツテ安全トサレ得ル値ニ制限セラルベシ。

（第六）　堰堤ノ設計ニハ地震力ヲ考入ルベキデアル。

（第七）　我國ノ石堰堤ノ設計ニハ震度 0.15 乃至 0.2 ヲ用ヒテ最大震度トスベク、但シ之ニハ共鳴ノ現象ヲ考入レテナイ。

（第八）　垂直並ニ地平ノ地震加速度ヲ考慮スベク、殊ニ重力式堰堤ノ設計ニハ然リトスル。

（第九）　一時的非常ノ外力ガアル場合、例ヘバ地震動ノ如キモノニハ許容應力ノ大サハ若干ノ增加及普通ノ安全係數ノ若干ノ超過ハ許容スベキモノデアル。

第三　構造上ノ働キ　石堰堤ノ死荷重及活荷重ガ其基礎及側壁ニ傳達サレル構造上ノ働キハ現今良ク知ラレ、數年前ニ比スレバ遙カニ能ク分析サレルニ至ツタ。輓近ノ研究、模型實驗及現存ノ堰堤ニ於ケル實驗的測定ハ荷重傳達ノ方法及之ヲ分析スル適當ナ方法ガ發達シタ。

最近石堰堤設計ノ進歩ニ依リ、薄イ拱堰堤ノ拱及片持部分及厚イ拱堰堤及堅實ナ曲線重力式堰堤ノ應力又ハ荷重ノ分布ハ可ナリ精密ニ知ラレルニ至ツタ。直線及曲線ノ重力式堰堤ニ於ケル捩レ及梁作用並ニ拱形堰堤ノ捩レ及剪斷力ナドノ關係ハ之ヲ明ニスルコトガ出來ル。今日デハ最早凡テノ活荷重ハ拱作用デ荷フト云フ假定デ拱形堰堤ヲ設計スル必要ハナク、又凡テノ活荷重ハ重力作用デ荷フト云フ假定デ曲線重力式堰堤ヲ設計スルニハ及バナイ。且又石堰堤ノ構造上ノ働キヲ分析スルニ當ツテ、基礎ヤ側壁ノ變形ヲ無視スル必要ハナイ。此種變形ノ可ナリ精密ナ推定ハ今ヤ拱形及重力式堰堤ニ對スル數學的計算ノ中ニ含有サレルニ至ツタ。

石堰堤內應力ノ分布ハ檢證荷重（應力）法又ハとらいある・ろーど法デ定

メルコトガ出來ル。此法ノ基礎的假定ハ種々ノ系統ノ撓曲ハ堰堤ノ凡テノ共軛點ニ於テ相等シイト云フ風ニ、應力ハ構造上ノ働キノ異ナル系統ノ間ニ分布サレルト云フノデアル。此想定ヲ滿足スル力ノ分布ハ異ナル分布及計算カラ結果ノ撓曲ヲ假定シテ滿足ナル一致ガ得ラレテ始メテ定メラレルカラ、此方法ヲ檢證荷重法ト呼ンダ。今拱形堰堤ニ於テ荷重傳達ノ系統ハ拱トシテ及片持梁トシテ力ヲ考ヘルコトガ出來ル。又接線上ノ剪斷力及捩レノ結果ハ內部ニ相平衡スル荷重及偶力ヲ二ノ系統ニ用ヒテ接線的及角方向竝ニ放射線方向ニ於テ變形ノ一致ヲ來スモノト考ヘルノデアル。重力式堰堤デハ荷重傳達ノ異ナル系統ハ片持ノ部分、地平梁ノ部分及捩レノ構造之デアル。

石堰堤內ノ應力ヲ見出スニとらいあるろーど法ヲ用ヒルニ至ツタノハ 1923 年頃米國開拓局デ、歐羅巴デモ殆ド時ヲ同ジウシテ同一方法ヲ用ヒタ。但シ米國デ拱形堰堤ノ應力分析ニ始メテ之ヲ發表シタノハ 1929 年デアルガ、岩盤ノ移動、接線的剪斷力又ハ捩レノ影響ヲ考入レナカツタ。其後 1938 年更ニ擴張シタ方法ノ全記載ガ Boulder Canyon Project ノ最終報告ノ一トシテ發表セラレタ（本書第九章第十節 173 參照）。

若干ノ拱形堰堤ニ檢證荷重法ヲ試ミタ結果ニ依レバ、以前石堰堤ノ設計ニハ考ヘラレナカツタ構造上ノ結果ガ應力ノ分布ヤ大サニ顯著ナ影響ヲ及シテ居ルコトガ判ツタ。**岩盤移動**ヲ考慮ニ入レヽバ自然ニ堰堤ノ撓ミヲ增加スル傾向ヲ生ズル。此種ノ考慮ハ通例基礎及側壁ニ沿ウテ稍々低イ拱及片持應力ニ影響ヲ見ルガ、堰堤ノ中央ヤ上部ニハ實質的應力ノ變化ヲ見ナイ。檢證荷重法ニ接線的剪斷力ヲ加ヘルトキハ一般ノ結果トシテ拱ノ頂部ニ近ク輻射撓曲ノ減少、側壁ニ近ク輻射撓曲ノ增加及側壁ニ於ケル拱壓力ノ僅カナ增加ヲ見ルガ、拱頂ニ於テハ壓力變化ノ認ムベキモノガナイ。以上ノ結果ハ狹イ峽谷ノ堰堤ニハ必要デナイガ、比較的廣イ個所ノ堰堤ニハ肝要デアル。

捩レノ作用ヲ考入レヽバ一般ニハ實際ノ凡テノ箇所ニ於ケル輻射撓曲ノ減少ヲ來シ、最大拱應力ノ減少及堰堤上流面ニ於ケル片持應力ノ增加ヲ招來ス ル。

重力式堰堤ノ捩レト梁ノ影響ハ第一ニ傾斜側壁ニ沿ウテ現ハレ、通例峽谷壁ノ嶮峻ガ增ス程必要ヲ加ヘル。此種ノ影響ハ通例堰堤ノ下流面ニ傾斜片持應力ノ減少ヲ來シ、上流面ニハ之ニ反シテ其增加ヲ來シ、側壁ノ下流面ニ沿ウテ地平壓縮應力及上流面ニ地平抗張應力ヲ惹起ス。從ツテぐらんど　くーれー堰堤ノ如ク竪ノ溝孔ノ樣ナ適當ナ築造法ヲ用ヒテ之ヲ救濟シナイナラバ捩レト梁ノ作用ノ爲ニ側壁ニ近イ堰堤ノ中央部ノ高處ノ下流面ニ筋違ノ龜裂ヲ生ズルコトガアル。

石堰堤ノ設計ニ必要ナ根本的假定ハ構造上ノ働キカラ次ノ如ク綜合スルコトガ出來ル。

（第一）　基礎及側壁ノ變形ハ應力分析ノ中ニ含マルベシ。

（第二）　單塊直線式堰堤ニ於テハ、荷重ノ幾分ハ傾斜側壁ニ沿ウタ個所ニハ捩レ作用及梁作用ニ依リ、並ニ普通ニ考ヘラレル重力作用ニ依ツテ荷ハレル。

（第三）　直線重力式堰堤ニ於テ、捩レ及梁作用ノ有害ナ結果、例ヘバ抗張力ノ起ツタ爲ニ生ズル龜裂ノ如キハ、適當ナ築造方法デ防クコトガ出來ル。

（第四）　單塊曲線重力式及拱形堰堤デハ荷重ノ幾分ハ接線的剪斷力及捩レノ結果ニ依ツテ、並ニ普通ノ拱作用及片持作用ニ依ツテ荷ハレル。

（第五）　石堰堤ノ應力ノ分布ハ荷重傳達ノ異ナル系統デ計算シタ撓ミヲ堰堤ノ凡テノ共軛點デ一致スル樣ニシタ結果カラ、眞ノ値ヲ見出スコトガ出來ル。

第四　安定係數　近年迄直線重力式堰堤ノ**滑動ニ對スル安定**トシテ全地平

力ト全垂直力ノ比ヲ見出シ、之ヲ滑動係數ト呼ビ、更ニこんくりーとノ上ニこんくりーとノ滑動、又ハ岩盤ノ上ニこんくりーとノ滑動ニ對スル摩擦係數ニ前ノ比ヲ比較シテ其安定ヲ定メタ。若シ有ラユル高サニ於テ計算シタ滑動係數ノ値ガ摩擦係數ノ適當ナ値ヨリ小サカツタナラバ、其斷面ハ安定デアリ、且ツこんくりーとノ底ヲ岩盤ノ基礎ニ噛合ハセレバ更ニ餘分ノ安全ガ得ラレ、且ツ接觸面ノ附着ヲ充分良クスレバ凡テノ部分ニ相當ナ安全係數ヲ與ヘル。今貯水池ノ荷重ガ加ハレバ堰堤ヲ下流ニ動カサントスル傾向ハ凡テノ場合ニこんくりーとト岩盤ノ剪斷强ニ依ツテ抵抗セラルベキモノデアルコトハ認メラレテ居タ。然シ剪斷强ヲ併セテ實際ノ安定係數ヲ見出サントスル企テハナカツタガ、1933 年へんにー (Henny, D. C.) ハ堰堤ヲ下流ニ動カサントスル傾向ニ對シ、剪斷强ヲ餘裕ニ含ンデ安全係數ヲ計算スル方法ヲ提案シタ。之カラ剪斷摩擦安全係數ナルモノヲ基礎トシテ直線重力式堰堤ノ安定ヲ考ヘル樣ニナツタ。

然ルニ物質ノ平均剪斷强ハ不確ナ爲メ、剪斷摩擦安全係數ヲ定メルニ不確實ノ主ナルモノトナツタ。而シテこんくりーとト岩盤ニ就キ一方ノ弱イ方ノ剪斷强ヲ取ツテ考ヘフベキデアルガ、米國開拓局デ作ル堰堤ノ剪斷摩擦安全係數ヲ計算スルニ用ヒル剪斷强ナルモノハ每方吋 300 乃至 700 封度（每方糎 21 乃至 42 瓩）デ、こんくりーと及岩盤ノ試料ヲ實驗室デ試驗ノ上定メル。摩擦係數ハ常ニ 0.65 トサレタ。

貯水池ノ荷重ノ狀態ガ最惡デ、地震ノ最大地平及垂直加速度ヲ以テシテモ開拓局デハ剪斷摩擦安全係數ヲ 5 以上ニスルコトヲ努メタ。普通ノ高サノ重力式堰堤ノ設計デハ容易デアルガ、非常ニ高イ堰堤ノ設計デハ大ナル注意ヲ要スル。

垂直面ノ剪斷ニ依ル崩壞ニ對スル安全係數ハ剪斷摩擦安全係數ヲ地平面ニ

就イテ計算スルト同一ノ方法デ計算ガ出來ル。但シ此場合ノ安全係數ハ垂直面ニ沿フ全剪斷力ト全剪斷强ニ關係スル。

第五 應力ノ狀態 コヽ十數年間ニ石堰堤設計ノ最モ必要ナル發達ノ一ハ應力ノ狀態ヲ計算スル方法ガ漸次改善セラレ、之ニ伴ツテ許容實用應力モ亦次第ニ增加シタコトデアル。是レ益々高イ堰堤ヲ作ルニ至ツタ所以デ、昔ノ如ク每方呎 10 噸乃至 12 噸（每方吋 156 封度乃至 189 封度或ハ每方糎 11 瓲乃至 13 瓲）ノ實用應力ニ限ラレタナラバぶーるだー、ぐらんど くーれー及しゃすた堰堤ノ如キ高イモノハ出來ナカツタ。是等異常ニ高イ堰堤デハ自重ニ依ル壓縮應力ノミデ往時ノ最大許容壓力ヲ超過シテ居ル。

應力狀態ノ觀點カラ堰堤ノ安全ハ一方向ニ於ケル最大直接應力ヨリモ寧ロ應力ノ三方向ニ於ケル狀態カラ判斷シナケレバナラナイコトヲ認メラレルニ至ツタ。直接應力ハ往時ノ石堰堤ノ設計ニ主ナ標準ヲ爲シタノデアル。例ヘバ高イ曲線堰堤ノ上流面ニハ底ニ近イ池ノ壓力ト地平圓周上ノ應力及ぽあそん比ノ影響ト相俟ツテ計算ノ垂直張力ト平衡スルコトモアリ得ルノデアルガ、若シ然ラザレバ破壞的ト考ヘラレルノデアル。拱形堰堤ニ於テ側壁ニ沿ウタ主應力ハ地平拱應力又ハ垂直片持應力ヨリモ適當デアル。峽谷ニ作ツタ重力堰堤ニハ側壁ノ傾斜ガ比較的急デ撓リノ影響カラ起ル應力ハ重要ナ考慮ヲ要スル。非常ニ高イ石堰堤デハ剪斷應力ガ直接應力ヨリモ安全ノ必要ナ標準トナリ得ルノデアル。排水渠トカ監査坑ナドノ境界ノ不規則又ハ他ノ局部的不連續ノ處モ應力ノ集中シタモノハ亦大ナル研究ヲ必要トスル。

局部的應力ノ集中ハ理論分析法、寫眞彈性試驗又ハ實驗室ニ於ケル模型實驗デ實際ニ之ヲ測定スルコトガ出來ル。

石堰堤ノ內部ニ於ケル應力ノ狀態ヲ計算スル公式ガ垂直ノ應力ノ直線分布及剪斷應力ノ拋線分布ヲ基礎トシテぶーるだー堰堤設計ノ際作ラレタ。ほるむす (Holmes, W. H.) 及はんちんぐとん (Huntington, W. C.) ヤけーん (Cain, W) ノ研究及、1937 年ノれりあーずすきー (Leliavsky, S.) ノ圖式解法ニ依ツテ重力式堰堤ノ剪斷應力ヲ定メル方法ナドモアル。

應力狀態ノ觀點カラ石堰堤設計法ノ最モ著シイ近代的進步ハ**基礎及側壁ノ變形**ヲ計算ニ取ルコト、**堰堤內ニ應力ノ眞ノ非直線式分布**ヲ定メル方法ヲ案出シタコトガ是デアル。基礎及側壁ノ變形ノ分析ハ 1925 年ふぉぐと (Vogt, F.) ニ依ツテ先鞭ヲ着ケラレ、其後おぉえー堰堤及ぶーるだー堰堤ノ工事ト關聯シテ開拓局ノ技術者ニ依ツテ進展ヲ見タ。堰堤內ニ應力ノ眞ノ非直線式分布ヲ定メル方法ハ地平及垂直兩面ニ沿ウテ剪斷應力ヲ見出シ、更ニ凡テノ方向ニ直接應力ヲ見出スコト、共ニぶーるだー及ぐらんど くーれー堰堤ノ設計ト關聯シテ案出サレタモノデ、實驗室及解析的ノ方法デ研究ヲ行ツタ。非直線式應力狀態ヲ定メテ見レバ、直線ノ假定ハ堰堤ノ上部及中央デハ甚シク誤差ヲ見ナイガ、基礎及側壁ニ近イ所デハ充分正シクナイコトガ判カル。

石堰堤ノ內部ニ起ル非直線應力ヲ定メル檢證荷重法ハ堰堤內部及大キナ基礎ぶろっくノ凡テノ共軛點ニ於テ地平及垂直梁ノ撓ミヲ同一ナラシメル樣整正スルト云フ理窟ニ基イテ居ル。斯樣ナ分析ニ依ツテ得ラレタ結果ハ模型實驗デ實測シタモノト非常ニ能ク一致シテ居ル。開拓局ノ非直線應力狀態ノ研究ハ初メ堅實ナ拱形堰堤ぶーるだー堰堤ヲ以テ行ハレタガ、其後のーりす堰堤ヤぐらんど くーれー堰堤ノ如キ直線重力式ノ堰堤ニモ行ハレタ。

第五 施工接合 こんくりーと構造物ニ於テ施工接合が近年新ナ必要ヲ認メラレルニ至ツテ居ル。是レこんくりーとノ築造ガ近來非常ニ速クナリ、之ニ他ノ要素ガ加ツテ龜裂ガ多クナル傾向ガアル爲メ、目茶苦茶ノ龜裂ハ安全ノ點カラモ、又外觀ノ點カラモ、工合ガ惡イケレドモ、始メカラ設計シタ處ニ出來ル龜裂ハ建築上カラ見テモ我慢ガ出來、又後日ニナツテモ望マシカラ

ヌ容相ヲ現ハサナイ。斯クシテ施工接合ハ必要ナ惡事ト云フ形デ、將來モ亦益々注意ヲ惹クニ至ルモノト信ゼラレル。

（一）**施工接合**ト云フノハ異ナル時期ニ打ツタこんくりーと塊ノ間ノ地平、垂直又ハ傾斜シタ面ノ繼手デアル。其間隔、形及作リ方ガ研究ヲ要スルモノデアル。

施工接合ヲ適當ナ間隔ニ設ケルコト、殊ニ拱形及重力式堰堤ニ竪ノ通ツタ接合ヲ作ルコトハ從來モ行ハレテアルガ、間隔ガ離レ過ギテ居ルカラ、將來ハ更ニ之ヲ密ニスルヲ良シトスル。**由來各堰堤ノ接合間隔ハ堰堤ノ型及高サ、堰堤築造個所ノ斷面、基礎ノ物質及狀態、築造ノ速度、氣候、建築上ノ取扱、こんくりーと又ハ骨材ノ人工冷却ガ用ヒラレテアルヤ否ヤ、骨材自身ノ熱傳導ノ特色、こんくりーとノ水せめんと比、こんくりーとノ練立又ハりふとノ高サ、りふとノ經過時間及せめんとノ型ナドカラ定メナケレバナラナイ。**

（二）**接合ノ間隔**　堰堤ヲ單塊又ハぶろっくニ分ケテ施工スル場合ニ、竪ノ施工接合ノ間隔ハ堰堤軸ニ直角ニ、堰堤箇所ノ斷面ニ適應シ、堰堤ノ型ヤ高サニ順應スル樣ニ、塊又塊ニ其長サヲ異ニスルヲ理想トスル。然シ建築及築造ノ觀點カラスレバ、此理想的間隔ハ必ズシモ用ヒラレナイ。而シテ若シ引出口トカ、餘水吐ノ水門トカ、或ハ堰堤頂ノ架橋トカヾ成形スル前ニ、此施工接合ノ間隔ガ豫メ研究サレヽバ如何ナル堰堤デモ一層合理的ノ配置ガ設ケラレルト信ゼラレル。然シ之ヲ無視スレバ堰堤ハ强固デモ建築上美觀ヲ損スル處ガアル。

數年前迄ハ堰堤施工接合 150 呎ノ間隔ハ聞カレナイデモナカツタガ、75 呎乃至 100 呎ガ普通用ヒラレル間隔デアツタ。然シ現在米國デハ 50 呎、他ノ諸國デハ 15 米（49.5 呎）ガ堤軸ニ直角ノ方向ニ竪ノ接合ニ對スル最モ普通ノ寸法デアツテ、一般ニ各接合ハ堰堤ヲ全通シテアルベキモノデアル。

1928 年ニ完成シタ伊太利ノしにゃな堰堤 (Cignana Dam) ハ 3 個ノ異ナル接合ヲ用ヒタ。主接合ハ 30 米ノ間隔デ堰堤ヲ全部横斷シ、第二接合ハ堰堤ヲ横斷シテ居ルガ、堤頂下 19 米ニ達シテ居ルニ過ギズ、兩主接合カラ夫々 12.9 米及 17.1 米ヲ隔テヽ居ル。最後ニ第三ノ接合ハ前記兩接合ノ間ニ在ツテ、是等カラ夫々 8.7 米及 8.4 米、堤頂カラ 19 米下ニ及上流面カラ排水井ニ達シ、井ハ上流面ヨリ少シ下流側ニ在ル。しにゃな堰堤ハこんくりーとノ硬化ノ間及後ニ、堰堤ノ物理的及器械的ノ變化ヲ觀測スル目的デ、殊ニ種々ノ接合ノ口開キ工合及種々ノ時季ニ於ケル接合ノ離合ヲ調査セントシタ。

又ばるぢー堰堤デハ高サ 358′ 底敷 241′ 馬踏ノ幅 16′, 上流側ノ半徑 1200′, 堤頂ノ長サ 1.337′ デアルガ、底カラ 179′ マデハ 150′ ノ間隔デ施工接合ヲ用ヒ、之カラ 279′ マデハ心々 75′、更ニ其上堤頂迄 37.5′ ノ間隔ヲ用ヒタ。

峽谷壁上ノ單塊ノ間ノ竪ノ接合ニ適當ナ考慮ヲ拂ハナイ爲ニ、峽壁ニ直角ニ、而カモ垂直ヨリモ寧ロ斜ニ龜裂ヲ生ズルヲ常トシテ居ル。斯カル場合ニ、廣イ間隔ヲ以テ最モ不自然ナ位置ニ竪ノ接合ヲ設ケルノハ外觀齊一ノ樣デアルガ、傾斜シタ龜裂ノ出來ル傾向ヲ最小ナラシメル樣ナ竪ノ接合ノ位置ト間隔ヲ撰ブヲ得策トスル。

接合間隔ト關聯シテ容積ノ變化トカ其他ノ細カイ問題が頗ル多ク、埃及ノあすあん堰堤及米國加州ノおーしゃうふねっしー堰堤ノ嵩揚ノ如キ場合ニ、實際ノ施工接合ニ面白イ研究ガアツタ。

21個ノ米國西部ノ堰堤ニ現ハレタ龜裂ヲ汎ク研究シテゑすたーがーどハ云フニハ、堰堤若干ノ龜裂ト接合トヲ觀測スレバ、此現象ハ或ル規則正シイ現象ナルコトヲ感知セラレルガ、然シ接合ノ間ニ大ナル龜裂ヲ避ケルニ必要ナ竪ノ施工目地ノ間隔ヲ單一化スルコトハ出來ナイ。一般ノ規則トシテハ低イ堰堤ハ密ナ間隔ヲ必要トスル。

堰堤ノ軸ニ沿ウタ縦斷接合ノ間隔モ横斷接合ニ論ジタ理窟ト同一ノモノガアル。縦斷龜裂ハ横斷龜裂ヨリモ遙カニ有害デアルノハ、後者ハ主ニ堰堤ノ水密性ヲ傷ツケルガ、之ニ反シテ前者ハ若シ龜裂内デ貯水池ノ水位ニ應ジ水壓ガ起ルナラバ堰堤ハ不安定ナ部分ニ分レルコトガアル。縦斷接合ハあすあん、ぷーるだー及しゃすた堰堤等僅カノモノニ用ヒラレタガ、縦斷接合ニぐらうちんぐヲ施ス必要カラ、築造方法ニ纖細ナ巧緻ヲ要スルカラ、此接合ハ評判が好クナイ。從ツテ成ルベク避ケル方ガヨイ。

直線重力式堰堤ニ於テ縦斷接合ノ空隙又ハ不規則ナ縦斷龜裂ノ形式ハ重大ナ問題トモナリ、又ハナラヌコトモアルガ、然シ此種ノ空隙ハ出來ルナラバ避ケルヲヨシトシ、之ニ依ツテ永久ノ安全ト構造ノ堅實ヲ確保スルコトガ出來ル。出來得ルナラバ費用が增シテモ縦斷接合ノナイ直線重力式堰堤ヲ作ル方ガ宜シイ。理想的ノ龜裂ノ入ラナイ單塊ハ之ヲ作ル材料ノ始メノ高溫ヲ避ケ、又短距離ニ高溫差ヲ生ジナイ樣ニ調節サレバ可能デアル。

ひわっせー堰堤 (Hiwassee Dam) ノ龜裂防止ノ爲ニ執ツタ築造方法ハ其優秀ナ結果ト共ニ推奬スベキモノデアル。若干ノ地平龜裂ガ最近ノ冬現ハレタガ、竪ノ龜裂ハ少シモ堰堤面ニ起ラズ、唯縦斷龜裂ガ若干ノ單塊ニ見ラレタ。

低イりふと、せめんとノ適當ノ種類、低溫せめんとノ含有、混合水ノ冷却、粗骨材ニ撒水、水分ヲ標準化スル爲ニ空氣ヲ送リ、溫度ヲ下ゲ、熱天候ノ間こんくりーとヲ打ツ時ノ制限、りふとノ面カラ多ク熱スル爲ニりふとノ間ノ時間ヲ充分ニ取リ、埋設管ニ依ツテ冷却スルナドハ龜裂ヲ生ズル傾向ヲ避ケ、又ハ之ヲ少クスル主ナ方法デアル。是等ハ孰レモこんくりーとノ仕上費ニ影響ガアルカラ、費用ト利益ヲ比較シテ見ナケレバナラナイ。

基礎ノ狀態ハ龜裂形成ノ上ニ甚ダ必要ナ役割ヲ演ジテ居ル。直線重力式堰堤ノ各單塊ハ自己ノ基礎ノ上ニ獨立シタ單位トシテ立ツ樣ニ設計シナケレバ

ナラナイ。斯種ノ堰堤ハ高サガ增セバ常ニ堰堤軸ニ平行ナ縦斷龜裂ガ生ズル危險ガアル。卽チ (1) 單塊ハ其內部ニ溫度ノ增ス樣ナコトノナイ樣ニ作ラルベク、冷却ノ際龜裂ヲ生ズル處ガアル。(2) 堰堤軸ニ平行ナ接合ヲ持ツテ柱トシテ作ラルベク、溫度ガ安定シタ後ぐらうとヲ注入スルコトガ出來ル。(3) 單塊ハ密閉竪溝ヲ備ヘシムベク、周圍ノ塊ガ自然ニ又ハ人工的ニ冷却シタ後こんくりーとヲ充塡スル。勿論ぐらうとヲ注入シタ縦斷接合ハ或ル構造上ノ弱點ヲ有シ、將來モ龜裂ヲ生ズル懸念ガアル。孔ヲ開ケタ接合モ亦同樣デアルガ、鐵筋ヲ接合ノ兩側カラ孔ノ中ニ延バシテ置ケバ效ガアル。此場合ニ人工溫度調節ハ凡テノ直線重力式高堰堤ニ最モ滿足スベキ解法デアル。

斷層又ハ薄弱ナ平面ヲ持ツ基礎ノ上ニ作ラレタ堰堤ノ單塊ハ其內部ノ溫度ガ安定シタ後、堤軸ニ平行ナ龜裂ヲ生ズルコトモ有ル。

（三）**平面接合ト臍附接合**　接合ニ平面ノモノト噛合ツタモノトアリ、噛合ニモ少イモノト多イモノトアル。噛合ノ臍ニハ廣狹深淺又ハ種々組合ハセタモノガアル。理論的剪斷抵抗ヲ與ヘル寸法ヲ持ツ臍ノ接合ガ最モ多イ。臍ノ勾配モ接合面ニ殆ド直角ノモノカラ、30° 位ノ扁平ナ角ヲ爲スモノ迄アル。

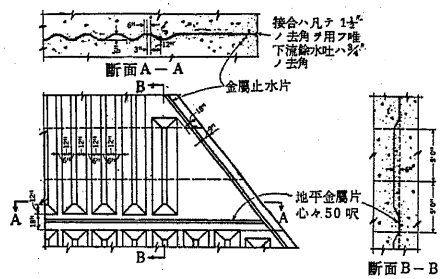
滲水ノ通路ヲ妨ゲルカラ、臍及臍孔ハ堰堤ノ垂直横斷施工接合ニ望マシイ。殊ニ少シ勾配ヲ有スル臍ノ接合ハ平ナモノヨリモ容易ニ沈澱ヲ生ズル。切込ノ幅ハ小堰堤デハ 1.5 米、大堰堤デ 3 乃至 6 米、深サハ 30 糎位ヲ普通トスル。前ニ述ベタぱるぢー堰堤ノ施工接合面ニハ心々 10′ 深サ 1′ 幅 10′ ノ切込ヲ設ケタ。

木材建築ニ能ク見ラレル臍ト臍孔トニ似タモノヲこんくりーと堰堤ヤ擁壁ナドニ用ヒレバ平面接合ヨリモ有效ナ樣ダガ、實際ハ必ズシモ然ラザル如クデアル。

こんくりーとノ地平接合ニ臍ヲ用フベキヤ否ヤハ未ダ確定シナイガ、塊ニ

んくりーとノ地平練立ニハ臍ノナイ方ガ便利デアル。ばいばーヲ用ヒタリ、又ハ近代ノこんくりーと統制及嚴重ナ檢査ヲ用ヒレバ、地平接合ノ漏水ハ昔ノ樣ニ無クナツタ。今ハ殆ド凡テノ地平面ニ良好ナ附着ヲ得ルコトガ可能デ、接合面ニ沿ウテノ滲水ニ障害ヲ與フベキ構造ノ必要ハ消滅シタ。剪斷力ノ點カラ言ヘバ粗糙ナ良イ附着面ハ臍ニ依存シテ應力ヲ傳ヘルニ比スレバ寧ロ勝ツテ居ル。

薄壁ノ地平接合ニ用フベキこんくりーとノ適當ナ種類ハ未ダ見出サレナイ。然シ厚イこんくりーと堰堤ノ地平接合ト同一ノ注意ヲ以テ施工スレバ薄イ壁ノ地平接合モ相當ノ結果ガ得ラレル。若シ强イテ止金又ハ臍ヲ薄壁地平接合ニ用ヒルナラバ 1/4″ ノ鋼板幅 6″ ノモノヲ接合ヲ橫ツテ挿入スレバ、仕上ノこんくりーと面ニモ障害ヲ與ヘズ、望ム結果ガ得ラレル。然シ次ノこんくりーと層ヲ置ク前ニ接合面ヲ淸掃スル方ガ仕事ハ容易デ、結果ハ臍ヲ用ヒルヨリモ良好デアル。こんくりーとヲ置キ始メル前ノ最後ノ淸掃ノ後濕砂ヲ噴付ケルトキハ、次ノこんくりーとノ附着ヲ良クスル。石ノ空洞ガ接觸面ヤ隅ニ生ジナイ爲ニ、充分檢査ヲ行フコトヲ怠ツテハナラナイ。同質ノもるたー半吋ヲ塗レバ良イ地平接合ヲ得ルニ役立ツガ、こんくりーとノ次ノ練立ノ直前ヘ之ヲ塗ツテ粗骨材ガ能ク床附スル樣ニシナケレバナラナイ。第三百十三圖ハ北米合衆國開拓局ニ用ヒラレタぶーるだー、ぐらんどくーれー及しゃすた堰堤ノ施工接合デアル。



第三百十三圖　北米合衆國開拓局型施工接合

（四）**縱溝、ぐらうとヲ施コセル接合及開放接合**　輓近こんくりーとノ容積變化ハ能ク知ラレ、重力式ト言ハズ堰堤ノ凡ベテ單塊タラシメル努力ガ拂ハレルニ至リ、之ニ依ツテ應力ノ分布ハ良クナリ、計算ト實際トヲ良ク一致セシメント考ヘラレテ居ル。單塊ノ間ニ充塡栓ヲ用ヒルカ又ハ單塊ガ略ボ最低年溫度ニ冷却シタ後、單塊ノ間ノ接合ニぐらうとヲ注入スレバ此目的ガ達セラレル。充塡栓又ハ縱溝ハ通例厚サ 90 糎デ、附近ノ單塊ト同一ノこんくりーとヲ用ヒテ充塡スル。

直線重力式堰堤ノ橫斷接合ニぐらうとヲ施スベキヤ否ヤハ疑問デアル。各單塊ハ元來其各自ノ底上ニ安定デアル。橫斷接合ニぐらうちんぐヲ施シテ直線重力式堰堤ノ應力分布ヲ變セントスル企ハ大ハ疑フベキ事項ニ屬スル。

曲線重力式堰堤ヤ拱形堰堤ハ前ノ直線重力式堰堤トハ事態ヲ異ニシテ居ル。重力式カラ拱形部分ニ應力ヲ傳達スルハ有利デアツテ、之ヲ利用スルハ經濟的ニ有望デアル。之ガ爲メ接合ニぐらうちんぐヲ用ヒルカ又ハ充塡栓ヲ用ヒルノハ應力傳達ヲ理論的ニ仕遂ゲルノニ必要デ、堰堤ノ底ニ近ク張力龜裂ガ上流側ニ起ルノヲ避ケントスルガ如キ場合ニ適スル。接合ぐらうちんぐハ每方糎 7 瓲（每方吋 100 封度）位ノ壓力デ推入レルモノデ米國ニ多ク用ヒラレ、縱溝法ハ他ノ諸國ニ多ク行ハレテアル。

佛國ノちめる (Thimel, A.) ハ拱形堰堤ニ臍ヲ有スル縱溝ヲ用ヒルハ單塊ノ附着ヲ確保スルニ最モ勝ツテ居リ、曲線重力式堰堤ニハ臍ヲ有スル縱溝ハヨリ良ク、收縮接合ヲ要シナイト云ツテ居ル。又彼ハ大堰堤ノ接合ヲ設計スルニ若干ノ簡單ナ且ツ明瞭ナ注意ヲ用ヒサヘスレバ接合ハ決シテ堰堤ノ弱點デハナイト云ツテ居ル。

まれっち拱形堰堤 (Mareges Dam) ヲ記述シテこあぬ (Coyne, A.) ガ云フニハ、此堰堤ハ幅 1 米ノ縱溝デ單塊ヲ分離シ、水密ヲ得ル爲ニ上流面ニ銅ノ水止ヲ裝置シ、且ツ地平ト垂直ノぐらうと管ヲ取附ケタ。縱溝ト隣塊ノ間ノ

接合ニハぐらうとヲ施シタ。米國デハぶーるだー堰堤デハ同ジ事情デ8呎ノ冷却用縦溝ヲ堰堤ノ眞中ニ設ケテ堰堤ガ1年ノ平均氣溫ニ冷却シタ後こんくりーとヲ塡メタガ、各側ノ接合ニハぐらうちんぐヲ行ハナカツタ。然シ漏水ノ痕モナク、他ノ不良ナ結果モ起ラナカツタ。

米國もんたな州ノぎぶそん堰堤ニ於テハ單塊ノ若干對ノ間堰堤ノ全高ニ縦溝又ハ栓ヲ設ケテ、後ニこんくりーとヲ塡メルコトニシタ。次ニ此案ヲ止メテ、管ヲ用ヒ接合ニぐらうとヲ施シタ。其後 Deadwood, Owyhee, Cat Creek, Boulder, Parker, Madden, Grand Coulee 及 Seminoe 諸堰堤ハ大體前ニ述ベタモノト同樣ニ施工サレタ。接合面ヲ清掃シテぐらうとふぃるむノ附着ニ適當ナラシメ、充分ノ壓力ヲ以テぐらうとふぃるむヲ送リ、餘分ノ水ヲ排除スレバ堰堤內部ノぐらうと接合ハ永久ニ滿足スベキモノデアル。但シ充分ノ壓力ヲ用ヒナケレバぐらうとふぃるむニハ石灰分ノ沈澱ヲ生ジ、容易ニ風化スル處ガアル。

薄イ拱形堰堤ハ工事中早ク全塊ヲ通ジテ年平均氣溫ニ冷却スルカラ、接合ニぐらうとヲ施スヨリモ、縦溝ヲ用ヒル方ガ至便デアル。

如何ナル型ノ堰堤デモこんくりーとノ表層ハ日々ノ及年內ノ氣溫變化ニ曝サレルカラ、接合ノぐらうとノ薄イふぃるむが永久性ヲ有スルヤ否ヤハ重大ナ問題デアル。而シテ此ふぃるむが最後ニハ風化ヲ免レナイコトハ延イテ接合部構造ノ縦溝法ハぐらうとふぃるむ法ヨリ永久性ヲ有シ且ツ滿足スベキモノデアルコトヲ結論スルニ至ツテ居ル。

（五）**接合面ノ手當** 垂直接合ノ面ガ多少互ニ移動スルコトガ豫想サレルナラバ、あすふぁると又ハ瀝靑化合物ニあすべすとすヲ混ゼタリ、又ハ混ゼナイデ、接合面ノ間ニ塗ルコトガ望マシイ。若シ接合ノ臍ガ適當ノ形ヲ有シ、又ハ勾配ヲ有シテ居ルナラバ、表面ノ手當ハ必要ガナイ。

（六）**接合面ノ附着** 地平及傾斜こんくりーと接合面ノ適當ナ附着ハ最モ困難ナ問題デアル。垂直面ノ附着ハ前兩者程困難デハナイ。

近年空氣水ヲ高速度ヲ以テ噴射シテ地平接合面ヲ清掃シ、然ル後次ノこんくりーとヲ置イテ優秀ナ結果ヲ得タ。

ばいばーヲ使用シナイ前ハ接合面ヲ粗糙ニシ、ぐらうとノ一層ヲ塗リ、其上ニ稍々高イすらんぷ又ハ練立ノこんくりーとヲ置クノハ一般ノ方法デアツタ。然ルニばいばーヲ用ヒル樣ニナツテカラ、地平こんくりーと接合ノ障害ハ消失シテ 1 吋乃至 1.5 吋ノすらんぷヲ容易ニ且ツ安全ニ置キ得ルニ至ツタ。是等ノ接合ヲ横ツテ鑽孔シテ得タ心棒即チこあヲ見レバ密度モ良ク、骨材分布モ齊一デ、往時ノ如ク新舊接合ノ間ニ水ガ多クナツテ骨材ガ偏在集中スル樣ナ傾向ガナクナツタ。

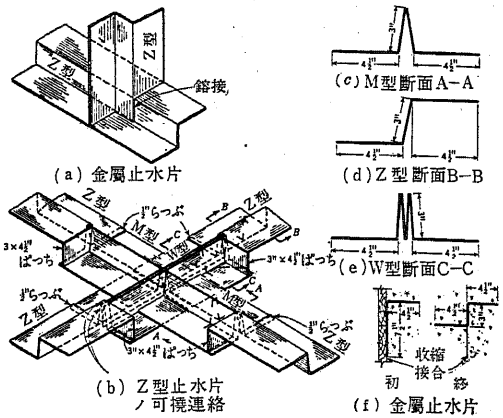
地平施工接合ニ用ヒラレタ水封金屬片、凸形又ハ凹形ノ臍及清掃ノ必要ハ次第ニナクナツテ居ル。ばーぢにや州ノくれーとる堰堤 (Claytor Dam) ハ 1939 年ニ完成シタガ、地平施工接合ヲ用ヒ、24″×6″ ノ凸臍ヲ備ヘ、銅ヲ帶ビタ鋼版ノ水止 1/8″×10″ 及排水孔深サ 8″ 幅 10″ ヲ上流面カラ 3 呎、5.5 呎及 7.5 呎ノ間隔ニ配置シタ。縦ノ排水孔ハぶろっくノ間ノ横斷收縮接合ノ手前ニ止マリ、堰堤內ノ內部排水系ニ連絡シテ居ル。

1939 年わゅるぺる (Wuerpel, C. E.) ハ地平施工接合ヲ鑽孔シテ得タこあ 67 個ニ就イテ氷結及融解試驗ノ結果ヲ發表シタ。こあノ或ルモノハ接合自身ハ强クナツテ居タコトヲ示シタガ、接合ノ直下ガこあノ他ノ部分ヨリ惡クナツテ居タ。是レ地平接合ハ其面ヲ清掃シ、繼手ハ充分注意ヲ用ヒテ施工シテモ、こんくりーと練立即チりふとノ上部ハこんくりーとノ弱イ粗惡ノモノガ集ル傾向ガ多分ニ在ルコトヲ示シテ居ル。

（七）**水止メ** 堰堤ノこんくりーと上流面ニハ或厚サノ絶對水密ナ永久的

隔膜即チ氷止メヲ施工接合ニ用ヒル必要ガアル。

佛國ノるのー (Renaud, A.) ハ重力式堰堤ノ接合ハ能ク之ヲ檢査シテ見レバ、一般ニ水密ヲ失ハナイト述ベテ居ル、獨逸ノりんく (Link, E. H.) ハ直線重力式堰堤ノ接合ノ間隔ニ就イテ獨逸ノ經驗ニ依レバ、二重水止メガ必要デ、單一水止メデハ充分デナイト主張シタ。

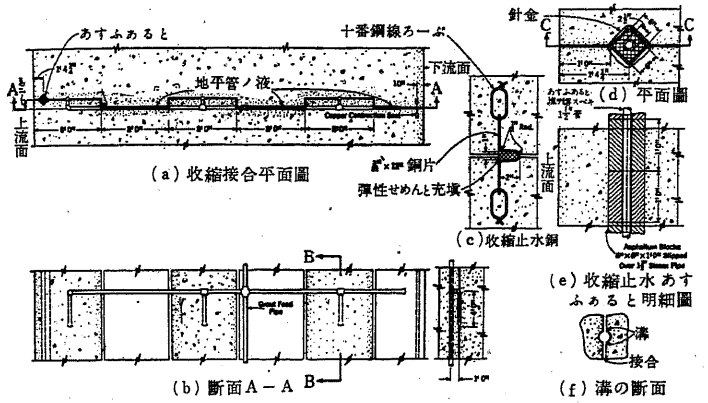


第三百十四圖　金屬水止片

水止メ材料ニハ銅ヲ用ヒルコトガ各國共同様デアルガ、銅ハ電解作用ニ冒サレ易イ點カラ、鉛ノ薄版ヲ銅版ノ兩側ニ用ヒタ例モアル。但シ銅版ノ永久性ハ今日未ダ調査セラレタモノガナイト云ツテモヨク、嚴格ニ言ハヾ銅片ヲこんくりーとノ中ニ挿入シテモ、銅片ノ周圍ノ滲透ガ全然無イトハ言ハレナイ。然シ現今デハ堰堤ノ上流側ニ近ク用ヒラレル水止メハ少クモ永久的デ、若シ更ニ漏水ヲ阻止スル必要ガアルナラバ接合ニぐらうちんぐヲ施スカ、又ハ栓ヲ用ヒテ縱溝ヲ充塡スル方法ニ依ルコトヲ考フベキデアル。歐州デハ堰堤ノ接合ニ排水法ヲ用ヒテ居ルガ之モ有效デアル。

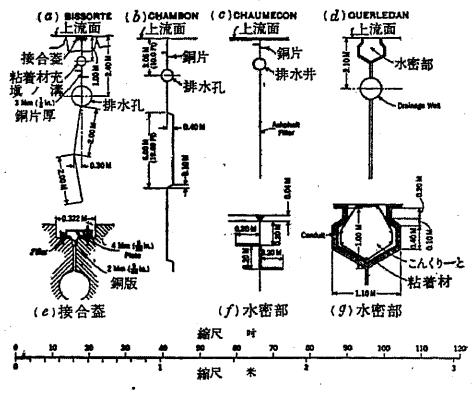
合衆國デハ水止メ用トシテ 20 おんすノ軟銅ヲ用ヒルヲ常法トシテ居ル。ぶーるだー堰堤デハもねる金屬ガ耐久性ニ富ムトテ之ヲ水止メニ用ヒタ。銅片ノ厚サハ 2 粍ヲ通例トスルガ、20 おんす銅版ハ 0.027 吋即チ 0.68 粍デ、前者ノ 1/3 ニ等シイ。

水止片ノ形モ亦種々アツテ、第三百十四圖ニ示シタ如ク M, U, V 或ハ W 型ナドガアルガ、Z 型ガ特ニ優秀デアル。第三百十五圖ハくっしゅまん第一號堰堤ノ收縮接合ヲ示シタモノデアル。



第三百十五圖　くっしゅまん第一號堤堰收縮接合

合衆國デハ水止メヲ上流面カラ 12 吋ニ置イテアルノガ多イガ、歐洲其他デハ更ニ上流面カラ離レテ之ヲ埋設スルヲ常トシテ居ル。理論上こんくりーとト銅ノ間ノ附着ニ對シテ溫度ノ變化ハ有害ナ影響ヲ及ボスカラ、水止メハ溫度ノ變化ガ感ゼラレナイ部分ニ、表面カラ後退シテ埋設スルノハ滿足スベキ永久的效果ヲ擧ゲ得ルコトヲ信ゼラレテアル。水止メノ埋設端ニ特種ノびーど又ハ器械的附着片ヲ附屬シタ

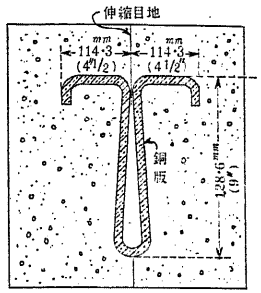


第三百十六圖　佛國等の堰堤の施工接合

モノモアル。第三百十六圖ハ佛國及他ノ歐洲諸國ニ用ヒラレタ横斷接合ノ明細圖デ、耐久性ト水密ノ點ニ於テ優秀デアル。

こんくりーと堰堤ヲ單塊トシテ作ルトキハ屢々層ノ間ヤ繼目ナドニ龜裂ヲ生ジ易イカラ、層ノ間ニ出來タ乳白狀ノ粉末ハ次ノこんくりーとヲ打ツ前ニ能タ之ヲ洗落サナケレバナラナイ。從ツテ 7.5 米乃至 15 米位ニ區分シテ自然ノ施工接合トスルノデアツテ、**收縮目地**トモ呼バレル。

第三百十七圖ハ米國ぱるぢー堰堤ノ水止メヲ示シタモノデ、銅版 B & S 規格第 8 番 3.25 粍（0.128 吋）ヲ用ヒ、繼目ハ鎔接シテアル。



第三百十七圖
米國ぱるぢー堰堤の水止メ

數年研究ノ結果、合衆國開拓局デハいんぺりある堰堤（第十五章 309 參照）ノ繼手及おーるあめりか渠ノ諸構造物ニ護膜ヲ用ヒタ。近頃人造護膜ハ市場ニ出サレテアリ、實驗室ヤ實地曝露試驗デハ天然護膜ニ勝ル性能ヲ有スルモノガアルコトヲ確メタ。

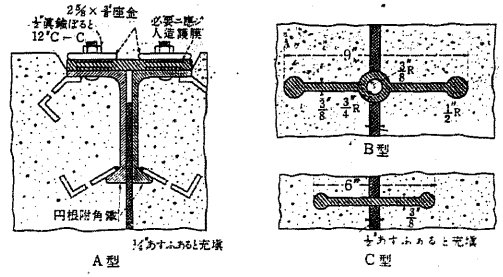
いんぺりある堰堤ノ種々ノ構造物及淤泥排除工事ニハ A 及 B ナル2種ノ水止メヲ用ヒ、A ハ 6″×1/2″ ノ護膜片デ、こんくりーとノ表面ニ用ヒ、將來必要ニ應ジテ換ヘ得ベク、1/4″ ノあすふぁると充塡物ヲ殘シテ、二ノ圓根附キ角鐵ヲこんくりーとニ嵌込ミ、此角鐵ト鋼坐金デ護膜片ヲ挾ミ、心々 12″ ニ配置シタ 1/2″ ノ眞鍮ぼるとデ兩端ヲ締メ、護膜ノ兩端ニハ布片ヲ挿入シテアル。護膜ガ空氣ヤ光ニ晒サレル處ニハ厚サ 1/16″ ノ人造護膜ヲ水止メノ外面ニ塗ツテアル。

B 型ハ全然こんくりーとノ中ニ埋込ンデアルモノデ、兩端ノ圓根ハ引張ラレテモ拔ケナイ爲ニ設ケテアル。中央ノ中空部ハ水止メ面ニ直角ノ方向ニ起

ル護膜ノ剪斷力ニ抵抗スル爲ニ作ラレテアル。

C 型ハおーるあめりか渠ノ諸構造物ニ用ヒラレテアルモノデ、薄イこんくりーとニ用ヒラレタ。

護膜ノ抗張强ハ毎方吋 3,800 封度、切斷ノ時ノ延ビハ 550% トスル。300% 及 500% ノ延ビヲ生ズル單位應力ハ夫々毎方吋 1,100 及 2,800 封度以上デアル。又其硬度ハ Shore Durometer デ測ツテ 63 乃至 68 デアル。又華氏 158°±2° デ空中ニ 7 日置イタ後、或ハ同溫度デ酸素ノ中ニ 4 日置イタ後毎方吋 300 封度ノ壓力ノ下ニ抗張强及延ビハ原長ノ 65% ヨリ小ナラザルベキモノト規定シテアル。



第三百十八圖　いんぺりある堰堤及おーるあめりか渠ノ護膜水止メ　A 型　B 型及　C 型

言フ迄モナク金屬水止メハ薄イこんくりーと堰堤ノ施工接合ニハ極メテ必要デアルガ、厚クまっしーヴナ堰堤ニハ疑問ノ餘地ガアル。此場合ニハこんくりーとガ一旦年平均溫度ニ冷却スレバ、其後ハ深處ニ於テ容積ノ變化ヲ來スコトハナイ。卽チ施工接合ノぐらうちんぐ又ハ縱溝ノ充塡ハ永久性ヲ帶ビ滿足スベキモノヽ樣デアル。唯金屬水止メニ不完全ノ點アルカ、水止メニ隣ルこんくりーとニ弱點ナドガアレバ、水ノ滲透ヲ誘發シ、全接合面ヲ不良ノ結果ニ陷レルコトガアル。

（八）**ぐらうと止メ**　ぐらうと止ハ水止メノ延長デ、其ノ效用ハ同一ダガ、其役立ツ時期ハ全ク相異ル。ぶーるだー堰堤ニ於テノぐらうと止ハ眞直ノ銅片ヲあすふぁると・ますちっく卽チあすふぁると、塡充材並ニ細粒骨材ヲ混合シ、加熱シテ半流動狀態トシタモノデ塗リ、之ヲ繼手ヲ横ツテ埋込ンダ。此

ますちっくハぐらうとヲ固着シ、金屬水止メヲ破壞セズ、繼手ヲ開ク＝委セルノデアル。

ぐらうと止メハ如何ナル位置＝設ケベキヤハ亦問題デアル。若シぐらうと皮膜ガ堰堤ノ表面＝近ク、永久的デ耐久力＝富ンダ充塡物デアルナラバ、ぐらうと止メハ堰堤ノ表面＝近イ程良イ。然シ皮膜ノ耐久性ガ稍々疑ハシイモノナラバ表面＝遠イ程良イ。表面カラ 3 呎＝於ケル溫度ノ變化ハ 9 吋ノ處ヨリモ皮膜＝永久性ヲ與ヘル。

ばるぢー堰堤デハ亞鉛引鐵板ヲ上流面＝近ク、排水井ノ上流部＝、及ビ堰堤ノ下流面＝近ク挿込ンデ收縮接合＝ぐらうとヲ壓入シタトキ、其ノ推出サレルノヲ止メル目的＝充テタ。此外監査廊ノ周圍＝モ同樣ノぐらうと止メヲ用ヒタ。ぐらうと止メノ背後＝集マル水ヲ排除スル爲＝、堰堤ノ下流面＝、亞鉛引鐵板ノぐらうと止メヲ貫イテ、收縮接合ノ底ノ方＝挿口ヲ有スル管ヲ挿入シタ。是等ノ管ハ堰堤＝ぐらうとヲ施シタ後＝取附ケタモノデアル。

又ばるぢー堰堤デハ收縮接合ノ各切込又ハれせっす及切込ノ間＝介在スル部分ノ中心＝ぐらうと孔ヲ設ケ、堰堤ノ底カラ其下流面＝達セシメテアル。ぐらうと止メノ鐵版ノ內側＝ぐらうと孔ハ三角形及圓形ノせぐめんとカラ成リ、下流ノぐらうと版ノ外部ハ堰堤面＝達スル 2 吋鐵管ヲ用ヒテ居ル。鐵管トぐらうと版ハすれーぶ又ハ殼ヲ以テ緊結シテ居ル。鐵管ノ外端ハぐらうと注入機ヲ取附ケ得ル螺旋込ヲ備ヘテ居ル。

（九） **接合充塡材** 接合ノ充塡ハ一＝ハ外觀ヲ良クスル爲デ、比較的薄ク、餘リ目立タナイモノガ此目的＝適スル。一種ノ目地ノ修正デアル。

薄版及薄壁ハ溫度ノ差ガ寧ロ高ク構造物ガ制限サレナイ場合＝ハ挫屈セズ＝膨脹シ得ル適當ナ設備ヲ必要トスル。然シ尙斯カル場合＝モ厚イ接合充塡材ト廣イ間隔ヲ用ヒントスル傾向ガ多イ。又充塡材ノ厚サヲ最小＝シ、接合

部ノ兩側ノ隅ヲ落サントスル傾向ガ多イ。充塡材ヲ塡メナイ接合ハ廣イ接合＝充塡材ガ飛出シテ居ルノヨリモ外觀ガ遙カ＝優ツテ居ル。

厚イ直線壁、堰堤及厚イ版ナドノ岩盤＝固着シタモノハ適當＝隅ヲ落シテ去角スレバ接合充塡物ヲ要シナイ。斯クスレバこんくりーとノ表層ガ接合面＝接觸シテ局部ノミ應力ヲ受ケル樣ナ弊＝陷ラズ、膨脹＝基ヅク衝力ガ充分ナ橫斷面＝分布スル爲メ、其面ノ應力ヲシテ破壞點＝達セシメナイカラデアル。

堰堤ヤ厚イ壁等デハせめんとノ硬化熱＝依ル初溫ハ其後塊全體＝現ハレルコトハナク、從ツテ接合部＝起ル表面ノ膨脹＝對シ、適當ナ去角ヲ以テ之＝備ヘルナラバ、接合面ノ他ノ部分＝對シテハ別＝考慮スル必要ハナイ。接合＝ぺんきヲ塗ルコトサヘ不必要デアル。堰堤ヲ單塊ナラシメル爲＝接合＝ぐらうとヲ注入シタ堰堤デハ之ヲ實施シテナイ。

（十） **接合ノぐらうちんぐ** 理想的ノ接合ぐらうちんぐハ堰堤ノ全高＝亘ツテ其凡テノ接合ハ同時＝ぐらうちんぐヲ施シ得ル如キモノデアル。然シ堰堤ノ高サト長サガ小サイモノデナケレバ此方法ハ實行不可能デアル。此作業ハ其進行計畫又ハ段取＝就イテ大ナル注意ヲ要シ、一タビぐらうちんぐヲ始メレバ途中デ永ク中止スルハ不可能デナイトスルモ困難デアル。

接合ぐらうちんぐノ成效ヲ妨ゲルモノハ一ハぐらうと止メヲ通ジテぐらうとガ漏去ルコトデ、特＝地平ノ場合＝最モ然リデアル。銅ノ釘孔、接合ノ鐵附ノ小破レ、又ハ接合ノ盲側＝於ケル岩石ノ隙間ナドハ接合＝壓力ヲ生ゼシメルコトガ出來ナイカ、又ハ適當ナ濃度ノぐらうとヲ以テ完全＝充塡スルコトサヘ出來ナクスルコトガアル。是レぐらうと止メノ設備ガ不注意ノ爲メ、此不結果ヲ招クノデアル。

狹イ峽谷ノ高拱形堰堤ノ竪ノ放射接合＝ぐらうとヲ施工スル＝當ツテ、ぐ

らうちんぐ作業ハりふと又ハ高櫓デ行ハナケレバナラナイカラ、各りふとノぐらうちんぐハ下ノりふと＝Ｖ形ノ空隙ヲ作ル傾向ガアリ、堰堤ノ地平斷面ヲ考ヘレバＶ形ノ空隙ガ多ク出來テ、拱應力ノ適當ナ割合ヲ分擔シ、從ツテ荷重ノ分布ガ計算通リ＝ナラナクナル。斯クシテぐらうちんぐノ作業ノ間著シイ側壁ノ沈下ヲ來スベク、拱石ノ間ノ支面積ヲ減少シテ拱應力ヲ其範圍ヲ超過シタ點マデ上ラシメル處ガアル。斯クシテ堰堤ノぐらうちんぐ接合ハ之ヲ施コサナイ接合ヨリモ應力ノ分布ヲ良クスル爲＝經驗ヲ要シ、注意ヲ拂ツタ作業ヤ施工＝依ツテ之ヲ遂行シナケレバナラナイ。

ぐらうとヲ施工シタ接合ヲ貫イテ鑽孔シタ心棒又ハこあハ寧ロ全體滿足スベキ密度ノぐらうと皮膜が得ラレ、從ツテ接合ガ再開スレバ之＝再ビぐらうとヲ加ヘテ可ナルコトヲ示シタ。

ぐらうとヲ滿足＝接合＝注入スル爲＝ハ其接合內＝ぐらうとが循環シ行亙ルコトヲ必要トスル。從ツテ注入機械ハぐらうと混合物ノ稀薄ナ泡滓ヲ排除シ、齊一ナ濃度ノぐらうとヲ接合＝充塡スル場合＝ハ每方吋 25 乃至 50 封度（每方糎 18 乃至 3.6 瓲）ノ壓力ヲ用ヒテ、ぐらうと皮膜ノ餘分ノ水ヲ排除シ、皮膜水せめんと比ヲ減ジテ、斯クシテ强度ト望マシキ耐久性ヲ增ス樣ナ設計ヲ必要トスル。200 目ノ篩ヲ以テ篩ツタせめんとデ、接合ぐらうちんぐ作業ハ一般＝水せめんと比 1.0 ヲ以テ始メ、漸次 0.75 內外＝減少スベキデアル。勿論ぐらうとヲ注入スル前＝適當＝接合面ヲ準備シ置クベキデアル。

（十一）**こんくりーとノ盛上高**　こんくりーと堰堤ノ盛上高、又ハ練立高或ハりふとハ可ナリ樣々デアルガ、米國ナドハ嘗テ專ラ 4 呎ヲ用ヒタガ、次第＝ 5 呎トナル＝至リ、型枠ナド＝ハ工費ヲ增サズ、こんくりーとヲ打ツ＝著シク經濟トナル＝至ツタ。近來 10 呎ノりふとヲ用ヒル＝至ツタガ、龜裂ガ多クナツタ。之＝加フルニ塊又ハまっすノ內ノ最高溫度が增加スルカラ、其結果ハ斷ジテ不良デアル。

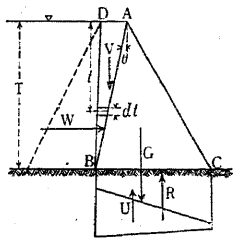
5 呎りふとハ一練立＝ 5 日間デこんくりーとヲ打終ル計畫デ最モ良好ナ結果ヲ得タ。ひわっせー堰堤＝於テハ $2\frac{1}{5}$ 呎ノりふと、5 日間注加ノ下＝施行シタガ龜裂ガ少ク、著シイ成效ヲ收メタ。

次表ハこんくりーと堰堤ノ施工接合ノ比較表デ、其中獨逸ノぶらいろっほ堰堤ハ 1931 年＝完成シタガ、接合ハ 25 米ノ間隔ヲ有シ、りふとハ 2.44 米乃至 2.74 米ノ高サデアツタガ、龜裂ガ堰堤ノ下部＝凡ソ 12 米每＝單塊ヲ通シテ現ハレタ。せめんとハ每立米 2.18 樽（每立嗎 1.57 樽）ト云フ高率ノモノデアツタ。

堰堤ノ基礎＝達スル凡テノ橫斷接合ノ平均間隔ハ第二十八表＝於テ 20 米又ハ 65 呎デ、最小ハでっどうっと堰堤ノ 7.6 米（25 呎）デアル。此堰堤ハ定角拱堰デ、高サ 50 米（165 呎）。最大ハあーろーろっく及ばるぢー堰堤ノ 45.7 米（150 呎）デアル。前者ハ貧せめんとデ龜裂ヲ無クシタ優秀ナー例デ、後者ハ每立米＝ 1.44 樽（每立嗎 1 樽）、1.52 米りふとヲ用ヒタ。

第七節　重力式石堰堤ノ外力

150. 重力式石堰堤ニ加ハル外力　149 第二＝モ述ベテアルガ、重力式石堰堤＝加ハル外力＝ハ、第三百十九圖＝示スガ如ク、堰堤々體ノ重量 G, 堰堤ノ內法リ＝加ハル水ノ重量 w, 又ハ少量ナガラ沈泥ノ重量ハ共＝垂直＝下向＝働キ、堰堤ノ側面＝ハ地平水壓 W 及沈泥ノ土壓、堰堤下ノ反力 R 及水ノ浮力又ハ揚壓力 U ガアル。此外風ノ爲＝風壓、波



第三百十九圖
重力式石堰堤ノ外力

第二十八表　こんくりーと堰ノ施工接合

番號	堰堤名	河川	位置	完成年	型	容積（千立噸）	基礎上高（呎）	堰堤長サ（呎）	接合横斷（呎）
1	Ariel	Lewis	米國	1931	CA	200	313	1,300	30±
2	Arrowrock	Boise	〃	1916	CG	585	351	1,100	25, 50, 150
3	Ashokan	Esopus	〃	1911	SG	500	252	1,000	84, 168
4	Assuan	Nile	埃及	1912	SG	704	96	6,400	0
5	Assuan (嵩上)	Nile	〃	1934	SG	1,730	142	6,970	23
6	Barberine	Barberine	瑞西	1925	CG	288	259	930	82
7	Big Tujunga	Big Tujunga	米國	1931	CA	108	249	585	50
8	Bissorte	Bissorte	佛國	1935	G	392	196	1,780	49
9	Black Canyon	Payette	米國	1924	G	79	184	1,134	75, 50
10	Bleiloch	Saale	獨逸	1931	CG	236	213	700±	82
11	Bonneville	Columbia	米國	1938	SG	500	170	1,250	60
12	Boonton	Rockaway	〃	1905	G	225	114	2,150	0
13	Boulder	Colorado	〃	1935	CG	3,250	726	1,282	25-66
14	Bull Run	Bull Run	〃	1929	CG	222	200	1,000	40
15	Calderwood	Little Tennessee	〃	1930	CA	280	232	916	50±
16	Camarasa	Pallaresa	西班牙	1920	CG	283	333	460	52.5
17	Canning	....	濠洲	1936	G	....	218	1,600	45, 90
18	Chambon	Romanche	佛國	1635	SG	392	450	1,080	49
19	Chavanon	Chavanon	〃	1925	CG	445	295	1,180	49
20	Cheoah	Little Tennessee	米國	1919	....	200	225	750	50
21	Chute-a-Caron	Seguenay	加奈陀	1931	SG	460	200	3,040	50-55
22	Claytor	New	米國	1939	SG	217	132	1,140	44, 54, 60
23	Cignana	....	伊太利	1928	CG	200	183	1,320	28, 49, 98
24	Conchas	South Canadian	米國	1939	SG	750	235	1,250	40-50
25	Cross River	Cross	〃	1908	SG	161	170	987	0
26	Croton Falls	West Croton	〃	1911	G	260	173	1,100	0
27	Cushmann No. 1	Shokomish	〃	1925	CA	90	275	786	75
28	Cushmann No. 2	Shokomish	〃	1931	CR	....	240	580	36-52
29	Deadwood	Deadwood	〃	1931	CR	55	165	750	25
30	Diablo	Skagit	〃	1928	CA	330	389	1,180	75
31	Dniepostroy	Dnieper	露西亞	1932	G	950	198	2,500	50±
32	Don Pedro	....	米國	1923	CG	282	288	1,040	32.5, 65, 130
33	Elephant Butte	Rio Grande	〃	1916	SG	605	306	1,155	100, 50
34	Eguson	Creuse	佛國	1927	CG	274	200	780	98
35	Exchequer	Merceed	米國	1926	CG	369	330	955	25, 50, 75
36	Fifteen Miles Falls	Connecticut	〃	1930	SG	....	175	..	30-50
37	Friant	San Joaquin	〃	1943	SG	1,900	300	3,430	50

比較表 (Proc. A.S.C.E. =從フ)

間隔縱斷（呎）	りふとの高サ（呎）	りふと注入ノ時間	こんくりーと毎立噸せめんと穫 内	こんくりーと毎立噸せめんと穫 外	水せめんと比（重量）	臍ノ寸法（吋）	心々距離
....	10	....	1.0	....	0.71	54×6	....
....	4	....	0.96	1.05	....	36×10	120
....	....	....	1.00	1.30	....	120×12	....
.. .	...	....	....	....	....	....	....
....	....	.....	...	....	....	....	...
....	5±	72-120	0.9	....	0.75-0.80	0	....
....	....	72	1.05	....	0.73	....	....
....	....	....	....	....	....	三角臍	....
....	3.5	72	0.88	....	....	48×9	....
....	8-9	120-144	1.15-1.57	....	0.69	....	....
....	5	72	0.9-1.01	1.21-1.45	0.52-0.75	....	....
....	....	....	0.68	....	甚濕	....	.. .
30-50	5	72	1.01	....	0.59	30×6	....
....	4.5	48	0.81	0.96	0.71	20×8	....
....	10	....	1.12	....	0.67	30×8	78
....	....	....	1.22	. ..	...	....	....
....	6	....	1.10±	1.40±	0.59-0.63	....	....
....	....	....	0.67-1.0	1.12	0.73	240×16±	....
....	....	....	....	....	....	240×16±	....
....	5	....	1.1±	....	....	30×8	....
....	10	....	0.78	1.16	0.8-0.6	48×6	....
45	5	72	0.85-1.02	1.20-1.35	75, 57	30×6	....
....	....	....	.. ..	....	0.69-0.62	....	....
30-50	5	72	0.75-0.94	1.00-1.19	濕	54×12	....
....	....	12	0.75	....	....	....	....
....	....	....	0.65	1.25±	すらんぷ 4½''	....	....
....	5	72-96	1.20±	....	0.53	.....	....
. ..	5	48	1.25	....	0.53	96×12	....
....	4	72	1.32	....	0.47	36×9	....
....	5	....	1.27	1.46	....	72×12	....
40	13	....	....	....	....	....	....
....	4	24	0.82	....	0.65-0.80	60×12	....
....	4	....	1 00	1.40	0.71-0.8	18×4	....
....	....	. ..	....	....	....	78×12	....
....	5	....	0.79	富	0.71-0.8	60×12	....
....	....	....	....	....	....	....	....
....	5	72	0.8	1.0	0.6	30×6	....

番號	堰堤名	河川	位置	完成年	型	容積（千立噸）	基礎上高（呎）	堰堤長サ（呎）	接合横斷（呎）
38	Gibson.	Sun	米國	1930	CR	161	205	960	30, 60
39	Gilboa	Schoharie	〃	1926	SG	....	182	1,324	76
40	Grand Coulee	Columbia	〃	1940	SG	10,000	540	4,140	50
41	Grimsel	Aar	瑞西	1931	CG	445	377	820	25, 49, 98
42	Hiwassee	Hiwassee	米國	1940	SG	770	307.5	1,265	38-50
43	Hogan	Calaveras	〃	1930	CA	122	136.5	1,325	30-40
44	Hohenwarte	Saale	獨逸	1939	CG	608	246	....	49
45	Kensico	....	米國	1916	SG	....	307	1,843	73.5-70
46	Leggan	Spean	英國	1934	CG	110	186	680	45
47	Madden	Chagres	巴奈馬	1934	SG	525	223	974	56
48	Mareges	Dordogue	佛國	1935	CA	242	295	659	43
49	Marshall Ford	Colorado	米國	1939	SG	969	265	2,325	52
50	Martin	Tallapoosa	〃	1926	CG	395	168	1,300	30-72
51	Melones	Staniolaus	〃	1926	CR	93	210	590	...
52	Mettur	Canvery	印度	1934	SG	2,030	230	7,707	126
53	Montejague	Guadares	西班牙	1925	CA	35	273	259	40-80
54	Morris	San Gabriel	米國	1934	CG	450	328	756	50
55	Mount Bold	Onka-parinka	濠洲	1937	CR	132	141	700	40
56	Narrows	Yadkin	米國	1917	CG	525	216	1,144	50
57	New Croton	Croton	〃	1906	SG	855	297	1,168	0
58	Norris	Clinch	〃	1935	SG	1,000	265	1,570	56
59	O'Shaugh-nessy	Tuolumne	〃	1923	CG	398	344.5	605	97
60	O'Shaugh-nessy（嵩上ケ）	Tuolumne	〃	1938	CG	675	430	900	48.5
61	Owyhee	Owyhee	〃	1932	CG	504	405	850	50
62	Pacoima	Pacoima	〃	1927	CA	226	380	600	50
63	Pardee	Moko-lumne	〃	1929	CG	640	358	1,320	37.5, 75, 150
64	Parker	Colorado	〃	1939	CR	260	320	800	50
65	Roznow	Dunajee	波蘭	1939	SG	500	100	1,800	49
66	Ruby	Skagit	米國	1940	CA	...	230	490	50
67	St. Francis	San Fran-cisquito	〃	1926	CG	175	205	650	0
68	San Mates	....	〃	1889	CG	197.2	154	680	不規則ふるつく
69	Santeetlah	Cheoah	〃	1928	CA	195	214	1,120	50, 40, 37
70	Sarrans	....	佛國	1930	G	....	377	710	52
71	Sautet	Drac	〃	1934	CA	130	414	263	85±
72	Schraeh	Waeggital	瑞西	1925	G	305	362	550	....
73	Seminee	N. Platte	米國	1939	CA	161	290	540	50
74	Shasta	Sacra-mento	〃	1943	CG	5,400	560	2,860	50
75	Shoshone	Shoshone	〃	1910	CR	79	238	200	0
76	Tygart	Tygart	〃	1937	SG	1,200	240	1,850	52, 60
77	Waterville	Big Pigeon	〃	1929	CA	123	200	790	50
78	Wilson	Tennessee	〃	1926	SG	1,240	137	4,860	38, 48, 54

註　CA 定角拱，CG 拱形重力式，SG 直線重力式，G 重力式，CR 定半徑

間隔縱斷（呎）	りふとノ高サ（呎）	りふと注入ノ時間	こんくりーと毎立噸せめんと樽 内	こんくりーと毎立噸せめんと樽 外	水せめんと比.（重量）	膞ノ寸法（吋）	心々距離
....	4	72	1.0	....	0.67	36×9	....
....	3-6	8-24	1.4	....	0.41-0.63	....	....
50	5	72	1.0	....	0.60	30×6	....
50	....	....	0.85	1.34	0.83	....	....
....	5	60	0.85	1.2	0.57	....	....
....	5	....	0.94	....	0.63	42×12	....
....	5.9	....	1.28	....	0.67	....	....
....	....	....	0.837	....	....	....	....
....	3.5	....	1.12	2.0	0.4-0.55	....	....
....	5	72	1.00	....	0.70	36×9	....
....	....	....	1.13	1.22-1.34	0.45	....	....
42	5	....	....	....	....	30×6	....
....	10	24	1.00±	....	....	....	....
....	4	....	0.78	....	0.75	....	....
....	....	....	....	....	....	....	....
....	4	120	0.88	....	....	....	....
....	5	....	0.95	1.10	0.59-0.54	....	....
....	....	....	1.10±	....	0.63-0.67	....	....
....	5	....	1.25±	....	....	30×8	78
....	....	....	....	....	....	....	....
....	5	72	0.90	1.10-1.20	0.65-0.57	....	....
....	5	....	1.00	1.25	....	180	....
....	5	72	1.00	1.19	0.62-0.58	180	....
....	4	72	1.0	1.25	0.67-0.57	36×9	....
....	5	....	1.04	....	0.73	....	....
....	5	....	1.00	....	0.67	....	....
....	5	72	1.00	....	0.6	30×6	....
....	....	....	1.12	1.34	....	60×60×12	....
....	5	72	1.00	....	....	....	....
....	....	....	1.12	....	....	....	....
....	....	....	1.23	....	0.44	30×8	78
....	5, 10	....	1.25	1.35	0.64-0.70	....	....
....	....	....	1.0-1.3	....	....	....	....
....	....	....	0.8-0.98	0.98-1.22	....	....	....
....	....	....	0.85-1.0	1.34	0.94-0.63	....	....
....	5	72	....	....	....	30×6	....
50	5	72	1.0	....	0.6	30×6	....
....	....	....	1.0±	....	....	....	....
....	5, 8, 10	143, 206, 212	0.75-1.0	1.25	0.48-0.65	48×10	....
....	5, 10	....	1.20	....	....	....	....
....	4-6	....	1.37	1.62	....	24×10	....

浪ノ爲ニ波壓、地震ノ際ノ衝撃、結氷ノ際ノ氷衝ナドハ偶發ノ外力デアル。以下堰堤ノ軸ニ直角ノ方角ニ單位ノ長サ 1m ヲ隔テヽ平行ナ二ノ垂直面デ截ツタ垂直片ヲ考ヘテ、力ヤもーめんとヲ論ズルコトヽスル。

第一　堰堤片ノ重量　重力堰堤ノこんくりーとハ比重ノ大ナ程有利デ、骨材ノ材質、粒徑、形狀、配合、水せめんと比、せめんと自身ノ比重等ニ依ツテ比重ヲ異ニスル。揚壓力ノ作用スル樣ナ狀態ニ於テこんくりーと實體ニハ相當多量ノ水分ヲ保ツテ居ル。又堰堤ノこんくりーとハ大粒ノ粗骨材ヲ用ヒ得ベク、硬練リヲ採用シ得ルカラ、比重ハ相當大キク、2.3 乃至 2.5 平均 2.4 位ニ達シテ居ルガ、各國共こんくりーとノ密度ヲ大ナラシメルコトニ努力シテ居ル。次表ハ若干ノこんくりーと堰堤ノ比重デアル。

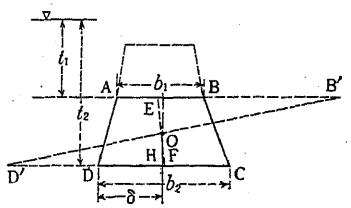
第二十九表　堰堤こんくりーとノ比重

番號	堰堤名	位置	竣工	高サ (m)	比重	
					設計	測定
1	Pardee	米國	1929	109	2.40	—
2	Pine Canyon	〃	?	97	2.40	2.48
3	Piano dell Barbellino	伊太利	1931	70	2.35	—
4	小牧	富山縣	1929	68	2.32	2.40
5	祖山	〃	1929	65	2.24	2.36
6	Bull Run	米國	1931	61	2.37	2.46
7	Cignana	佛國	1928	50	2.35	—
8	Salarno	伊太利	1928	35	2.55	2.35
9	Boulder	米國	1935	210	2.50	2.50

今花崗岩ノ重量毎立米 2.48 噸、石灰岩 2.56 噸、砂岩 2.24 噸等ニ對比スレバこんくりーとノ重量毎立米 2.4 噸ハ天然石材ノ壘ヲ摩スルニ至ツタモノト考ヘルコトガ出來ル。

今上水位カラ夫々 t_1 及 t_2 ノ深サニアル二ノ平行面ニ依ツテ堰堤ヲ截ツタトスレバ、此堰堤片ノ重量 G ハ w' ヲこんくりーとノ單位容積ノ重量トシテ

$$G=\frac{w'}{2}(b_1+b_2)(t_2-t_1) \quad [124]$$

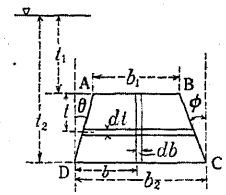


第三百二十圖　堰堤片ノ重量

其重心ハ AB ヲ延長シテ BB′ ヲ b_2 ニ等シク切リ、同樣ニ CD ヲ延長シテ DD′ ヲ b_1 ニ等シク切リ、B′D′ ヲ結付ケ、AB ノ中心 E, CD ノ中心 F ヲ結付クル直線 EF トノ交點 O ハ ABCD ノ重心ヲ表ハス。從ツテ O ヲ過グル垂線ト CD ノ交點ヲ H トシ、DH=δ トスレバ Gδ ハ D ニ對スル堰堤片重量ノ曲げもーめんとヲ表ハス。之ヲ M トスレバ

$$M=G\delta \quad [125]$$

若シ又 AB ヨリ t ナル深サニ $dbdt$ ナル斷面ヲ有シ、長サ單位長ノ小サイ直壔ヲ考ヘレバ（第三百二十一圖）其重量ハ $w'dbdt$ デアル。從ツテ AD 及 BC ノ傾斜角ヲ夫々 θ 及 ϕ トスレバ D ニ對スル曲げもーめんとハ



第三百二十一圖　堰堤片ノ曲げもーめんと

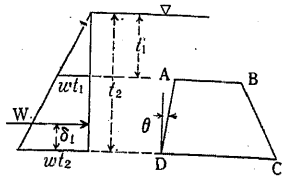
$$M=\int_0^{t_2-t_1}\int_{(t_2-t_1-t)\tan\theta}^{(t_2-t_1)\tan\theta+b_1+t\tan\phi} w'b\,db\,dt$$

$$=(t_2-t_1)\tan\phi\left\{(t_2-t_1)(\tan\phi+2\tan\theta)+2b_1\right\}$$

$$+b_1\left\{b_1+2(t_2-t_1)\tan\theta\right\}w' \quad [126]$$

第二　地平水壓　水面カラ深サ t ノ處ニ垂直ノ深サ dt ヲ考ヘレバ、軸ニ直角ノ方向ニ單位ノ長サヲ取リ、1.dt ノ面積ニ $wtdt$ ノ地平水壓ヲ生ズル。此ニ w ハ單位容積ノ水ノ重量ヲ表ハス。從ツテ T ナル深サマデノ全地平水壓 W ハ一般ニ

$$W = \int_0^T wtdt = \frac{w}{2}T^2 \qquad [127]$$



第三百二十二圖　地平水壓

若シ又深サ t_1 及 t_2 ノ間ニ在ル堰堤片ニ就イテ上流側單位長ノ堤面ニ及ボス地平水壓 W ヲ求ムレバ

$$W = \frac{w}{2}(t_2^2 - t_1^2)$$

$$= w(t_2 - t_1)\frac{(t_2+t_1)}{2}$$

$$= w(t_2 - t_1)\left(t_1 + \frac{t_2-t_1}{2}\right) \qquad [128]$$

又 W ノ CD カラ距離 δ_1 ハ

$$\delta_1 = \frac{t_2-t_1}{3} \times \frac{2t_1+t_2}{t_1+t_2} \qquad [129]$$

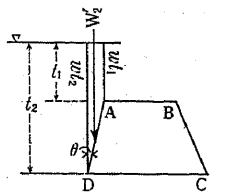
從ツテ D ニ對スルもーめんと M_1 ハ $W\delta_1$ ニ等シク

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{w}{2}(t_2-t_1)(t_2+t_1)\times\frac{t_2-t_1}{3}\,\frac{t_2+2t_1}{t_2+t_1} \\ M_1 &= \frac{w}{6}(t_2-t_1)^2(2t_1+t_2) \\ &= \frac{w}{2}(t_2-t_1)^2\left(t_1+\frac{t_2-t_1}{3}\right) \end{aligned}\right\} \qquad [130]$$

AB ノ上ノ部分ノ地平水壓ノもーめんとヲ A ニ就イテ考ヘタモノガ知ラレテアレバ、更ニ D ニ就イテ凡ベテノもーめんとヲ知ルコトハ容易デアル。

勿論貯水池ノ暴風ノ方向ニ於ケル對岸距離ガ大ナルトキハ、池内ノ水位ハ風浪ノ爲ニ上昇ヲ來ス。即チ此風浪ノ爲ニ高マツタ水位ヲ取ツテ滿水面トシナケレバナラナイ。

第三　垂直水壓　堰堤ノ上流側ニ法リガアレバ垂直水壓ヲ受ケル。第三百二十三圖ニ於テ、A ノ高サノ垂直水壓ノ强サハ wt_1, D ノ高サノ强サハ wt_2 デアルカラ、上流側ノ堤面 AD ニ於ケル全垂直水壓ハ



第三百二十三圖　垂直水壓

$$V = w(t_2-t_1)\frac{(t_2+t_1)}{2}\tan\theta$$

$$= w(t_2-t_1)\left(t_1+\frac{t_2-t_1}{2}\right)\tan\theta \qquad [131]$$

D ヲ過グル垂線ヨリ V ノ距離 δ_2 ハ

$$\delta_2 = \frac{(t_2-t_1)}{3}\frac{(t_2+2t_1)}{t_2+t_1}\tan\theta \qquad [132]$$

從ツテ D 點ニ對スル垂直水壓ノ曲げもーめんと M_2 ハ $V\delta_2$ ニ等シク

$$M_2 = \frac{w}{2}(t_2-t_1)(t_2+t_1)\tan\theta\cdot\frac{t_2-t_1}{3}\,\frac{t_2+2t_1}{t_2+t_1}\tan\theta$$

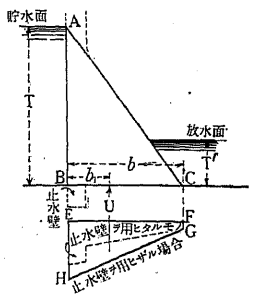
又ハ

$$\left.\begin{aligned} M_2 &= \frac{w}{6}(t_2-t_1)^2(t_2+2t_1)\tan^2\theta \\ &= \frac{w}{2}(t_2-t_1)^2\left(t_1+\frac{t_2-t_1}{3}\right)\tan^2\theta \end{aligned}\right\} \qquad [133]$$

第四　堰堤下ノ反力　反力 R ハ大體堰堤ノ形カラ之ヲ定メルコトガ出來ル。

第五　揚力　堰堤ノ底ニ働ク浮力又ハ揚壓力ハ單ニ揚力トモ云ヒ、殊ニ堰堤ノ上流側ニ近イ處デハ水ノ滲透モ多イ可能性ガアリ、こんくりーとト岩盤ノ間又ハ堤體自身ノ間ニ現ハレルコトガ少クナイ。岩石ノ間ニ殘ツタ龜裂龕隙ノ類ハ貯水ノ後高イ水壓ヲ受ケテ水ノ滲入ヲ招ギ、延イテハ揚力ト化スル處ガ多イ。是等ノ揚力ハ一種ノ催滑ヲ促進シテ滑動ヲ來シ、轉覆ヲ招ク原因トナルカラ、堰堤ノ安定ノ上カラ之ヲ考慮スル必要ガアル。

元來揚力ハ前ニ述ベタ如ク、岩石ノ龜隙ニ滲入シタ水ニ依ツテ起ルモノデ、其龜隙ナルモノハ之ヲ明瞭ニ知ルコトガ困難デアルカラ、假定ニ基イテ之ヲ定メル外ニハ道ガナイ。卽チ水上ニ浮ンデ居ル場合ニ比シテ、或比率ヲ定メルカ、又ハ其分布ノ狀態ヲ推定スルノデアル。



第三百二十四圖
堰堤下ノ揚力

今圖ニ於テ堰堤上流側及下流側ノ揚力ヲ夫々 EH, FG ヲ以テ表ハシ、堤前堤後ノ水深ヲ夫々 T, T′ トシ、EH ハ全水壓 wT ニ係數 c ヲ乘ジ、FG ハ又 wT' ニ他ノ係數 c' ヲ乘ジタルモノニ等シイト假定スレバ、底幅ヲ b トシ、其全揚力 U ハ梯形 EFGH ノ面積ニ等シク

$$U = \frac{wb}{2}(cT + c'T') \qquad [134]$$

若シ $c=c'$ トスレバ

$$U' = \frac{cwb}{2}(T + T') \qquad [134']$$

其合成力ハ梯形ノ重心ヲ過ギ、EH カラノ臂長 δ_0 ハ

$$\delta_0 = \frac{b}{3}\frac{cT + 2c'T'}{cT + c'T'} \qquad [135]$$

若シ $c=c'$ ナラバ

$$\delta_0' = \frac{b}{3}\frac{T + 2T'}{T + T'} \qquad [135']$$

下流側ニ水ガ無ケレバ $T'=0$ デ、梯形 EFGH ハ三角形トナル。從ツテ全揚力 U″ ト勞長 δ_0'' トハ

$$U'' = \frac{c}{2}wbT \qquad [134'']$$

$$\delta_0'' = \frac{b}{3} \qquad [135'']$$

堤踵 B ニ就イテ取ツタもーめんとハ U ト δ_0 ノ積カラ

$$M_3 = \frac{wb^2}{6}(cT + 2c'T') \qquad [136]$$

U′ ト δ_0' ノ積カラ

$$M_3' = \frac{cwb^2}{6}(T + 2T') \qquad [137]$$

又下流ニ水ガ無イ時ハ

$$M_3'' = \frac{cwb^2}{6}T \qquad [138]$$

係數 c ハ岩盤及堤體ノ多孔性ニ關スルモノデ、强固ナ岩石及良好ナこんくりーとノ試料ヲ用ヒテ之ヲ若干時間水中ニ浸漬シ、其重量ノ增加ヲ見レバ 2 乃至 3% ニ達スルカラ、容積デハ凡ソ 6% ノ空隙ヲ示ス筈デアル。

こんくりーとヤ岩石內ノ空隙ノ形ハ勿論千變萬化シテ居ルベキデアルガ、實際ニハ之ヲ球形又ハ立體ニ近イモノト假定スルコトガ出來ル。而シテ最大壓力ノ面ハ空隙ヲ最モ多ク含ンデ居ル一種ノ不規則ナ曲面ナルベク、此曲面デ截ツタ孔又ハ空隙ヲ一ノ地平面ニ投射シタモノト假定シテ計算スルコトガ出來ル。

半徑 r、容積 v ノ球形孔ハ勿論 $v=\frac{4}{3}\pi r^3$ デ、$r=\sqrt[3]{\frac{3}{4}\frac{v}{\pi}}$. 今 a ヲ此球ノ大圈ノ面積トスレバ $a=\pi r^2$ 或ハ $r=\sqrt{\frac{a}{\pi}}$ 從ツテ $\sqrt{\frac{a}{\pi}}=\sqrt[3]{\frac{3}{4}\frac{v}{\pi}}$ 或ハ $\frac{a}{\pi}=\left(\frac{3}{4}\frac{v}{\pi}\right)^{2/3}$ 又ハ

$$a = 1.21\, v^{\frac{2}{3}} \qquad [139]$$

v ヲ 0.06 トスレバ $a \fallingdotseq 0.2$ トナル。是レこんくりーとノ空隙ハ地平面ノ凡ソ 0.2 トシテ適當デアルコトヲ示シテ居ル。是亦一ノ地平面上ニ於ケル空隙ノ水壓ハ其面上ニ貯水池ノ水頭ノ 0.2 トシテ可ナル譯デ、0.2 ハ卽チ c ノ價

ト考ヘルコトガ出來ル。更ニ空隙ノ多イこんくりーとヤ基礎岩盤デハ c ノ價ヲ 0.4 位ニ取ラナケレバナラナイ。**實際ニハ c ハ 0 カラ 1 ノ間ニ定メ、良好ナこんくりーとヲ良好ナ岩盤基礎ノ上ニ打ツタ場合ニハ c ヲ 0.20 乃至 0.30 トシ、中位ノ岩盤上ノ良好ナこんくりーとニハ c ヲ 0.5 トシ、非常ニ多孔質ノ基礎上ニ良好ナこんくりーとヲ用ヒタ場合ニハ c ヲ 1.0 トスル。**

揚力ヲ成ルベク少クシ、c ノ値ヲ最低ナラシメル爲ニハ、止水壁ヲ上流緣ニ設ケ、堰堤底ニハ高壓ヲ用ヒテぐらうちんぐヲ行ヒ、以テ堤下ノ滲透ヲ成ルベク少クスルヲ良シトスル。更ニ又適當ニ設計シタ重力式高堰堤ニハ止水壁カラ稍々下流ノ方ニ堰堤ノ全長ニ渉ツテ基礎ニ排水井ヲ作リ、堰堤ノ內部ニ溝ヲ作ツテ漏水ヲ集メ、又ハ堰堤軸ニ沿ウク方向ニ坑道ヲ作ツテ漏水ヲ導ク。**監査坑**ト呼バレルモノガ是デアル。

こんくりーとヲ打ツ時、地平ノ繼目ガ出來易ク、一旦打終ツタ面ニハ其泥土、塵埃乃至乳皮又ハれーたんすハ此繼目ヲ作リ易イカラ、次ノこんくりーとヲ打ツ前ニ之ヲ清掃シテせめんとヲ吹付ケルヲ必要トスルハ前ニ施工ノ處ニモ述ベタ通リデアル。時トシテハこんくりーとノ面ヲ段々ニ作ツテ、滲透徑路ヲ長クスルトキハ亦 c ノ値ヲ小クスルコトガ出來ル。

水ガ管內ヲ流レル場合ト同ジク、堰堤內ヲ流レテ壓力勾配ノ降下ヲ來スノハ滲透徑路ノ長サニ依ルコト前ニ述ベタ通リデアルカラ、止水壁ヲ堰堤下ニ用ヒレバ此徑路ハ長クナルカラ、c ハ小サクナル、揚力モ亦減少スル。

堤體又ハ堰堤片ノ底ニ揚力ノ出現ハ極メテ稀有ノ事ニ屬スル。但シ實際ニ揚力ノ分布ヲ精確ニ知ルコトハ多クノ場合不可能ノ事ガ多イガ、近來此方面ノ研究ハ漸ク旺盛ニナツテ、實測サレタ例モアル。今堰堤片ノ底部全體ニ一樣ナ揚力ガ現ハレタモノトシ、前ノ如ク揚力ト全水壓ノ比ヲ c トスレバ、水面下 t_2 ニ至ル全揚力ハ [134″] カラ

$$U = \frac{c}{2} wbt_2 \qquad [140]$$

若シ下流ニ瀦水ガアツテ堰堤片ノ底上 t_2' ニ達スレバ

$$U' = \frac{cwb}{2}(t_2+t_2') \qquad [141]$$

もーめんとハ夫々

$$M_3''' = \frac{cwb^2}{4} \qquad [142]$$

及

$$M_3'''' = \frac{cwb^2}{6}(2t_2+t_2') \qquad [142]$$

今若干ノ堰堤ノ揚壓力係數ヲ示セバ次ノ如クデアル。

第三十表　堰堤揚壓力係數表

番號	堰堤名	位置	竣工年次	高サ（米）	揚壓力係數	
					設計	測定
1	Owyhee	米國	1933	118	1.0～0.5	
2	Schräh (Waeggital)	瑞西	1926	110	0.81	
3	Pardee	米國	1930	109	0.25	
4	Pine Canyon	〃	?	97	1.00	
5	Ariel	〃	1931	95	—	0.24
6	Barberine	瑞西	1924	85	0.85	
7	Piano del Barbellino	伊太利	1931	70	0.80	
8	小牧	富山縣	1929	68	0.40	
9	Schwarzenbach	獨逸	1925	67	0.74	
10	祖山	富山縣	1929	65	0.66	
11	Bull Run	米國	1931	61	1.00	0.20
12	Gibson	〃	1929	58	0.50	0.49
13	Cancano di Fraeli	伊太利	1930	57	—	0.25
14	Marathon	希臘	1931	54	0.66	—

番號	堰堤名	位置	竣工年次	高サ(米)	揚壓力係數	
					設計	測定
15	Mediana	米國	1913	50	—	0.58
16	Zerbino	伊太利	1925	47	—	0.2～0.4
17	Mollaro	〃	1929	41	—	0.44
18	Oester	獨逸	1907	40	—	1.00
19	Salarno	伊太利	1928	35	0.33	—
20	Pit River No. 3	米國	1925	34	—	0.38
21	Neye	獨逸	1908	30	—	0.70

第六　土壓　堰堤ノ兩面若クハ一方ガ土砂ヲ以テ掩ハレテアルトキハ土壓ヲ受ケル。但シ堰堤ニ法リガアレバ直接土砂ノ重量ガ堰堤ニ加ハルト同時ニ、地平ノ方向ニ土壓ガ働ク。殊ニ沈泥ガ堰堤ノ上流面ニ堆積スルトキハ、水中ニ潛在スル土砂ハ浮力丈ケ減少シタ壓力ヲ水壓ノ外ニ堰堤ニ及ボスハ勿論デアル。土砂ノ重量ハ空氣中ニ於テ毎立米 1.6 噸デ、水中デハ 1.0 デアル。今此土砂單位容積ノ重量ヲ w_1 トシ、土砂ノ深サヲ τ, 其止角ヲ ϕ トスレバ地表ガ地平ナルトキ全地平土壓 E ハ

$$E = \frac{w_1\tau^2(1-\sin\phi)}{2\ (1+\sin\phi)} \qquad [144]$$

地表ガ堰堤ニ向ツテ止角 ϕ ナル傾斜ヲ以テ傾上スルトキハ

$$E = \frac{w_1\tau^2}{2}\cos\phi \qquad [145]$$

地表ガ堰堤カラ ϕ ナル傾斜ヲ以テ傾下スルトキハ

$$E = \frac{w_1\tau^2}{2}\frac{\cos\phi}{(1+2\sin\phi)^2} \qquad [146]$$

土砂ガ水中ニ在ル場合ニハ水壓ノ外ニ土壓ヲ加算シナケレバナラナイ。此方法ハ泥土又ハ粘土ナドノ場合ニ稍々不精確ナル結果ヲ與ヘルガ、一般ニ土壓ト稱セラレルモノニハ粉末粒子ノ土砂ニ適用スベキモノデ、半粘性又ハ粘性體ニハ之ヲ適用スルノハ稍々肯綮ヲ得ナイ。此方面ノ研究ハ今日尙充分デナイカラ、今ハ水壓ト土壓ノ加算ニ依ツテ大體ヲ窺知ルノデアルガ、一般ニ安全ノ方ニ偏シテ居ル。

最近米國ノふーく (Houk) ヤきーなー (Keener) ナドハ泥土、砂又ハ礫ナドノ堰堤ノ下ニ沈澱シタモノハ毫モこんくりーと堰堤ニ壓力ヲ及ボスモノデナイト主張シタガ、くりーがー (Creeger) ヲ始メ、筆者等ハ之ニ同意シナイ。但シ前ニ述ベタ水壓土壓ノ加算ハ稍々過大デアル。

第七　風壓及波壓　一般ニ堰堤ノ上流側カラノ風壓自身ハ水面上ニ露出シタ部分ノ少イ場合ニハ殆ド考慮ノ必要ガナイ。寧ロ風ノ爲ニ激成セラレタ波浪ノ壓力ガ大キイ。今例ヘバ風ハ脈動ヲ爲シテ吹來ルガ、假リニ一樣ナ速度ヲ以テ吹クモノト假定シテ風壓ヲ推算スレバ（第一編氣象第四章 47 參照）、W_1 ヲ毎方米風壓瓩、v_1 ヲ風速毎秒米トスレバ

$$W_1 = 0.125\,v_1^2 \qquad [147]$$

今 v_1=20 m/秒 トスレバ $W_1=0.125\times20^2=50.0$ kg/m² トナル。假リニ堤頂ノ長サガ 300 米ノ直線デアルトスレバ、兩端デ支ヘテ居ル高サ 2 米ノ梁ト考ヘ、最大曲ゲもーめんと M ハ

$$M = \frac{1}{8}\times50\times2\times300^2 = 1{,}125{,}000\ \text{kgm}$$

$$= 112{,}500{,}000\ \text{kgcm}$$

梁ノ高サ 2 m, 幅ヲ b 米、こんくりーとノ許容壓力ヲ 40 kg/cm トスレバ

$$\frac{112{,}500{,}000}{40} = \frac{b}{6}\times200^2$$

$$b \fallingdotseq 70\ \text{cm}$$

又垂直ノ方向ニ於ケル片持梁ト考ヘテ計算スルコトガ出來ル。

此外溢流堰ノ水幕ノ下ニ或種ノ眞空ヲ生ジ、全氣壓ヲシテ堰堤ノ全上流面ニ働カシメル現象ガアルケレドモ 760 粍ノ氣壓ハ 10.37 米ノ水柱ノ壓力ニ過ギナイ。

波壓ハ暴風ノ方向ニ於テ對岸距離ガ大ナルトキハ可ナリノ水位上昇ヲ來シ、併セテ動壓ヲ與ヘル（海工上卷第一章 37 參照）。

第八　地震　地震力ハ其加速度 α ヲ重力加速度 g ニ比シテ其强サヲ表ハシ、其比 ρ ヲ**震度**ト呼ンデ居ル。卽チ $\frac{\alpha}{g}=\rho$ ハ震度デアル。ρ ハ小地震ノ時 0.1 カラ 0.2 ニ至リ、中地震ノ時 0.2 カラ 0.3, 大地震ノ時 0.4 カラ 0.5 位トナル。勿論地方ニ依リ、又時ニ依リ同一デナイガ、我國ノ東北カラ太平洋岸ニ沿ウテ走ツテ居ル所謂太平洋地震帶ニ近イ地方デハ時トシテ大キナ震度ヲ表ハスコトガアルガ、外ノ地方デハ震度ハ小サイ値デ充分デアル所ガ多イ。北米合衆國デハ最近 0.1 ノ震度ヲ堰堤ノ設計ニ用ヒルニ至ツテ居ル。

今堰堤ノ質量ニ及ボス地震力 F ハ堰堤ノ質量ト地震加速度 α ノ相乘積ヲ以テ表ハスベク、堰堤ノ一ノ斷面ヲ考ヘレバ、其斷面上ノ堰堤ノ質量ハ其重量 G_1 ヲ g デ除ツタ商ニ等シイカラ

$$F=\frac{G_1}{g}\alpha \tag{1}$$

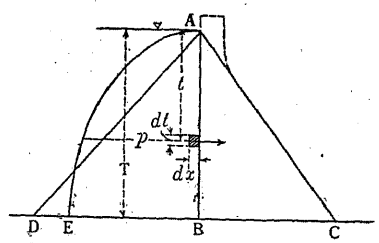
然ルニ $\alpha=\rho g$ デアルカラ

$$F=\rho G_1 \qquad [148]$$

此地震力ハ勿論 G_1 ノ重力ニ働クカラ、斷面カラ重力ノ距離ヲ d トスレバ、其モーめんとハ卽チ $Fd=\rho G_1 d$ デ、斷面ニ於ケル剪斷力ハ F デアル。

次ニ堰堤ニ依ツテ湛ヘタ水ノ慣性ノ爲ニ堰堤ニ及ボス力ヲ考ヘナケレバナラナイ。今地震ノ震動ハ上下左右ニ表ハレルケレドモ、堰堤ノ水ニ接觸スル

面ニ對スル力トシテハ一般ニ堰堤上流側ノ法リガ急ナル爲メ、單ニ地平力ヲ考慮スレバ充分デアル。今 t ナル深サノ水中ニ單位ノ長サ、幅 dx, 高サ dt ナル斷面デ、圖面ニ直角ナ方向ノ方形直塔ヲ考ヘレバ、其質量ハ $\frac{wt}{g}dxdt$ ニ等シク、地震ノ地平加速度ヲ α トスレバ堤面深サ T ニ突當ル全衝力 dW_2 ハ



第三百二十五圖　地　震

$$dW_2=\int_0^T\frac{\alpha wt}{g}dxdt \tag{2}$$

$\alpha=\rho g$ デアルカラ、

$$dW_2=\int_0^T\rho wt\,dxdt=\frac{\rho wT^2}{2}dx \tag{3}$$

$dx=1$ トスレバ

$$W_2=\frac{\rho w}{2}T^2 \qquad [149]$$

深サ T ニ於テハ地震ノ衝力ハ ρwT ニ等シイカラ、堤內ニ働ク衝力ノ變化ハ底 ρwT, 高サ T ナル三角形 ABD ニ依ツテ表ハスコトガ出來、其重心ハ底カラ $\frac{T}{3}$ ノ處ニアルカラ、轉覆もーめんと M_4 ハ

$$M_4=\frac{\rho wT^2}{2}\times\frac{T}{3}=\frac{\rho wT^3}{6} \qquad [150]$$

又若シ堤面水壓ノ分布ヲ前ノ如ク直線ヲ爲サナイデ、一ノ橢圓形（第三百二十五圖ノ AE）ヲ爲スモノト假定スレバ、長半徑 T, 短半徑 BE$=a$ ノ橢圓形ニ於テ、原點ヲ A ニ置キ、t ナル深ニ於ケル衝力ノ强サヲ p トシテ

(4)　$$\left(\frac{p}{a}\right)^2+\left(\frac{\mathrm{T}-t}{\mathrm{T}}\right)^2=1$$

又ハ

(5)　$$\frac{p}{a}=\frac{1}{\mathrm{T}}\sqrt{\mathrm{T}^2-(\mathrm{T}-t)^2}$$

或ハ

(6)　$$p=\frac{a}{\mathrm{T}}\sqrt{t(2\mathrm{T}-t)}$$

然ルニ堤面ノ全衝力ハ楕圓形ノ面積 ABE ニ等シク、之ガ $\frac{\pi a\mathrm{T}}{4}$ ニ等シイカラ、前ヲ W_2 ニ等シク

(7)　$$\frac{\rho w}{2}\mathrm{T}^2=\frac{\pi}{4}a\mathrm{T}$$

從ツテ

(8)　$$a=\frac{2\rho w\mathrm{T}}{\pi}$$

之ヲ p ノ a ニ代入スレバ (6) カラ

$$p=\frac{2\rho w}{\pi}\sqrt{t(2\mathrm{T}-t)}\qquad[151]$$

是レ深サ t ニ於ケル衝力ノ强サヲ表ハス。楕圓形 ABE ノ重心ハ BE カラ $\frac{4}{3}\frac{\mathrm{T}}{\pi}$ ノ高サニ在ルカラ、轉覆もーめんと M_4' ハ W_2 ト $\frac{4}{3}\frac{\mathrm{T}}{\pi}$ ノ積ニ等シク

$$\mathrm{M}_4'=\frac{2\rho w}{3\pi}\mathrm{T}^3\qquad[151']$$

衝力ノ分布ヲ直線ト考ヘタ場合ノ轉覆もーめんとニ比スレバ 1:2.3562 ノ割合ヲ爲シテ居ル。

米國ノえすたーがーるど (Westergaard, H. M.) ハ高サ T, 底 b ナル三角斷面ノ直線重力式こんくりーと堰堤ニ於テ、こんくりーとノ彈性係數ヲ 2,000,000 封度/(吋)² トスレバ虛水時ノ堰堤ノ自由震動ノ週期 τ_0 ハ凡ソ

$$\tau_0=\frac{\mathrm{T}^2}{2000\,b}\,\mathrm{sec/ft}\qquad[152]$$

ダト云ツテ居ル。今底ガ强固デ、$b=0.8\,\mathrm{T}$, $\mathrm{T}=200'$ トスレバ $\tau_0=\frac{1}{8}$ 秒トナル。實際ニハ底ノ彈性ノ爲ニ其週期ハ大クナルガ、同一程度ノモノデアル。但シ地震ノ震動ノ週期ハ 1 秒ヨリ小ナラザルモノト假定スルコトガ出來ル。例ヘバ 1923 年ノ我國關東ノ大地震デハ 1.35 秒ナドト云フ週期ヲ測ツテアル。地震ニ際シテ堰堤ガ調和動ヲ爲シテ應力ヲ生ズル代リニ、水ガ地震ノ爲ニ調和動ヲ爲シ、水深 t ニ於テ壓力 p ヲ生ズルトキハ、えすたーがーるどニ從ヘバ、ρ ヲ震度トシテ

$$p=\frac{8\rho w\mathrm{T}}{\pi^2}\cos\frac{2\pi\tau}{\tau_0}\sum_{1,3,5,\ldots}^{n}\frac{1}{n^2c_n}\sin\frac{n\pi t}{2\mathrm{T}}\qquad[153]$$

玆ニ

$$c_n=\sqrt{1-\frac{16w\mathrm{T}^2}{n^2gk\tau_0^2}}=\sqrt{1-\frac{0.71889}{n^2}}\left(\frac{\mathrm{T}}{1000\,\tau_0}\right)\text{秒/呎}\qquad[154]$$

T：池ノ深サ

k：水ノ容積ノ彈性係數 = 300,000 封度/吋² = 21,600 噸/呎²

g：重力加速度 = 32.2 呎/秒² = 980 cm/sec²

w：水ノ單位容積ノ重量 0.03125 噸/呎³

τ_0：基礎ノ地平振動ノ週期

τ：時間

深サ $t=\mathrm{T}$ ノ時 p ハ最大デ、之ヲ p_0 トスレバ

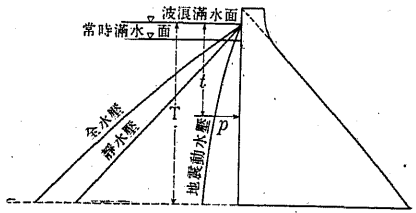
$$p_0=\frac{8\rho w\mathrm{T}}{\pi^2}\sum_{1,3,5,\ldots}^{n}\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2c_n}\qquad[155]$$

此ニ t 又ハ T ノ深サノ零ハ之ヲ常時滿水時ニ取ルベキヤ、又ハ波浪ノ爲ニ上昇シタ水面ヲ取ルベキヤハ屢々問題トナル。今地震動ガ繰返シテ起ルカラ、一回ノ加速度ニ依ツテ生ズル波浪ノ高サヲ $\alpha_1{}^2T$（α_1 ハ滿水時ノ下向震度）トシ、繰返シ震動ノ爲ニ波高ハ $\lambda\alpha_1{}^2T$ ナルモノトシ、λ ヲ 2 乃至 3 ニ取リ、靜水壓及動水壓ノ 0 ヲ地震時ノ滿水波浪ニ取リ、次ノ標準ニ依ルヲ安全トスル。

第三十一表　標準震度表

堰堤ノ種類	滿水時震度 α_1	虛水時震度 α_2
こんくりーと石堰堤	0.12–0.15	$\alpha_2 \geqq \frac{1}{2}\alpha_1$
中空堰堤	0.15–0.18	〃
土堰堤	0.18–0.30	〃

靜水壓ノ 0 ヲ地震時ノ波浪滿水面ニ取リ、動水壓ヲ常時滿水面ニ取ルコトヲ主張スル人モアル。



第三百二十六圖　地震ニ依ル動水壓

第九　結氷壓力　寒地ノ貯水池ニ於テハ結氷ノ移動壓力ガ屢々其沿岸ノ構造物ニ損害ヲ及ボスコトガアル。卽チ結氷ノ壓力ハ堰堤堤體ヲ壓迫シ、發電所及附帶ノ設備ヲ破壞スルコトガアル。又若シ地震ナドニ際會スレバ氷雪ノ破片ハ浮動シテ水面ノ附近ニ激突シ、堤頂部ニ動水壓ヲ及ボスコトガアル。

151. 外力ニ對スル堰堤ノ安定　堰堤ノ外力ニ對スル安定ハ滑動、轉覆及壓縮ノ三ニ就イテ考ヘナケレバナラナイ。

滑動ニ對スル安定ハ堰堤ノ底又ハ堤體中ノ或ル地平斷面ヲ考ヘ、其上部ノ堤體ヲ壓ス地平壓力 W ト、堤體ノ重量 G トガ摩擦係數 f ノ下ニ次ノ關係

ノ成立ヲ必要トスル。勿論 G ニハ揚力ニ依ル重量ノ減少ヲ考ヘナケレバナラナイ。

$$fG \geqq W \qquad [156]$$

實際ニハ安全率ヲ用ヒテ更ニ滑動ヲ防グノデアルガ、s ヲ安全率トスレバ

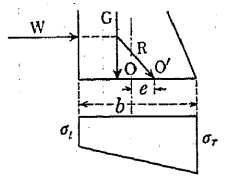
$$sfG \geqq W \qquad [156']$$

次表ハ摩擦係數ヲ示シタモノデアル。

第三十二表　摩擦係數表

物　　質	摩擦係數
石工ノ上ノこんくりーと	0.60–0.75
岩盤ノ上ノ石工	0.60–0.75
こんくりーとノ上ノこんくりーと	0.60–0.70
砂利ノ上ノこんくりーと	0.60
砂ノ上ノこんくりーと	0.40
粘土又ハ頁岩ノ上ノこんくりーと	0.33

轉覆ニ對スル安定ハ任意ノ地平斷面ニ就イテ其上ノ地平力及垂直力竝ニ其重心ノ位置ヲ知ルトキハ、其斷面ノ下流側ノ緣ニ就キもーめんとヲ取リタル場合ニ、轉覆スルコトナキヲ要スル。此場合ニモ垂直力ニハ重量ト反對ノ符號ヲ有スル揚力ヲ考入レル必要ガアル。斯クシテ下流側ノ緣カラ測ツテ地平力 W ト垂直力 G トノ臂長ヲ夫々 p, q トシ、安全率ヲ s トスレバ



第三百二十七圖
轉覆ノ安定

$$\frac{Wp}{Gq} = s \qquad [157]$$

貯水池ノ水ガ空虛ナ場合ニ就イテモ轉覆ノ安定ヲ調ベテ見ル必要ガアル。

壓縮ニ對スル安定ニ就イテハ任意ノ地平斷面ノ幅ヲ b, 地平力 W ト垂直

力 G ノ合成力 R ガ斷面ヲ截ル點ト斷面ノ中點トノ距離ヲ e トスレハ、下流緣及上流緣ノ壓力ヲ夫々 σ_r 及 σ_l トシテ

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{G}{b}\left(1+\frac{6e}{b}\right)\\ \sigma_l &= \frac{G}{b}\left(1-\frac{6e}{b}\right)\end{aligned}\right\} \qquad [158]$$

此關係ハ堰堤ノ底ニ於テモ同樣デ、一般ニ上流側カラ x ナル距離ニ於ケル底力 σ_x ハ

$$\sigma_x = \sigma_z + \frac{x}{b}(\sigma_r - \sigma_l) \qquad [159]$$

σ_r ハ最モ大デ、岩石又ハこんくりーとノ壓縮强サヨリ大ナラザルヲ要スル。例ヘバ花崗岩ノ壓縮强サ又ハ抗壓强ハ 8 乃至 20 kg/mm², 玄武岩ガ 40 kg/mm², 砂岩ガ 7 乃至 10 kg/mm², こんくりーとガ 28 日ノ試驗强カラ實用抗壓强ハ大凡次ノ如クデアル。

第三十三表　こんくりーとノ實用抗壓强

	kg/cm²	封度/吋²	kg/cm²	封度/吋²	kg/cm²	封度/吋²	kg/cm²	封度/吋²
試驗强	100	1,500	140	2,000	175	2,500	210	3,000
實用抗壓强	25	375	33	500	42	625	50	750

時トシテハ岩石又ハこんくりーとノ剪斷强又ハ抗剪强ヲ知ラナケレバナラナイ。花崗岩ノ抗剪强ハ 2 乃至 5 kg/mm², 玄武岩ガ 10 kg/mm², 砂岩ガ 1.8 乃至 2.5 kg/mm², こんくりーとガ 12 乃至 25 kg/cm² (175–375 封度/吋²) ノ類是デアル。

152. 直線重力式堰堤內ノ應力　堰堤ヲ破壞スル應力ハ壓縮、剪斷及引張ノ諸種デアルガ、重力式石堰堤ハ引張應力ヲ受ケサセナイノヲ原則トスル。今石堰堤ニ用ヒラレル許容實用應力ハ次表ノ如クデアル。

第三十四表　岩石及石工ノ許容實用應力表

材料	壓縮應力 kg/cm²	壓縮應力 封度/吋²	剪斷應力 kg/cm²	剪斷應力 封度/吋²
玄武岩	75	1,080	15	215
花崗岩	46–50	650–700	10–13	150–175
石灰岩	38–46	550–650	9–10	125–150
砂岩	32–38	450–550	7– 9	100–125
こんくりーと (28 日後)	100 kg/cm² 1500 lb/in²	26	375	13	175
〃	140 2000 〃	35	500	18	250
〃	175 2500 〃	44	625	21	300
〃	210 3000 〃	53	750	26	375

第一　壓縮應力　第三百二十八圖ニ示シタ樣ナ非溢流重力式堰堤ニ於テ、底ノ中點 O ト地平力 W ト垂直力 G ノ合成力 R ガ底ヲ截ル點 O′ トノ距離ヲ e トシ、底幅ヲ b, 堤踵堤趾ノ應力ヲ夫々 σ_l, σ_r トスレバ

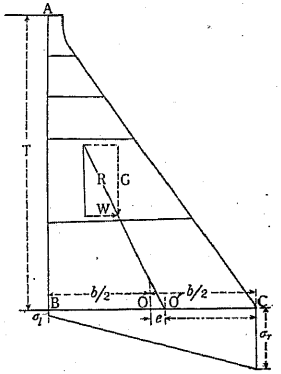
$$G = \frac{b}{2}(\sigma_r + \sigma_l)$$

及 [158] ニ示シタ如ク

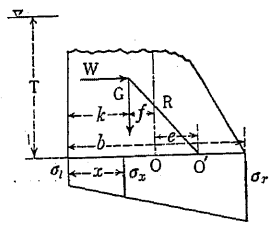
$$\sigma_r = \frac{G}{b}\left(1+\frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma_l = \frac{G}{b}\left(1-\frac{6e}{b}\right)$$

任意ノ地平斷面ノ一點ニ於テ、底幅ヲ b, 堤踵及堤趾ノ緣維應力ヲ夫々 σ_l 及 σ_r トスレバ、堤底ト同クジ堤踵カラ x ナル距離ニ於ケル應力



第三百二十八圖
堰堤底部ノ壓縮應力



第三百二十九圖
地平斷面ノ緣維應力

σ_x ハ [159] ト同ジク

$$\sigma_x = \sigma_l + \frac{x}{b}(\sigma_r - \sigma_l)$$

今 G ト O ノ距離ヲ f, B ト G ノ距離ヲ k, 水深ヲ T トシテ

$$W \times \frac{T}{3} = G(e+f)$$

然ルニ $e+f = e+\frac{b}{2}-k$ 及 $W=\frac{w}{2}T^2$. 従ツテ

$$e = \frac{wT^3}{6G} - \frac{b}{2} + k$$

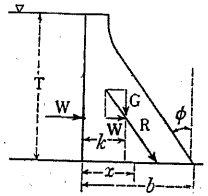
之ヲ σ_r 及 σ_l ニ代入シテ $(\sigma_r - \sigma_l)$ ヲ作レバ

$$\sigma_r - \sigma_l = \frac{2G}{b}\left(\frac{wT^3}{bG} - 3 + \frac{6k}{b}\right)$$

依ツテ又

$$\sigma_x = \frac{G}{b}\left(4 - \frac{wT^3}{bG} - \frac{6k}{b}\right) + \frac{2xG}{b^2}\left(\frac{wT^3}{bG} - 3 + \frac{6k}{b}\right) \qquad [160]$$

第二　剪斷應力　堰堤ノ上流面ガ垂直ヲ爲シ、下流面ガ ϕ ナル傾斜ヲ爲セルトキハ、深サ T ノ任意地平斷面ニ於テ、前面カラ x ナル距離ニ於ケル剪斷應力 τ_x ハ ひる (Hill, C. P.) ニ從ヘバ



第三百三十圖　剪斷應力

$$\tau_x = \left[4G\tan\phi(b-3k) + wT^2(3b - 2T\tan\phi)\right]\frac{x}{b^3} - \left[6G\tan\phi(b-3k) + 3wT^2(b - T\tan\phi)\right]\frac{x^2}{b^4} \qquad [161]$$

τ_x ハ x ニ關シテ一ノ拋線ヲ爲シテ居リ、$x=0$ ナラバ $\tau_0=0$, $x=b$ ナラバ $\tau_b=\frac{wT^2}{b}$. 且ツ地平斷面ニ於ケル全地平剪斷應力 τ ハ

$$\tau = \frac{wT^2}{2} \qquad [162]$$

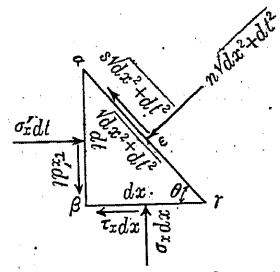
トナル。

第三　垂直面上ノ剪斷應力　地平水壓ハ堰堤ノ垂直面上ノ一點ニ對シテ直角ノ方向ノ應力即チ直應力及剪斷應力ヲ及ボス。此剪斷應力ハ同一點ノ地平面上ノ剪斷應力ニ等シク、σ_x' ヲ以テ表ハスコトガ出來ル。直應力ハ地平面ノ踵カラ趾ニ漸增シテ、ひるニ從ヘバ

$$\sigma_x' = wT + \left[\frac{2G\tan^2\phi}{b^3}\left(2 - \frac{9k}{b}\right) - \frac{3wT(b - T\tan\phi)^2}{b^4} + \frac{\tan\phi}{b}\right]x^2 + \left[\frac{6G\tan^2\phi}{b^4}\left(\frac{4k}{b} - 1\right) + \frac{2wT(b-T\tan\phi)(b-2T\tan\phi)}{b^5} - \frac{\tan\phi}{b^2}\right]x^3 \qquad [163]$$

第四　堰堤內ノ主應力　一點ヲ過グル地平面及垂直面ニ於ケル應力ハ最大最小ノモノデナク、其點ヲ過グル互ニ直角ヲ爲ス二ノ平面ガアツテ、其一方ニハ垂直ノ應力ガ最大デ、他方ニハ最小デアル。是等ノ平面ニ於ケル應力ヲ其點ニ於ケル**主應力**ト呼ビ、其平面ヲ**主應力ノ平面**ト呼ブ。主應力ノ平面上デハ剪斷應力ノ强サハ 0 ニ等シク、此主應力ノ平面ト 45° ノ傾斜ヲ爲ス平面上ニ最大ナ値ヲ持ツテ居ル。

今堰堤ノ中ニ一ノ小サイ三角壔 $\alpha\beta\gamma$ ヲ考ヘ、其高サハ圖ノ平面ニ直角デ、且ツ單位ノ長サ丈ケ離レテ居ルモノトスル。此三角壔ノ底ヲ dx, 高サヲ dt トスレバ斜邊ノ長サハ $\sqrt{dx^2+dt^2}$ ニ等シイ。又底ノ上ノ直應力及剪斷應力ヲ σ_x 及 τ_x, 高サノ上ノ直應力及剪斷應力ヲ σ_x' 及 τ_x', 斜邊ノ上ノ直應力ヲ剪斷應力ヲ夫々 n 及 s トスレバ、此等ノ應力ハ孰レモ邊ノ中央ニ作用スルモノト考ヘ、$\alpha\gamma$ ノ中心



第三百三十一圖
堰堤內ノ主應力

ε =就イテもーめんとヲ取レバ

$$\tau_x' dt \cdot \frac{dx}{2} = \tau_x dx \frac{dt}{2}$$

従ツテ

$$\tau_x' = \tau_x \qquad [164]$$

次=角 $\alpha\gamma\beta$ ヲ θ トシ、地平力及垂直角ノ和ヲ夫々 0 トスレバ

$$\sigma_x dx - \tau_x dt - n\sqrt{dx^2+dt^2}\cos\theta + s\sqrt{dx^2+dt^2}\sin\theta = 0$$

及

$$-\sigma_x' dt + \tau_x dx + n\sqrt{dx^2+dt^2}\sin\theta + s\sqrt{dx^2+dt^2}\cos\theta = 0$$

是等カラ

$$\left.\begin{aligned} n &= \frac{\sigma_x+\sigma_x'}{2} + \left(\frac{\sigma_x-\sigma_x'}{2}\right)\cos 2\theta - \tau_x \sin 2\theta \\ s &= \frac{\sigma_x'-\sigma_x}{2}\sin 2\theta - \tau_x \cos 2\theta \end{aligned}\right\} \qquad [165]$$

是レ地平面ト θ ナル角ヲ爲ス平面上ノ直應力及剪斷應力ヲ表ハス。n ヲ最大又ハ最小トシ、s ヲ最小又ハ最大トスル θ ノ値ハ $\frac{dn}{d\theta}=0$ 又ハ $\frac{ds}{d\theta}=0$ ヲ作レバ容易=見出サレル。即チ

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_x}{\tau_x'-\tau_x} \qquad [166]$$

[166] ハ 2θ 及 $2\theta+180°$ =依ツテ滿足サセラレルカラ、θ 及 $\theta+90°$ =依ツテ滿足サセラレル理窟デアル。是等ノ値ノ一ヲ θ ガ取レバ n ハ最小トナリ、他ノ値=對シテハ最大トナル。

又 $\frac{d^2n}{d\theta^2}$ ヲ作レバ

$$\frac{d^2n}{d\theta^2} = -2(\sigma_x-\sigma_x')\cos 2\theta + 4\tau_x \sin 2\theta$$

最小應力ノ平面ハ 0 ト 45° ノ間=、最大應力ノ平面ハ 90° ト 135° ノ間=

在ル。又 $\cos 2\theta = \frac{1}{\sqrt{1+\tan^2 2\theta}}$ 及 $\sin 2\theta = \frac{\tan 2\theta}{\sqrt{1+\tan^2 2\theta}}$ デアルカラ

$$\cos 2\theta = \frac{\pm(\sigma_x-\sigma_x')}{\sqrt{(\sigma_x-\sigma_x')^2+4\tau_x^2}}$$

$$\sin 2\theta = \frac{\pm 2\tau_x}{\sqrt{(\sigma_x-\sigma_x')^2+4\tau_x^2}}$$

之ヲ [165] ノ n =代入スレバ

$$n = \frac{\sigma_x+\sigma_x' \pm \sqrt{(\sigma_x-\sigma_x')^2+4\tau_x^2}}{2} \qquad [167]$$

此式カラ堰堤ノ任意ノ點=於ケル最大最小主應力ヲ見出スコトガ出來ル。

最大直應力ハ主應力ノ平面=垂直デアルカラ、接線分力モナク、剪斷應力モナイ。從ツテ最大剪斷應力ガ現ハレル平面ハ主應力ノ平面ノ孰レトモ一致シナイ。[165] ノ s ヲ最大ナラシメル θ ノ値ハ $\frac{ds}{d\theta}$ カラ見出スコトガ出來、n ノ最大最小ノ値トハ同一デナイ。今剪斷應力ノ平面ノ角ヲ θ' トスレバ [165] ノ s ハ

$$s = \frac{\sigma_x-\sigma_x'}{2}\sin 2\theta' - \tau_x \cos 2\theta'$$

トナリ、$\frac{ds}{d\theta'}=0$ ヲ作レバ

$$\frac{ds}{d\theta'} = (\sigma_x-\sigma_x')\cos 2\theta' + 2\tau_x \sin 2\theta' = 0$$

從ツテ

$$\tan 2\theta' = \frac{\sigma_x-\sigma_x'}{2\tau_x} \qquad [168]$$

此式ハ $2\theta'$ 及 $2\theta'+180°$ =依ツテ滿足サレル。從ツテ又 θ' 及 $\theta'+90°$ ナル二ノ角デ滿足サレル。互=直角ナ平面上ノ剪斷應力ハ相等シイカラ ([164] ヲ見ヨ)、s ノ値ハ是等ノ平面ノ孰レニモ最大トナル。又

$$\cot 2\theta = \frac{\sigma_x - \sigma_x'}{2\tau_x} = \tan 2\theta' = \cot(90^\circ - 2\theta')$$

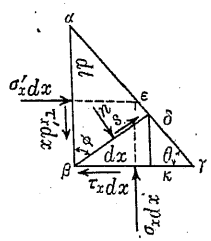
デアルカラ、$2\theta = 90^\circ - 2\theta'$, 又ハ

$$\theta' = 45^\circ - \theta \qquad [169]$$

故ニ最大剪斷應力ノ平面ハ主應力ノ面ト 45° ヲ爲シテ居ル。更ニ又 $\cos 2\theta' = \frac{1}{\sqrt{1+\tan^2 2\theta'}}$ 及 $\sin 2\theta' = \frac{\tan 2\theta'}{\sqrt{1+\tan^2 2\theta'}}$ カラ

$$s = \mp\sqrt{(\sigma_x - \sigma_x')^2 + 4\tau_x^2} \qquad [170]$$

第五　堰堤面ノ主應力　前ノ如ク $\alpha\gamma$ ヲ堰堤面、$\alpha\beta\gamma$ ヲ一ノ小サナ面積、$\beta\gamma$ ヲ dx, $\alpha\beta$ ヲ dt トシ、$\beta\gamma$ ニハ直應力 σ_x, 剪斷應力 τ_x, $\alpha\beta$ ニハ直應力 σ_x', 剪斷應力 τ_x' ガ執レモ邊ノ中心ニ働イテ居ル。今 $\alpha\gamma$ ノ中心 ε ニ就イテもーめんとヲ取レバ前ト同ジク $\tau_x = \tau_x'$ デアル。次ニ $\alpha\beta$ ト ϕ ナル任意ノ角ヲ爲ス平面ヲ作リ、圖面ニ直角ヲ爲シ、$\beta\delta$ ナル直線ヲ爲シ、$\alpha\gamma$ ト δ ニ交ルモノトスル。δ カラ $\beta\gamma$ ニ垂線 $\delta\kappa$ ヲ引ケバ



第三百三十二圖
堰堤內ノ主應力

$$\beta\delta\cos(90^\circ - \phi) = \beta\kappa, \qquad \beta\delta\sin(90^\circ - \phi) = \delta\kappa$$

且ツ

$$\delta\kappa\cot\theta = \gamma\kappa = dx - \beta\kappa$$

從ツテ

$$\beta\delta\cot\phi\cot\theta = dx - \beta\delta\sin\phi$$

或ハ

$$\beta\delta = \frac{dx}{\sin\phi + \cot\theta\cos\phi}$$

小サナ三角塲 $\beta\gamma\delta$ ニ於テ $\beta\delta$ ノ上ノ單位直應力ヲ n トスレバ、β ニ就

イテもーめんとヲ取リ

$$\sigma_x dx \cdot \frac{dx}{2} - n\frac{dx^2}{2(\sin\phi + \cot\theta\cos\phi)^2} = 0$$

之カラ

$$n = \sigma_x(\sin\phi + \cot\theta\cos\phi)^2 \qquad [171]$$

今 ϕ ノ如何ナル値ニ於テ n ガ最大トナルカヲ見ル爲ニ $\frac{dn}{d\phi} = 0$ ヲ作レバ

$$\frac{dn}{d\phi} = 2\sigma_x(\sin\phi + \cot\theta\cos\phi)(\cos\phi - \cot\theta\sin\phi) = 0$$

即チ

$$\cos\phi - \cot\theta\sin\phi = 0$$

又ハ

$$\tan\theta = \tan\phi$$

$\frac{d^2n}{d\phi^2}$ ガ (−) ナル爲ニ $\theta = \phi$, 從ツテ

$$n = \sigma_x\operatorname{cosec}^2\theta \qquad [172]$$

$\beta\delta$ ニ於ケル單位剪斷應力又ハ應剪力度ヲ s トスレバ

$$s = \sigma_x(\sin\phi + \cot\theta\cos\phi)(\cos\phi - \cot\theta\sin\phi) \qquad [173]$$

又 $\frac{ds}{d\phi} = 0$ ヲ作レバ

$$\sigma_x\left\{(\cos\phi - \cot\theta\sin\phi)^2 + (\sin\phi + \cot\theta\cos\phi)(-\sin\phi - \cot\theta\cos\phi)\right\}$$

$$= \sigma_x\left[(1 - \cot^2\theta)\cos 2\phi - 2\cot\theta\sin 2\phi\right] = 0$$

又ハ

$$\tan 2\phi = -\cot 2\theta \qquad [174]$$

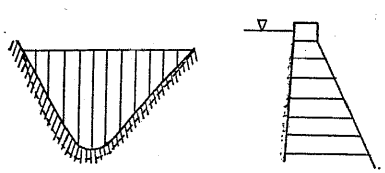
$$\frac{d^2s}{d\phi^2} = \sigma_x\left[2(\cot^2\theta - 1)\sin 2\phi - 4\cot\theta\cos 2\phi\right]$$

ハ θ ノ 45° ト 90° ノ間ノ凡テノ値ニ對シテ負號ヲ持ツテ居リ、$\tan 2\phi = -\cot 2\theta$ ノトキ s ハ最大デアル。從ツテ $2\phi = 90^\circ + 2\theta$ 又ハ $\phi = \theta + 45^\circ$ ノト

キ最大トナル。依ツテ s ノ式 [173] ノ $\phi = \theta + 45°$ ヲ代用スレバ

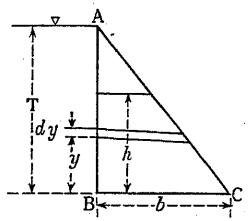
$$s = -\sigma_x \frac{\operatorname{cosec}^2 \theta}{2} \qquad [175]$$

第六　捩リ應力　普通ノ V 形又ハ U 形ノ峽谷ニ一ノ重力式堰堤ガ築造サレタト考ヘ、堰堤軸ニ直角ノ方向ニ單位ノ長サヲ隔テタ垂直面デ、堰堤ヲ截ルナラバ、峽谷底及側壁ノ高サニ應ジテ長サ樣々ナ垂直ノ梁ガ得ラレル。是等ノ梁ハ水壓ノ爲ニ底ニ於テ固定シ、水面側ニ於テ開放サレタかんちればートナルガ、其固定部ノ高サモ異ナリ、又堰堤ノ厚サモ同一デナイ爲メ、各梁ノ撓ミハ素ヨリ同一デナイ。此結果トシテ梁ニハ捩リ應力ヲ生ズル。



第三百三十三圖　垂直面ニテ截リタル梁

今水壓ガ働イテ小サイ片厚サ dy ニ應力ヲ生ジ、もーめんと M 及剪斷應力 S ヲ生ジ、且ツ p ナル高サニ單位荷重ヲ加ヘテ生ズル dy ノもーめんとヲ m, 剪斷應力ヲ τ トスレバ h ニ生ズル撓ミ δ_h ハ一般ニ



第三百三十四圖
堰堤ノ捩リ應力

$$\delta_h = \int_0^h \frac{Mm}{EI} dy + 3\int_0^h \frac{S\tau}{EF} dy$$

茲ニ E ハ彈性係數、I ハ慣性もーめんと、F ハ斷面積ヲ表ハス。三角形斷面ヲ取レバ

$$\delta_h = \frac{wT^3h^2}{Eb^3} + \frac{3wTh}{4Eb}(2T-h) \qquad [177]$$

$h = T$ トスレバ

$$\delta_T = \frac{wT^5}{Eb^3} + \frac{3wT^3}{4Eb} \qquad [178]$$

第七　溫度ノ變化トこんくりーと容積ノ變化　こんくりーとノ硬化ニ際シ溫度ノ變化ヲ起シ、此溫度ノ變化ハこんくりーとノ容積ノ變化ヲ伴ヒ、延イテハ毛狀龜裂ヲ起スコトガ判ツタ爲、硬化ノ際こんくりーとヲ冷却スルコトガ試ミラレテ成效シタ。今こんくりーとノ養生ノ際攝氏 28° 乃至 45° ノ溫度降下ニ應ズル收縮ハ長サノ 0.0003 乃至 0.0005 ニ達スルガ、若シ之ヲ抑制スレバ所謂**溫度應力**ヲ生ズル譯デアル。

溫度ノ變化ニ伴フ收縮ニ備ヘテこんくりーとノ龜裂ヲ防グ一法トシテ堰堤ヲ相當ノ長サニ切ツテ獨立シタ單塊トナシ、其間ニ收縮接合ヲ設ケテ漏水ヲ防グコトガ出來ル。又凝結溫度ノ低イせめんとヲ使フノモ他ノ一法デ、更ニこんくりーとノまっすノ中ニ鐵管網ヲ分布シ、冷水ヲ送ツテこんくりーとノ凝結溫度ヲ下ゲルコトモ最近各地ニ試ミラレタ。

153. 曲線重力式堰堤內ノ應力　峽谷ノ岩盤ニ支ヘラレタ拱形堰堤ハ水壓ヲ受ケテ一方ニハ峽谷ノ側壁ニ突張ラレル拱ノ作用ヲ營ミ、他方ニハ其底部ニ峙立スル重力式堰堤トナツテ働ク、從ツテ峽谷壁ハ拱ノ衝力ニ堪ヘナケレバナラナイノミナラズ、峽谷ハ過廣デハ不可デ、曲率半徑モ過大デハイケナイ。又最寒時ニ於テモ收縮接合ハぐらうちんぐ等ノ爲ニ相接觸シテ居リ、空隙ヲ生ジナイコトヲ必要トスル。以上ノ環境ノ下ニ曲線重力式堰堤ハ同一斷面ノ直線重力式堰堤ヨリ安全ノ度ガ多イ。

拱形堰堤ノ應力ヲ計算スルニハ前ノ直線重力式堰堤ノ場合ト同ジク、單位ノ長サノ間隔ヲ持ツタ平行ノ垂直面デ截ツタ薄片ヲ考ヘ、其滑動、剪斷、轉覆ヲ研究シナケレバナラナイ。之ヲ**平行平面ノ理**ト呼ンデ居ル。又若シ單位ノ長サノ間隔ヲ持ツタ二ノ地平面ヲ以テ截リ、更ニ輻射狀ヲシタ二ノ平面ノ間ニ挾マレタ竪ノ薄片ヲ取リ、其强及安定ヲ研究スルノヲ**輻射面ノ理**ト云フ。之ニハ曲率カラ起ル安全性ヲ無視シテ居ル。

第一　堰堤片ノ重量及曲ゲもーめんと　ABCD ヲ互ニ θ ナル角ヲ爲ス二ノ垂直平面デ截ツテ出來タ地平面、$A_1B_1C_1D_1$ ヲ之ニ平行ナル地平面、厚サ t_0 ノ拱形堰堤片、こんくりーとノ單位容積ノ重量ヲ w' トスレバ全重量 G ハ $w'\rho d\theta d\rho dt$ ヲ積分シタモノデ

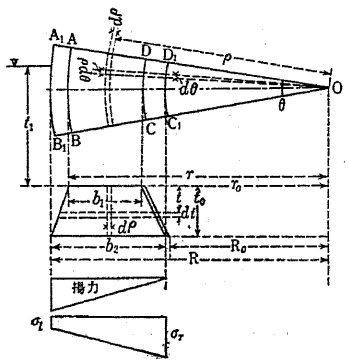
$$G = w'\int_{t=0}^{t_0}\int_{\rho=r_0+\frac{t}{t_0}(R_0-r_0)}^{\rho=r+\frac{t}{t_0}(R-r)}\int_{\theta=0}^{\theta} dt\rho d\rho d\theta$$

$$= \frac{w't_0\theta'}{6}\left[\left(\frac{R^3-r^3}{R-r}\right)-\left(\frac{R_0^3-r_0^3}{R_0-r_0}\right)\right] \qquad [179]$$

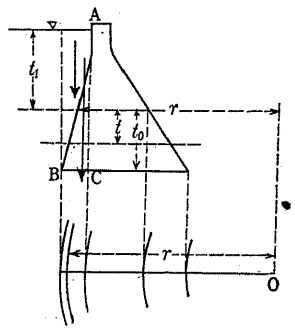
又 0 ヲ過ギせぐめんとヲ二等分スル輻射面ニ垂直ナ竪面ニ對スルもーめんとハ $w'\rho^2 d\theta d\rho dt\cos\theta$ ヲ積分シタモノデ、之ヲ M トスレバ

$$M = w'\int_{t=0}^{t_0}\int_{\rho=r_0+\frac{t}{t_0}(R_0-r_0)}^{\rho=r+\frac{t}{t_0}(R-r)}\int_{\theta=0}^{\theta} dt\rho^2 d\rho d\theta$$

$$= \frac{w't_0\sin\theta}{12}\left[\left(\frac{R^4-r^4}{R-r}\right)-\left(\frac{R_0^4-r_0^4}{R_0-r_0}\right)\right] \qquad [180]$$



第三百三十五圖　堰堤片ノ重量及曲ゲもーめんと



第三百三十六圖　竪水壓

第二　竪水壓　若シ堰堤ノ上流面ガ傾斜シテ居レバ其傾斜面ニ沿ウタ竪ノ水壓ト傾斜部ノ重量トハ相加ツテ堰堤ノ安定ヲ增ス。竪ノ水壓ハ上流面ノ地

平投影ノ上ニ加ハリ（圖ノ BC）、中軸 O カラ $r+\frac{t}{t_0}(R-r)$ ノ距離ニ在ツテ其幅ハ $\frac{dt}{t_0}(R-r)$ デアルカラ、此小面積ノ上ノ水壓 dV ハ

$$dV = w(t+t_1)\left(\frac{R-r}{t_0}\right)\left[r+\frac{t}{t_0}(R-r)\right]dtd\theta$$

從ツテ全水壓 V ハ

$$V = w\left(\frac{R-r}{t_0}\right)\int_{t=0}^{t_0}\int_{\theta=0}^{\theta}(t+t_1)\left[r+\frac{t}{t_0}(R-r)\right]dtd\theta$$

$$= \frac{w}{6}\theta(R-r)\left[3t_1(R+r)+t_0(2R+r)\right] \qquad [181]$$

小サイ面積上ノ竪ノ水壓ノ中軸ニ對スルもーめんと dM_1 ハ

$$dM_1 = w\left(\frac{R-r}{t_0}\right)(t+t_1)\left[r+\frac{t}{t_0}(R-r)\right]^2 dt\cos\theta d\theta$$

$$M_1 = w\left(\frac{R-r}{t_0}\right)\int_{t=0}^{t_0}\int_{\theta=0}^{\theta}(t+t_1)\left[r+\frac{t}{t_0}(R-r)\right]^2 dt\cos\theta d\theta$$

$$= \frac{2w}{3}\sin\frac{\theta}{2}(R-r)\left[t_2\frac{R^3-r^3}{R-r}\right)+\frac{1}{4}t_0(3R^2+2Rr+r^2)\Big] \qquad [182]$$

第三　地平水壓　地平水壓ノ大サトもーめんとハ前ト同樣ニ求メルコトガ出來ル。卽チ W ヲ地平水壓、M_2 ヲもーめんとトスレバ

$$W = 2wt_0\sin\frac{\theta}{2}\left[\frac{t_1}{2}(R+r)+\frac{t_0}{3}\left(R+\frac{1}{2}r\right)\right] \qquad [183]$$

$$M_2 = \frac{w}{6}t_0^2\sin\frac{\theta}{2}\left[2t_1(R+2r)+t_0(R+r)\right] \qquad [184]$$

第四　堰堤片ノ底ニ於ケル揚力　堰堤ノ底ニ於ケル揚力ハ前ニモ述ベタ如ク、基礎ノ滲透性ニ依ツテ異ナル。今堤踵卽チ上流部ノ底ニ於ケル揚力ハ其點ニ於ケル水壓ニ係數 c ヲ乘ジタモノニ等シク、堤趾卽チ下流側ノ底部ニ於ケル揚力ハ放水路ノ水頭カラ來リ、又ハ 0 ニ等シイモノトシ、且ツ堤踵堤趾ノ間ハ直線狀ヲ爲シテ揚力ノ變化スルモノト假定スルトキハ、堰堤底部ノ全

揚力 U ハ

$$U=\int_{\rho=R_0}^{\rho=R}\int_{\theta=0}^{\theta} cd\rho\rho d\theta w(t_1-t_0)\left(\frac{\rho-R_0}{R-R_0}\right)$$

$$U=c\left[\frac{w(t_1+t_0)\theta}{R-R_0}\right]\left[\frac{1}{3}(R^3-R_0^3)-\frac{R_0}{2}(R-R_0^2)\right] \qquad [185]$$

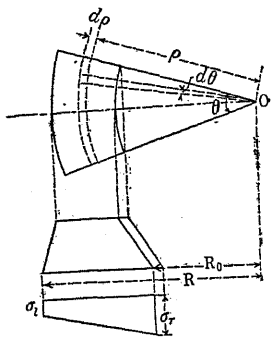
又中軸ニ對シテノ揚力ノもーめんとヲ M_3 トスレバ

$$M_3=\int_{\rho=R_0}^{\rho=R}\int_{\theta=0}^{\theta} cd\rho\,.\,\rho d\theta w(t_1+t_0)\left(\frac{\rho-R_0}{R-R_0}\right)\rho\cos\theta$$

或ハ

$$M_3=2cw\sin\frac{\theta}{2}(t_1+t_0)\left[\frac{1}{4}\left(\frac{R^4-R_0^4}{R-R_0}\right)-\frac{R_0}{3}\left(\frac{R^3-R_0^3}{R-R_0}\right)\right] \qquad [186]$$

154. 堰堤地平面上ノ應力　第三百三十七圖ニ於テ、堰堤地平面上ノ $d\rho\rho d\theta$ ニ及ボス上部石工ノ重量及竪ノ水壓ヲ考ヘテ見レバ、σ_r 及 σ_l ヲ夫々堤趾及堤踵ノ壓力度トシテ片底ノ上ノ全竪壓 σ ハ次ノ如クデアル。



第三百三十七圖
地平面上ノ應力

$$\sigma=\int_{\rho=R_0}^{\rho=R} d\rho\rho d\theta \times\left[\sigma_r-\frac{\rho\cos\theta-R_0\cos\frac{\theta}{2}}{R-R_0\cos\frac{\theta}{2}}(\sigma_r-\sigma_l)\right]$$

又ハ

$$\sigma=\sigma_r\theta\left(\frac{R^2-R_0^2}{2}\right)-(\sigma_r-\sigma_l)\left[\frac{2\sin\frac{\theta}{2}\left(\frac{R^3-R_0^3}{3}\right)-\theta R_0\cos\frac{\theta}{2}\left(\frac{R^2-R_0^2}{2}\right)}{R-R_0\cos\frac{\theta}{2}}\right] \qquad [187]$$

中軸ニ對スルもーめんと M′ ハ

$$M'=\int_{\rho=R_0}^{\rho=R}\int_{\theta=0}^{\theta} d\rho\rho d\theta\rho\cos\theta\left[\sigma_r-\left(\frac{\rho\cos\theta-R_0\cos\frac{\theta}{2}}{R-R_0\cos\frac{\theta}{2}}\right)(\sigma_r-\sigma_l)\right]$$

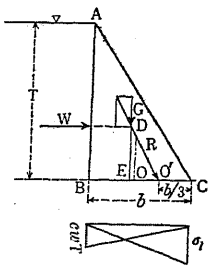
又ハ

$$M'=\sigma_r\frac{2}{3}\sin\frac{\theta}{2}(R^3-R_0^3)-(\sigma_r-\sigma_l)\times\left[\frac{\frac{1}{8}(\theta+\sin\theta)(R^4-R_0^4)-\frac{1}{3}R_0\sin\theta(R^3-R_0^3)}{R-R_0\cos\frac{\theta}{2}}\right] \qquad [188]$$

全底壓力ハ [179] 及 [181] カラ見出サレ、[187] 及 [188] ヲ組合セレバ、堤趾及堤踵ノ應力ノ强サ σ_r, σ_l ヲ見出スコトガ出來ル。揚力ガアル場合ニハ之カラ起ル應力ノ變化ハ [185] 及 [186] カラ見出スコトガ出來ル。

155. 非溢流重力式堰堤　**堰堤ノ安定ノ爲ニハ；（第一）石工ニ張力ヲ生ゼシメズ；（第二）如何ナル平面ノ最大應力モ安全實用應力ヲ超エズ；（第三）任意ノ地平斷面ニ滑動ヲ生ゼズ；又（第四）轉覆セズ；（第五）堤頂ニ近ク風浪、浮體及氷衝ナドニ對シテ充分ナル抵抗力ヲ有スルモノデナケレバナラナイ。**

第一ノ爲ニハ堰堤ノ空虛ト滿水トニ係ラズ、設計シタ堰堤ノ合成壓力ガ任意ノ地平斷面ヲ三等分シタ中央區間ヲ過ギル樣デナケレバナラナイ。



第三百三十八圖
非溢流重力式堰堤

第二ノ爲ニハ必要ニ應ジテ第一ヲ滿足サセル以上ノ廣イ底ヲ用ヒナケレバナラナイ。

第三、第四ノ條件ハ第一、第二ノ條件ヲ充セバ殆ド常ニ滿足サレル。

第五ハ水壓ニ堪ヘル以上ニ、堤頂ノ幅ヲ增シテ抵

抗スルコトガ出來ル。

今第三百三十八圖ノ ABC ナル堰堤斷面ヲ考ヘ、水深 T, 底幅 b デ、自重 G ト水壓 W カラ轉覆ニ對シテ安定デアルトスレバ、G ト W ノ合成力 R ハ底ノ 1/3 ノ點 O′ ヲ通過スレバ此條件ヲ滿足サセル。O′ ハ卽チ壓力中心デアル。

w 及 w' ヲ水及石工ノ單位容積ノ重量トスレバ、全水壓 W ハ $\frac{1}{2}wT^2$ ニ等シク、堰堤ノ重量 G ハ $\frac{1}{2}w'bT$ ニ等シイカラ、O′ ニ就イテ G 及 W ノもーめんとヲ取レバ

$$\frac{1}{2}wT^2\cdot\frac{1}{3}T=\frac{1}{2}w'bT\cdot\frac{1}{3}b$$

又ハ $\frac{w'}{w}=\delta$ ヲ石工ノ比重トスレバ

$$b=\frac{T}{\sqrt{\delta}} \qquad [189]$$

然ルニ水ノ揚力ガ底部ニ存在スル場合ニハ、揚力ヲ堤趾 C ノ 0 カラ堤踵ノ cwT マデ直線的ニ增加スルモノト假定シ、もーめんとヲ取レバ

$$\frac{1}{2}wT^2\cdot\frac{1}{3}T+\frac{1}{2}cwbT\cdot\frac{1}{3}b=\frac{1}{2}w'bT\cdot\frac{1}{3}b$$

又ハ

$$b=\frac{T}{\sqrt{\delta-c}} \qquad [190]$$

c ハ勿論 δ ヨリ大クテハナラナイ。こんくりーとノ比重ヲ 2.4 トシ、c ヲ 0.3 トスレバ $\sqrt{2.4-.3}=1.45$ デ、$b=\frac{T}{1.45}=.69\,T$ トナル。卽チ底ノ幅ハ凡ソ深サノ 2/3 ニ等シイ。

次ニ揚力ヲ考ヘナイデ堤趾ニ歩ル應力ガ過大ナ爲メ [189] ガ適用出來ナイ深サノ限度ガアル。前圖ニ於テ堤趾ノ竪ノ壓力ハ $OO'=e=\frac{b}{6}$ トスレバ

$$\sigma_r=\frac{G}{b}\left(1+\frac{6e}{b}\right)=\frac{2G}{b}$$

[172] ニ依ツテ表ハサレタ傾斜壓力ハ

$$n=\sigma_r\operatorname{cosec}^2\theta=\frac{2G}{b}\operatorname{cosec}^2\theta$$

從ツテ $\operatorname{cosec}^2\theta=1+\cot^2\theta$ デアルカラ

$$n=\frac{2\cdot\frac{1}{2}w'Tb(1+\cot^2\theta)}{b}$$

又ハ [189] カラ $\delta=\left(\frac{T}{b}\right)^2=\tan^2\theta$ デアルカラ

$$n=w'T\left(1+\frac{1}{\delta}\right)$$

或ハ $w'=\delta w$ デ

$$n=wT(1+\delta) \qquad [191]$$

例ヘバ最大實用壓力 n ヲ 40 kg/cm² 又ハ 40 t/ft², $\delta=2.4$ トスレバ

$$T=\frac{400000}{1000\times(1+2.4)}=117.6\,\text{m}$$

卽チ 118 m ヲ限度トスル。底ノ揚力ハ堰堤ノ高サノ限度ニ影響シナイ。

任意ノ地平斷面ニ滑動ヲ生ゼシメナイ 爲ニハ [156′] カラ s ヲ安全率、G ヲ堤體ノ重量、W ヲ地平力トスレバ $sfG\geqq W$ 又ハ

$$f=\frac{\frac{1}{2}swT^2}{\frac{1}{2}w'bT}$$

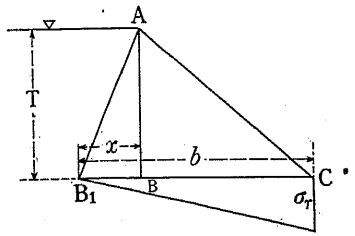
或ハ $\frac{T}{b}=\sqrt{\delta}$ デアルカラ

$$f=\frac{s}{\sqrt{\delta}} \qquad [192]$$

$\delta=2.25$ ナレバ $f=\frac{2}{3}s$ 故ニ又 $f=0.66$ ナレバ $s\fallingdotseq1$ トナル。**最大摩擦係數**

ヲ 0.75 トスレバ $s=1.2$ トナル。斯カル場合ニハ基礎ノ工作ニ依ツテ滑動摩擦ヲ增サナケレバ安全率ガ增サナイ。

然ルニ堰堤ノ上流側ニ法リヲ附ケレバ滿水ノ際ニ竪ノ水壓ヲ生ジ、轉覆及滑動ニ就イテハ稍ゝ安全ニ傾クガ、堤趾ニハ過壓ヲ生ズル處ガアル。今次圖ニ於テ底幅 b, 高サ T ナル堰堤ノ底幅ハ [189] カラ $b=\frac{T}{\sqrt{\delta}}$ デ、上流側ノ法リハ $\frac{BB_1}{T}=\frac{x}{T}$ トスレバ堤趾ノ轉覆抵抗ノ最大ノ値ヲ與ヘル x ヲ見出サントスル。AB_1 ノ上ノ竪ノ水壓ハ A ノ O ニ始マリ、B_1 ノ wT ニ終リ、凡テ $\frac{1}{2}wTx$ ニ等シク、AB_1 ノ上ノ全地平水壓ハ $\frac{1}{2}w'T^2$ ニ等シイ。今三角形 ABB_1 ノ堤體ノ重量ハ $\frac{1}{2}w'Tx$ ニ等シク、三角形 ABC ノ重量ハ $\frac{1}{2}w'(b-x)T$ デアルカラ、堤趾 C ニ就イテもーめんとヲ取レバ



第三百三十八圖 A
竪ノ水壓ト堰趾ノ應力

$$M=\frac{1}{2}wTx\left(b-\frac{1}{3}x\right)-\frac{1}{2}wT^2\cdot\frac{T}{3}+\frac{1}{2}w'Tx\left(b-\frac{2}{3}x\right)$$
$$+\frac{1}{2}w'(b-x)T\cdot\frac{1}{3}(b-x)$$
$$=\frac{T}{6}\left\{wx(3b-x)-wT^2+w'(b^2+bx-x^2)\right\}$$

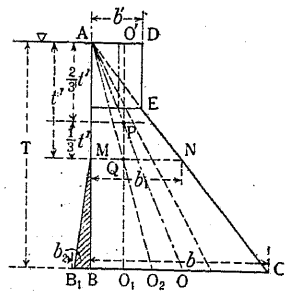
$\frac{dM}{dx}=0$ ヲ作レバ

$$3bw-2wx+bw'-2w'x=0$$

從ツテ

$$x=\frac{b(3w+w')}{2(w+w')} \qquad [193]$$

156. 堰堤ノ馬踏ノ幅及底幅　堰堤ガ水壓ニ堪ヘル理論上ノ要求ハ三角斷面デ卽チ基本三角形デアルガ、風浪、浮物又ハ氷衝ナド水面ニ近イ處ニハ特殊ノ外力ガアリ、更ニ堤上通行ノ便利ヲ確保スルガ爲ニハ、相當ノ幅ヲ馬踏トシテ與ヘナケレバナラナイ。例ヘバ1米ノ幅ハ交通ニ不足ガナイケレドモ、高ク長イ堰堤ニハ 5 乃至 6 米又ハヨリ以上ノ幅ヲ便トシ、道路ノ外ニ手摺欄干又ハ胸壁ノ類ヲ此ニ設ケナケレバナラナイ。斯クシテ交通上ノ要求ヲ滿足サセル必要カラ、堰堤ノ上幅卽チ馬踏ノ幅ガ定マル。上幅ハ下流側ノ堰堤ノ法リト接線孤ヲ以テ接續スル。



第三百三十九圖　堰ノ馬踏

今圖ニ於テ ABC ヲ直角三角形トシ、ADE ヲ堤頂ニ加ヘタ三角形トスレバ、△ADE ハ △ABC ト相似形デアル。AO ヲ △ABC ノ中線トスレバ此三角形ノ重心ハ AO ノ中ニ在ル。AD ヲ三等分シテ $AO'=2DO'$ トシ、O' カラ垂線 $O'O_1$ ヲ下セバ $O'O_1$ ハ △ADE ノ重心ヲ通過スル。$O'O_1$ ト AO ノ交點ヲ P トシ、△ABC ノ三等分線ノ一 AO_2 ト $O'O_1$ トノ交點ヲ Q トスレバ PQ ハ O'Q ノ三分ノ一ニ等シイ。從ツテ堤頂カラ堤體ノ重心ヲ考ヘレバ高サ E 迄ハ AD ノ中點カラノ垂線ガ重心ノ位置ヲ示シ、以下 Q ノ高サ迄ハ三等分線ノ間ニ重心ガアルガ、以下ハ三等分線ノ外ニ來ル。Q ヲ過グル地平線ノ長サヲ $MN=b_1$, $AD=b'$ トスレバ △ADE ノ重心ハ A ヨリ D ニ $\frac{2}{3}$ ノ處ニアリ、△AMN ノ重心ハ M ヨリ N ニ至ル距離ノ $\frac{1}{3}$ ニ在ル。從ツテ

$$\frac{2}{3}b'=\frac{1}{3}b_1 \qquad 又ハ \qquad b_1=2b'$$

MN ノ堤頂カラノ深サヲ t' トスレバ

$$b_1 = \frac{t'}{\sqrt{\delta}}$$

從ツテ

$$t' = 2b'\sqrt{\delta} \qquad [194]$$

深サ t' 以下ハ堰堤ノ重心ヲシテ三等分線ノ中間區域外ニ來ラシメル。例ヘバ $b'=2\,\mathrm{m}$, $\delta=2.25$ トスレバ $t'=2\times2\times\sqrt{2.25}=6.0\,\mathrm{m}$ マデ虚水ノ時壓心ハ堰堤斷面ノ三等分線上ニ在ル。

理論的斷面中ノ上流側ニ重心ヲ來ラシメレバ貯水池虚水ノ時壓力中心ヲシテ三等分線ノ中間區域外ニ來ラシメルカラ、堰堤ノ高サガ $2b'\sqrt{\delta}$ ヨリ大ナル場合ニハ相當ノ傾斜ヲ上流側ニ與ヘナケレバナラナイ。

△ABC 及 △ADE ノ面積ヲ夫々 F 及 f' トスレバ BC ヲ b, AD ヲ b' トシ、兩三角形ノ相似形カラ AB=T ニ對シ、$\mathrm{DE}=\frac{b'}{b}\mathrm{T}$, 從ツテ

$$\mathrm{F} = \frac{1}{2}b\mathrm{T}$$

$$f' = \frac{1}{2}\frac{b_1^2}{b}\mathrm{T}$$

AB ニ對シテ F 及 f' ノもーめんとヲ取ツテ之ヲ加ヘレバ

$$\frac{1}{3}b\mathrm{F}+\frac{2}{3}b'f' = \frac{1}{6}b^2\mathrm{T}+\frac{1}{3}\frac{b'^3\mathrm{T}}{b}$$

△ABC 及 △ADE ノ共同重心ノ AB カラノ距離ヲ x トスレバ

$$x(\mathrm{F}+f') = \frac{1}{6}b^2\mathrm{T}+\frac{1}{3}\frac{b'^3\mathrm{T}}{b}$$

$$= \frac{x\,\mathrm{T}}{2b}(b^2+b'^2)$$

之カラ

$$x = \frac{b^3+2b'^3}{3(b^2+b'^2)} \qquad [195]$$

又ハ $\frac{b}{3}-x=\Delta$ トスレバ

$$\Delta = \frac{b'^2(b-2b')}{3(b^2+b'^2)} \qquad [196]$$

$\Delta=0$ ハ $b-2b'=0$ 又ハ $b=2b'$ ニ呼應スルモノデ、AD ノ $\frac{1}{3}$ ノ O′ ヲ過グル垂線ガ內側ノ三等分線トノ交點 Q ヲ過グル深サ t' ナル地平面 MN ノ上ニ在ル。換言スレバ AMNED ノ重心ハ Q ヲ過グル。卽チ $\mathrm{MN}=b_1=2b'$. 次ニ上流側ニ △MBB$_1$ ヲ加ヘテ底邊 BB$_1$=b_2, 高サ T−t', 面積 f'' ヲ生ジタトスレバ

$$f'' = \frac{1}{2}(\mathrm{T}-t')b_2 \qquad [197]$$

デアル。依ツテ B$_1$ ニ就イテ三ノ三角形 ABC, ADE, MBB$_1$ ノもーめんとヲ取ツテ共同重心ヲ求メ、此重心ガ $\mathrm{B_1C}=b+b_2$ ノ $\frac{1}{3}$ 卽チ $\xi=\frac{1}{3}(b+b_2)$ ノ挺距ヲ有シ、虚水ノ際ニ重心ガ底ノ $\frac{1}{3}$ ノ點ヲ過グルモノトスル。卽チ

$$(\mathrm{F}+f'+f'')\xi = (\mathrm{F}+f')(b_2+x)+\frac{2}{3}b_2f''$$

又ハ

$$\frac{1}{3}(\mathrm{F}+f'+f'')(b+b_2) = (\mathrm{F}+f')(b_2+x)+\frac{2}{3}b_2f''$$

或ハ [197] カラ f'' ヲ代入シテ

$$(\mathrm{T}-t')b_2^2+\left\{4(\mathrm{F}+f')-(\mathrm{T}-t')b\right\}b_2-6(\mathrm{F}+f')\Delta = 0$$

從ツテ

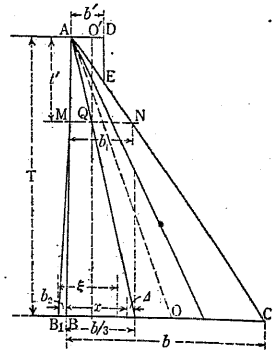
$$b_2 = \frac{1}{2(\mathrm{T}-t')}\left[-\left\{4(\mathrm{F}+f')-(\mathrm{T}-t')b\right\}\right.$$
$$\left.\pm\sqrt{\left\{4(\mathrm{F}+f')-(\mathrm{T}-t')b\right\}^2-24(\mathrm{F}+f')(\mathrm{T}-t')\Delta}\right] \qquad [198]$$

T−t'=T′, F+f'=F′ トスレバ [198] ハ次ノ如クナル。

$$b_2=\frac{1}{2T'}\left[-\left\{4F'-T'b\right\}\pm\sqrt{\left\{4F'-T'b\right\}^2+24F'T'\Delta}\right]\qquad[198']$$

例ヘバ $b=50\,\mathrm{m}$, $T=75\,\mathrm{m}$ ナレバ $F=\frac{1}{2}\times50\times75=1{,}875\,\mathrm{m}^2$; $b'=7.5\,\mathrm{m}$, $DE=11.25\,\mathrm{m}$ ナレバ $f'=\frac{1}{2}\times7.5\times11.25=84.375\,\mathrm{m}^2$; 又 $b_1=2b'=2\times7.5=15\,\mathrm{m}$ デ、$t=2b'\sqrt{\delta}=2\times7.5\times1.5=22.5\,\mathrm{m}$. $T'=T-t'=75-22.5=52.5\,\mathrm{m}$; $F'=F+f'=1{,}875+84.4=1959.4\,\mathrm{m}^2$. 又

$$\Delta=\frac{7.5^2(50-2\times7.5)}{3(50^2+7.5^2)}=0.257\,\mathrm{m}$$



第三百三十九圖 A
堰堤ノ底幅

従ツテ

$$b_2=\frac{1}{2\times52.5}\left[-\left\{4\times1959.4-52.5\times50\right\}\pm\sqrt{\left\{4\times1959.4-52.5\times50\right\}^2+24\times1959.4\times52.5\times0.26}\right]$$

$$=\frac{1}{105}\left[-5212.6\pm5272.9\right]=0.57\,\mathrm{m}.$$

第八節　重力式堰堤ノ設計

157. 重力式堰堤設計ノ種々相　實際重力式堰堤ヲ設計スルコトハ尙若干ノ考慮スベキ諸點ガアル。

非溢流堰堤ノ堤頂ニハ通例兩側ニ**胸壁**ヲ築キ、一ハ交通ノ際墜落等ノ危險ヲ防ギ、他ハ堰堤ノ美觀ヲ添ヘル。

貯水池ニハ風ヤ地震ノ爲ニ波浪ヲ生ジ、結氷ノ爲ニ氷衝ヲ生ジ、更ニ豫想シナイ洪水氾濫等モアリ得ルカラ、池ノ最高水位ヨリ更ニ若干ノ高サヲ增シテ堰堤ノ高サヲ定メルヲ普通トスル。之ヲ**餘高**ト呼ブ。堰堤ノ高サ 50 米迄ハ餘高ハ高サノ 5% ヲ增シ、自餘ノ高サニ對シテハ此餘高ニ止メル位ノ事ガ通例求メラレル標準デアルガ、最小餘高ハ 1 米位デアル。但シ我國デハ 1.5 米乃至 2.0 米ノ餘高ガ用ヒラレテアル。

風浪ニ對シテハ最大風速度ニ對スル池ノ對岸距離カラ之ヲ定メルコトガ出來ル（海工上卷第一章第五節 35 乃至 38 及地表水第六章第三節 187 乃至 190 參照）。

堰堤底下ノ水ノ滲透ヲ妨ゲル爲メ、堰踵ニ近ク或ハ**矢板**ヲ打込ミ、或ハこんくりーとノ**止水壁**ヲ作ルコトガ行ハレテアルコトハ前ニ述ベタ通リデアル。良好ナ岩盤ノ上ニ設ケル堰堤デモ、2 乃至 6 米止水溝ヲ掘下ゲテ良質ノこんくりーとヲ塡充スルヲ得策トスル。最近デハ止水溝ノ底ニ穿孔シテぐらうちんぐヲ施シ、岩盤ノ龜隙ニ膠泥ヲ注入スルコトガ行ハレテアル。之ニ用ヒル壓力ハ 4 乃至 15 kg/cm² (50 乃至 200 封度/吋²) 位デアル。

こんくりーとハ其硬化ノ前ニ熱ヲ生ジ、硬化ノ後收縮シテ毛樣龜裂ヲ生ズルコトガ多イ。こんくりーとノ溫度上昇ハ攝氏 27°△ 乃至 46° 位デ、其ノ收縮ハ長サノ 0.0003 乃至 0.0005 位ダト云ハレテアルコト前ニモ述ベタ通リデアル。

今最近米國ノひわっせー堰堤 (Hiwassee Dam) ニ用ヒラレタこんくりーとノ龜裂防止ノ方法ヲ次ニ述ベル。

ひわっせー堰堤ハしゃすた及ぐらんどくーれー堰堤ニ次グ重力式溢流堰堤デ、のーすかろいなノ南西ニ在ル TVA ノ築造スル第六番目ノ堰堤デアル（第十六節 210 參照）。此堰堤ハ高サ 307′.5, 天端ノ長サ 1,292′, こんくりーとノ總量 800,000 立噸、餘水吐ノ總洪水量 15 萬個、7 連ノ扇狀扉ニ依ツテ調節サレル。

こんくりーとノ龜裂防止ニ 10 種ノ方法ヲ用ヒタ。勿論從來知ラレタモノ

デ、特ニ新奇ナモノハナイガ、其全部ヲ和合使用シタ結果、一年半後ニ上下流ノ法面又ハ監査廊ナドニ毫モ龜裂ノ跡ヲ認メナカツタノハ他山ノ石トスルニ足ル。

第一 低溫せめんとノ使用 低溫せめんとハ C_3S, 35%; C_2S, 65%; C_3A, 7% 及 C_4AF, 20% トシ、極量ヲ制限シテ得ラレルモノデ、更ニ粉末度ヲ 1,700–2,200 瓦/cm² トシ、最小早强度ヲ 3 日間デ 500 lb/in², 7 日間デ 1000 lb/in², 28 日間デ 2000 lb/in² ヲ下ツテハナラナイモノトシタ。

第二 貧せめんと含有量ノ使用 單塊こんくりーとハ毎立噸 0.8 樽、上下法面ノこんくりーとハ 1.15 樽トシ、後者ハ凡ソ平均 8′ ノ厚サヲ有シ、前者ト共ニ注込ンダ。

第三 練込又ハ盛上ノ高サヲ低クス 凡テ岩盤ノ基礎及 15 日以內經過シタこんくりーとニハ練込又ハ盛上ノ高サヲ 2½ 呎トシ、其他ハ 5 呎ノ盛上高ヲ用ヒタ。15 日經過ノこんくりーとニハ 2½ 呎ノ盛上 2 層ヲ用ヒ、30 日經過ノこんくりーとニハ 4 回ノ 2½ 呎盛上ヲ 1 回ノ 5 呎盛上ノ前ニ用ヒタ。

第四 盛上間ノ經過ヲ永クス 1 呎一日ノ放置時間ヲ最小トシ、5 呎ノ盛上ナラバ 5 日間放置スル。土曜日曜ハ仕事ヲ休ムカラ、一週間放置ノ結果トナル。

第五 混和水ノ冷却 夏期ハ普通ノ河水々溫華氏 80° 乃至 85° ニ混和スベキ水ヲ冷却シテ 35° 乃至 40° ニシ、最高こんくりーと打ノ溫度ヲ 70° 乃至 74° トシタ。

第六 混和水ヲ暖メル 冬期蒸汽ヲ用ヒテ混和水ヲ暖メ、凡ソ 50° ノこんくりーと打ノ溫度ニ達セシメ、極稀ニ 45° ノ溫度ヲ示サシメル。氷結ノ天氣ノ間蒸汽ノこいるヲ用ヒテ塊面ヲ暖メ、緣こんくりーとヲ保護シ、帆布ノ類ヲ以テ被覆スル。

第七 清掃すくりーんヲ用ヒテ骨材ヲ洗フ 斯クシテ骨材ノ大サヲ揃ヘ、更ニ夏期ニハ之ニ壓搾空氣ヲ吹送ツテ濕氣ヲ標準化シ、其溫度ヲ凡ソ 3° 下ゲル。

第八 堰堤ノ下部 3 分ノ一ノ收縮接合ニハ對角線狀膞ヲ用ヒル 膞ハ下流面ニ平行ニ挿入シ、主應力ノ線即チ剪斷應力ガ少イ方向デアル。即チ此面カラ龜裂ヲ無クスル傾向ヲ生ズル。堰堤ノ上部 3 分ノ 2 ニハ膞ヲ用ヒナイ。鐵筋ハ戸袋及監査席ノ周圍ナドニ龜裂ヲ防グ爲メ、及ビ間仕切壁等ハ小龜裂ノ生ズルノヲ防グ爲ニ之ヲ用ヒタ。

第九 施工接合ノ清掃 先ヅ空氣及水ノ噴出ヲ一回盛上ゲタ後、8 時間乃至 12 時間毎ニ接合ニ加ヘ、次ノ盛上ヲ施コス前ニ再ビ氣水ノ噴出ヲ用ヒ、上流面カラ 30 呎乃至 40 呎ノ面積ニ砂ヲ吹付ケル。

第十 各盛上面及上下流側法面ニ噴霧デ 3 週間こんくりーとヲ養生スル。 こんくりーと塊ノ種々相ノモノ、岩盤基礎ガ非常ニ變化シテ居ル處ノ塊、又ハ永ク放置スルコトガ已ムヲ得ナイ時ニハ管デ河水ヲ循環セシメテ人工的ニこんくりーとヲ冷却スル。此方法デこんくりーとノ溫度ヲ凡ソ 10° 位下ゲ得タ。

以上ノ方法ニ依リこんくりーとノ溫度上昇ヲ妨ゲ、龜裂ヲ生ズル收縮ヲ少クスルヲ得タ。

次ニ大ナ堰堤ニハ其內部ニ**監査及排水廊又ハ坑**ヲ備ヘル。是等ノ坑道ハ堰堤ノ上流側面ニ平行シテ、之ヨリ 3 米乃至 9 米位ノ距離ニ設ケ、堰堤ノ兩側壁ノ地盤ニ平行シテ立上リ、堤頂カラ 7.5 米乃至 15.0 以內ノ高サニ達スル。監査及排水坑ニハ浸潤シ來ル水ヲ拔ク爲ニ排水側溝ヲ一側ニ設ケル。入口隧道ハ坑道ノ最低點ノ高サノ處ニ於テ下流側カラ入ル。排水井ヲ止水溝ニ連絡シテ、此ニ集マル滲水ヲ排除シ、水壓ヲ輕減スル。又時トシテハ坑道カ

第三十五表　非溢流充實重力式〃〃

堰堤名	位置	河名	完成年	基礎ノ深(m)	堤頂ノ長(m)	型	頂幅(m)	底幅(m)	上流傾斜(m)	堰堤容積(m³)
Boulder	米國 Arizona-Nevada	Coloradlo	1935	222	360	CG	13.7	20	152	3,333,000
Shasta	〃 California	Sacramento	1943	171	945	CG	—	—	—	4,358,000
Grand Coulee	〃 Washington	Columbia	1940	165	1,262	SG	—	—	—	8,027,000
小河內	東京市	多摩川	工事中	149	345	SG	9.0	140	—	1,560,000
O'Shaughnessy	米國 Washington	Tuolumne	1938	131	274	CG	—	—	—	516,000
Owyhee	〃 Oregon	Owyhee	1932	123	255	CG	9.1	78	152	413,000
Grimsel	瑞西佛蘭	Aar	1931	115	250	CG	—	—	—	340,000
Sarrans	米國西	—	1930	115	216	G	—	—	—	—
Pardee	米國 California	Mokelumne	1929	109	408	CG	4.9	73	366	472,000
Schraeh	瑞西	Waeggital	1925	110	168	G	—	—	—	233,000
Arrowrock	米國 Idaho	Boise	1915	106	335	CG	4.7	68	205	477,000
O'Shaughnessy	〃 California	Tuolumne	1923	105	184	CG	4.6	91	183	287,000
Exchequer	〃	Merced	1926	102	290	CG	4.9	67	206	336,000
Camarasa	西班牙	Pallaresa	1920	102	140	CG	—	—	—	216,000
Morris	米國 California	San Gabriel	1934	100	240	CG	—	—	—	344,000
Friant	〃 〃	San Joaquin	1943	99	1,018	SG	—	—	—	1,529,000
Kensico	〃 New York	Bronx	1916	94	562	SG	8.5	72	—	698,000
Elephant Putte	〃 New Mexico	Rio Grande	1916	93	388	SG	6.1	47	—	420,000
Don Pedro	〃 California	Tuolumne	1923	87	317	CG	7.9	54	206	215,000
Roosevelt	〃 Arizona	Salt	1911	85	343	CG	4.9	48	127	262,000
塚原	宮崎縣	耳川	1939	80	182	SG	—	69	—	350,000
Ashokan	米國 NewYork	Esopus	1911	77	305	SG	7.9	58	—	298,000
Hohenwarte	獨逸	Saale	1939	75	—	CG	—	—	—	310,000
New Croton	米國 NewYork	Croton	1907	73	488	SG	5.5	90	—	654,000
Wachasett	〃 Massachusetts	Nashua	1906	70	450	SG	6.9	57	—	210,000

註　CG　曲線重力式；　SG　直線重力式；　G　重力式

ヲ堤頂ニ排水中ヲ繋イデ喞筒排水ヲ行フコトモアル。排水井ハ亦上流側ノ堤面カラ 3 米位ノ距離ニ配置シ、排水溝ノ高サデ坑道ニ開口スル。排水井ハ止水溝カラ對ヲ爲シテ連絡シ、一方ニ水ヲ押込メバ他方カラ水ガ出デ、淨化スルコトガ出來ル。從ツテ止水溝內ノ土管ハ天井ノ對ノ間ニ斷續スル。

堰堤ヲ貫イテ**樋管**ヲ設ケ、貯水池ノ水ヲ引出シテ或ハ水力發電又ハ灌漑用水ナドノ目的ニ利用スルコトガ多イ。樋管ノ上端及下端ニハ又ハ一ケ所ニ二重ノ瓣扉又ハ其他ノ開閉裝置ヲ設ケテ調節ヲ行フ。

水壓管ハ或ハ堰堤ヲ貫キ、或ハ峽谷側壁ノ一方又ハ他方ヲ貫イテ之ヲ通シ、水力發電ヲ行フ。水壓管ノ上端ニハ各種ノすくりーん又ハ格子ヲ用ヒテ浮木流材ヲ阻止シ、且ツ適當ノ瓣扉ヲ用ヒテ上端及たーびんニ近イ下端ニ於テ水量ヲ調節スル。

堰堤ニ於テ最モ必要ナモノヽ一ハ**餘水吐**デアル。餘水吐ハ豫定ノ最大流量ノ 50 乃至 100% 多クシテ其容量ヲ定メル。普通ノ餘水吐ハ一種ノ溢流堰デアルガ、其外さいふぉん餘水吐、底ノ餘水吐ノ外水管餘水吐ナドガアル。

今非溢流充實重力式堰堤ヲ擧ゲレバ第三十五表ノ如クデアル。

158. **世界ノ大堰堤概觀**　ぼーるだー堰堤 (Boulder Dam) ハころらど河ヲ横ツテ作ラレタモノデ、北米合衆國開拓局ノ施設ニ係リ、高サ 222 米、長サ 360 米、こんくりーとノ量 3,333,000 立米。ころらど河ノ流域面積 63,000 方粁、流量 21.338 百萬立米/年又ハ平均 677 m³/秒。貯水量 36.600 百萬立米デ、1,835,000 馬力ヲ發電シテ居ル。直徑 17 米ノ隧道 4 本ヲ貫通シ、高サ 100 米ニ揚水シ圓壔瓣徑 9 米、餘水吐ハ模型實驗ヲ行ヒ、扇狀扉ヲ用ヒ、じょんそん型ノ扉瓣ヲ電氣デ操縱シテ居ル。工費 165 百萬弗。

しゃすた堰堤 (Shasta Dam) ハ亦米國かりふぉるにや州ノせんとらる盃谷計劃ノーデ高サ 560′, 長サ 3100′, こんくりーとノ量 5,700,000 立嗎。

ぐらんどくーれー堰堤 (Grand Coulee Dam) 北米合衆國開拓局ノ施設ニ係リ、高サ 553′, 長サ 4,200′, ころんびや河ヲ横ツテ作ラレタ。其こんくりーとノ量 11,250,000 立噸、貯水量 4,500,000 えーかー呎。

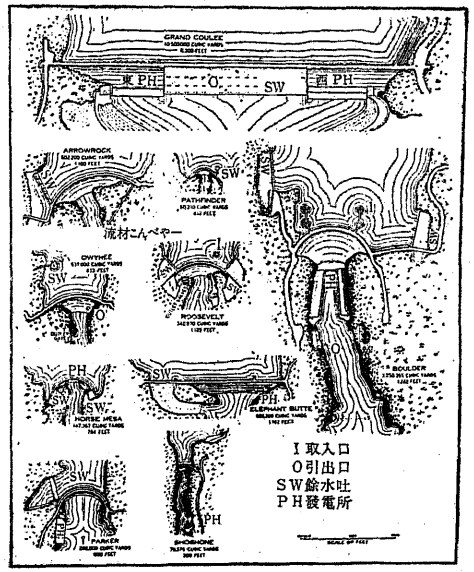
今世界大堰堤ノ若干ノ高サヲ表示スレバ次ノ如クデアル。

第三十六表　世界大堰堤ノ高サ

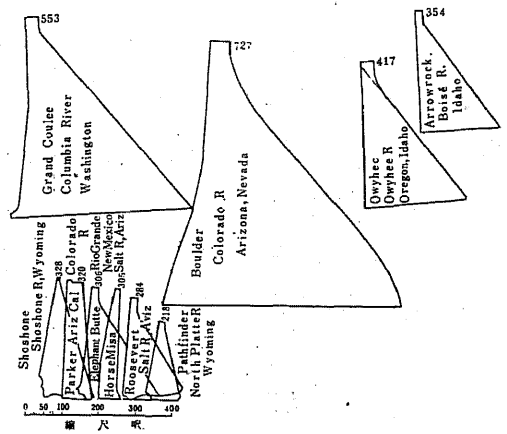
堰堤名	高サ(米)	長サ(米)	河名	地名
ぼーるだー (Boulder)	222	360	ころらど河	ねばた州ありぞな
しゃすた (Shasta)	171	945	せんとらる河	かりふぉるにや州 せんとらる
ぐらんどくーれー (Grand Coulee)	165	1,262	ころんびや河	わしんとん州
しゃんぼん (Chambon, 佛)	137	330	Romanche	France
へっちへっちい (Hetch Hetchy)	130	274	Tuolumne	しーらねばた山
おーるー (Owyhee)	127	259	おーるー河	あいだほ州おれごん
あろーろっく (Arrowrock)	108	335	ぼいぜ河	あいだほ
しょーしょーん (Shoshone)	99	61	しょーしょーん河	わいおみんぐ
ふらいあんと (Friant)	99	1,018	さんじょうきん河	かりふぉるにや
ばーかー (Parker)	98	244	ころらど河	かりふぉるにや州 ありぞな
えれふぁんとびゅっと (Elephant Butte)	93	388	りおぐらんど	にゅーめきしこ
ほーるすめさ (Horse Mésa)	93	352	そーると河	ありぞな
るーずべると (Roosevelt)	85	343	そーると河	ありぞな
ばすふぁいんだー (Pathfinder)	66	—	のーるすぷらっと河	わいおみんぐ

世界最深ノばーかー堰堤ハころらど河ノぶーるだー堰堤ノ下流 150 哩ニ北米合衆國拓殖局技師ノ手ニ依ツテ完成サレタ。此堰堤ハこんくりーと拱形構造ノモノデ、最大高 320′, 堤頂ノ長サ 930′, 其基礎ハ河底ヨリ 237′ 下ノ基岩ニ達シ、世界最深ノ堰堤ト云フ名ヲ恣ニシタ。盛夏ノ間華氏 100° ト 116° ノ高氣温ニ際シ、こんくりーとハ水ノ噴霧ヲ以テ養生シ、且ツ様々ノ被覆ヲ

用ヒタ。55 哩許リノ長イ水路橋ヲ用ヒテ貯水池カラ水ヲ引キ、法量毎日 1000 百萬がろんニ達スル。堰堤ノ水ハ 392 哩ノ水路橋ヲ含ンデ山ヤ砂漠ヲ横ギリ、太平洋岸ノ都市 13 許リニ給水スル。水路橋ハ通過スル地方ニ依ツテ設計ヲ異ニシ、許多ノ隧道ヤ、切取盛土及聾管並ニ開放水路橋ガアル。此新堰堤ノ工費ハ凡ソ千萬弗デ、1934 年 3 月ニ着手シ、中頃ありぞな州ト聯邦政府トノ間ニ起ツタかりふぉるにや引水スル件ニ就テ擊爭ガ起ツテ二回許リ工事ヲ中止シタ。1935 年ニ三タビ工事ヲ繼續シ、其計劃ニ對スル特別許可が兩院ニ依リ與ヘラレタ。



第三百四十圖　世界ノ大堰堤平面圖



第三百四十一圖　同斷面圖

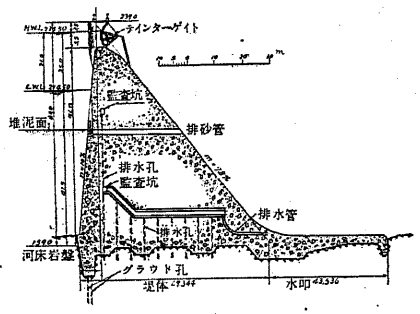
159. **塚原ノ堰堤**　九州送電株式會社ノ計劃ニ成ツタ塚原堰堤ハ宮崎縣

耳川ノ河口ヨリ約〇〇粁、西臼杵郡〇〇〇〇〇ニ築造サレタ我邦最大ノ高堰堤デ、耳川ノ本流及支流ノ水ヲ堰堤背面ノ貯水池ニ導入レ、之ヨリ全長 2,136 米ノ水壓隧道ニ依リ、塚原發電所ニ導水シテ〇萬 kW ノ發電ヲ爲スモノデアル。

耳州本流ノ支流七ツ山川、支流柳原川ノ水ヲ湛ヘテ總流域面積 545.4 方粁、使用水量最大毎秒 58.9 立米、有效落差最大出力時〇〇〇〇米、常時出力時〇〇〇〇米、發電力最大〇〇〇〇 kW，常時尖頭〇〇〇〇 kW，常時出力〇〇〇〇 kW. 貯水池ノ湛水距離 8 粁、湛水面積 1.2 方粁、有效貯水量 19,555.000 立米、總貯水量 34,326,000 立米。

堰堤ハ第三百四十二圖ニ示スガ如ク、河床上高サ 80 米、內固定堤高 71 米、可動堤高 5.8 米、可動堤上堤頂迄 3.2 米、堰堤天端ノ長サ 181.5 米、敷幅 69,344 米、定堰ハ溢流型粗石入こんくりーと、重力式堰堤ハ上流側 10%，下流側 78%，こんくりーとノ總容積 350,000 立米。

發電所ノ水車ハ出力 24,000 馬力ノモノ〇臺、發電機ハ三相交流同期發電機容量 16,000 kVA, 電壓 11,000 V ノモノ〇臺。



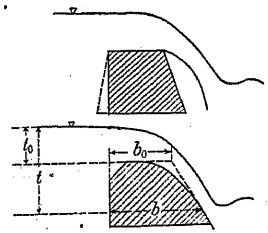
第三百四十二圖　塚原堰堤横斷面圖

こんくりーとノ粗骨材ノ硬砂岩ヲ碎イタモノ空隙率 39%、比重 2.68、單位容積重量 1,635 瓲/米³、昭和 11 年 10 月着工、同 13 年 8 月竣功。

160. 溢流重力式堰堤ノ設計　溢流堰ハ一般ニ下流面ニ於テ放水路又ハ尾水ニ影響セラレ、堰堤頂ニハ竪ノ水壓ヲ受ケ、堰堤ハ滲透性基礎デナクトモ浮力ヲ受ケ、下流面ハ溢流ニ影響セラレ、堤趾ハ溢流水ノ爲洗掘セラレル處

ガ多イ。是等ノ特異性ノ外ニハ溢流堰モ非溢流堰ト異ナル所ガナイガ、溢流堰ノ下流側ニハ眞空ヲ生ズル懸念ガアルト共ニ、堤趾ハ侵蝕ヲ防止シナケレバナラナイ。

溢流重力式堰堤ノ理論的斷面ハ梯形デ、其上流面ハ或ハ垂直ニ、或ハ僅カニ法リヲ附ケル。堤頂ハ多少之ヲ變化シテ流量ノ增加又ハ溢流ノ常ニ流下幕ヲ堤體ニ附着セシメル樣ニスル。



第三百四十三圖　溢流堰斷面

基礎地盤ガ稍々滲透性ヲ有スル時ハ浮力ヲ堤下ニ生ズルカラ、水面平靜ヲ保ツタ部分カラ測ツテ深サ t ナル處ノ堰堤ノ幅ヲ b トシ、堤頂ノ深サヲ t_0，其理論的幅ヲ b_0，こんくりーとノ比重ヲ δ トスレデ實驗上凡ソ（[189] 參照）

$$b_0 = \sqrt{t_0} \qquad [199]$$

$$b = \frac{t}{\sqrt{\delta}} \qquad [200]$$

溢流堰ノ頂幅及底幅ヲ上ノ式デ定メタ後、重量、浮力等ト共ニ堤頂ハ水壓、流材浮木等ノ激衝、下流側ノ水壓等ヲ考ヘテ幅ヲ調ベテ見ナケレバナラナイ。殊ニ堰堤ノ上流側ニ堆積スル沈泥等モ之ヲ考入ルヽヲ安全トスル。

地盤ガ不滲透質ノ場合ニハ浮力ハ働カズ、堰堤ノ全重量ガ働クカラ、底幅ヲ狹クシテモ差支ガナイ。はんな (Hanna, F. W.) 及けねぢー (Kennedy, R. C.) ハ次ノ實驗公式ヲ提出シタ。

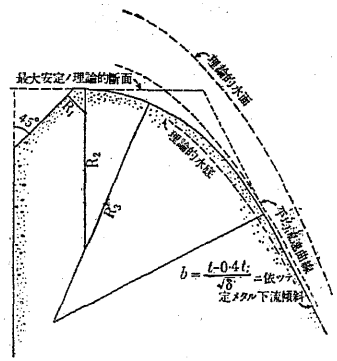
$$b = \frac{t - 0.4\,t_0}{\sqrt{\delta}} \qquad [201]$$

高イ溢流堰トナレバ其底幅及頂幅ハ非溢流堰ノ場合ヲ適用シテ之ヲ定メ、

唯撃衝等ヲ考慮シテ他ノ部分ニ順應セシメル。

元來溢流堰ハ普通ノ梯形斷面ノモノト、多少之ヲ修正シタ斷面ノモノトアル。前者ハ印度地方ナドニ多ク用ヒラレ、高サハ 10 米以内ノモノニ限ル。是レ落下スル水ノ侵蝕作用ガ偉大ナ爲メ、高サ 30 米以下ノモノデモ堤趾ノ前方ニ**水叩**又ハ潴水ヲ設ケテ之ヲ緩和スルヲ常トスル。潴水ハ第二ノ小堰堤ヲ第一ノ主堰堤ノ下流ニ設ケテ水ヲ溜メルモノデ、水深凡ソ堤高ノ 1/5 デアル。流下スル水幕ト堤體ノ間ニ生ズル眞空ハ振動ヲ起シ、不均衡ノ氣壓ヲ生ズルカラ、特ニ通氣ニ留意スル必要ガアル。

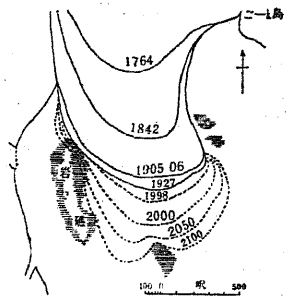
溢流堰ノ堤頂ハ扁平ニスレバ簡單デ從ツテ經濟的デアルガ、流量ノ增加、順滑ナ流下、眞空出現ノ除去等カラ扁平堤頂ヲ修正スル必要ガアル。米國開拓局ノ實驗ニ依レバ種々ナ形ノ堰堤中上流側ニ 45° ノ傾斜ヲ與ヘ、堤頂下流側ハ曲線トシテ其法リニ接線ヲ爲シテ交ハリ、最高流量係數ヲ有セシメル。之ニ加フルニ堰堤ノ上流面ニハ圓味ヲ附ケレバ流量增加スル。蓋シ流量ヲ最大ナラシメルコトハ工費及安全ノ爲ニ決定的要素デアル。第三百四十三圖 A ハ此種溢流堰ノ斷面ヲ示シタモノデアル。



第三百四十三圖 A　堰堤斷面

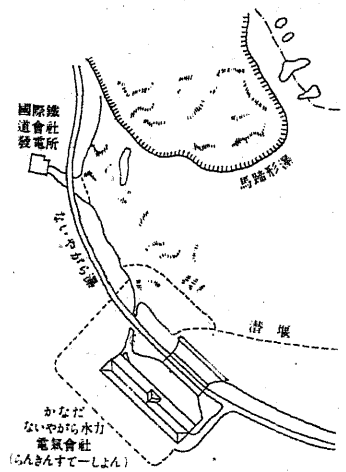
有名ナないやがら河ハ亞米利加瀑及加奈多瀑カラ成ル二ノ瀑ニ近ヅキ、厚イ岩層ノ上ヲ流レル。此岩層ハ硬ク石灰岩ノ基盤ヲ有シ、水ノ侵蝕ニ對シテハ非常ニ抗抵力ニ富ンデ居ル。河ノ勾配ハ瀑ニ近ヅクトキ 1/100 ニ近ク、流勢奔騰シテ馬蹄瀑ノ瀑唇ハ絶エズ侵蝕作用ニ曝サレテアル爲、瀑頂線ハ年々後退シテ 1 ケ年 4.2′ ニ達スルコトガ見出サレタ。1842 年ト 1927 年ノ間ニ

1 年ノ平均後退量ハ 3.7′ デアツタガ、1905 年以後ハ平均後退量ハ 2.3′ デアツタ。此後退減少ノ主ナ原因ハ主ニ水力發電ノ爲ニ分水シタ結果、瀑ノ上ヲ流下スル水量ノ減少シタ爲デアツタ（第三百四十四圖）。

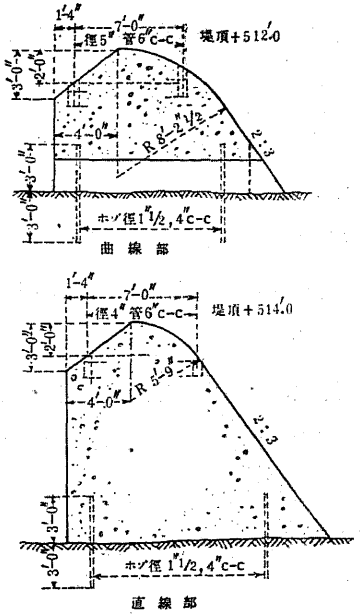


第三百四十四圖
ないやがら瀑布ノ後退

過去 35 年ノ間諸大湖ノ流域ヲ通ジテ著シク雨量ガ減ジタ爲ニ、河ノ水位ハ下ツタ。又しかご排水渠及改造シタゑらんど運河及にゅーよーく州河舟運河ハ是等ノ湖水ニ注グ河川ノ舟運ヲ增シタ。之ニ加フルニ水力發電工事ハ次々ニ增加擴張シテ執レモ瀑ノ上ニ取入口ヲ有シ、電力ノ需要增加ニ應ジテ益々多量ノ水ヲ取入レルニ至ツタ。1904 年ニないやがら瀑ニ於ケル全發電量ハ 122,750 馬力デアツタガ、現在デハ



第三百四十五圖　ないやがら潛堰平面圖



第三百四十六圖　潛堰橫斷面

1,563,700馬力ノ巨量ニ上ツタ。河ノ水位低下ハ特ニかなだないやがら電力會社ニ對シテ重大ナ問題化シタ。此發電所ノ前渠ノ水位ヲ復舊スル爲、會社ハ當局ノ許可ヲ得テ、馬蹄瀑ノ上凡ソ1哩ノ3分1許リノ處ニ長サ 930 呎ノ潛堰ヲ作リ、上流ニ斜ニ加奈多岸カラ突出スコトヽナツタ。第三百四十五圖及四十六圖ハ潛堰ノ平面圖及横斷面圖ヲ示シタモノデアル。

由來 1860 年乃至 1926 年ノ間ニ水力發電所取入口ノ最上流端ノ上デ、平均高水月量ハ 234,500 秒呎デ、平均低水月量ハ 179,892 秒呎デアツタ。而シテ此 66 年間ノ最低月流量ハ 150,000 秒呎デ、最高月流量ハ 251,800 秒呎ヲ示シタ。

161. **餘水吐及さいふぉん餘水吐** 後ニ第十五節ニモ述ベルガ如ク、堰堤ノ位置ヤ貯水池ノ狀態デ、餘水吐ハ溢流型カ非溢流型カヲ定メナケレバナラナイ。堰堤ガ非常ニ高ケレバ溢流ハ下流構造物又ハ河床ヲ侵蝕破壞スル處ガアルカラ、餘水吐ハ堰堰ト別個ニ、引出管隧道又ハ其他ノ方法ニ依ツテ之ヲ設ケル方ガ安全デアル。出來ルナラバ餘水吐ハ堰堤カラ離レタ處ノ貯水池ノ緣ニ之ヲ設ケルヲ可トスル。土堰堤ノ頂上ニ餘水吐ヲ設ケルコトハ之ヲ避ケタ方ガヨイ。堅イ岩盤ガ貯水池ノ緣ノ低イ處ニ在ルナラバ、此ニ餘水吐ヲ置クヲ良シトスル。但シ時トシテハ土基礎ノ上ニ之ヲ築イテ不滲透性ノ塗裝ヲ施シタ餘水吐ヲ作ラナケハバナラナイ樣ナコトモアル。

貯水池又ハ之ニ流込ム河川ノ流域面積ガ狹イナラバ、餘水吐モ小規模ノモノデ充分デアルガ、我國ノ樣ナ豪雨ノ多イ處、殊ニ流域面積ガ廣イトキハ、餘水吐ニハ充分ナ排水量ヲ與ヘル大サノモノヲ用ヒナケレバナラナイ。蓋シ堰堤決潰ノ原因ハ餘水吐ノ不完全又ハ構造ノ不適當ニ歸因スルコトガ少クナイ。

一般ニ餘水吐ハ貯水池ガ滿水シテアルモノト假定シテ、流域內ノ洪水量ヲ

ヲ安全ニ排水シ得ルモノタルヲ要スル。實際ノ運用トシテハ洪水ノ前ニ豫メ貯水量ヲ少クシテ、洪水ノ現レタ時成ルベク多ク之ヲ呑ミ得ル樣ニスルヲ安全トスル。又最大流量ナルモノモ公式ナドカラ精密ニ之ヲ知ルコトハ多ク六ケシイカラ、過去ノ最大洪水量又ハ洪水痕ナドカラ計算シテ見出シタモノニ、若干ノ餘裕ヲ見込ミ置クベキデアル。餘裕ハ 50% 乃至 100% ナド周圍ノ狀況カラ之ヲ定メナケレバナラナイ。

餘水吐ハ接近水路、溢流部ノ堰頂、放水路及鎭水裝置ノ四部トスルコトガ出來ル。**接近水路**ハ或ハ掘鑿シ、或ハ直チニ貯水池ニ隣接スル。**溢流部**ハ溢流堰ト同一設計ニ依ル。**放水路**ハ成ルベク障害ノ無イ樣水ヲ疏通シ得ルモノデナケレバナラナイ。岩盤デナイ限リハ充分ナ侵蝕防止ノ設備ヲ必要トスル。**鎭水裝置**ハ放水路ノ根元ニ於ケル流速ヲ無クシテ洗掘ヲ防グコト溢流堰ノ堤趾ニ於ケルモノト同樣デアル。

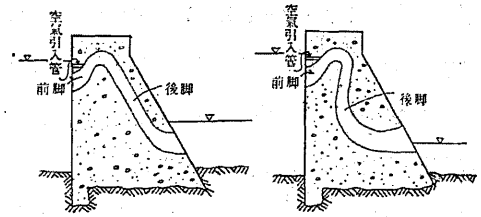
餘水吐ハ屢々調節設備ヲ有シ、洪水ノ時ニハ之ヲ開放シテ流量ヲ增シ、平時ニハ之ヲ閉鎖シテ貯水量ヲ增シ。角落シ、滑動扉、扇狀扉、すとーにー扉又ハ輥子扉ナドガ用ヒラレル。

米國みししっぴー河ノ左支てねしー河, ぴくぉっく・らんぢんぐ堰堤ハてねしー盂谷委員會計劃事業ノ一デ、最大ナ餘水吐ヲ備ヘテ居ル。22 個ノ餘水吐ニ、一個ノ豫備門扉ヲ加ヘテ、總計 23 個ノ門扉ヲ備ヘテ居ル。各門扉ハ上下兩部カラ成リ、竪ノ緣桁ニ二ノ突緣ヲ備ヘタ展壓鋼輪ヲ有シ、吊ルシタ軸ニ載セラレテアル。輪徑 30 吋デ扉溝ノ中ノ扉閾ノ上ヲ廻轉スル。門扉ノ下部ハ大キナ壓力ヲ受ケルカラ、大キクテ且ツ重ク、凡ソ 65 瓲ノ重サガアル。幅 41 呎、高サ 20′ 5″ 5/16 デ兩側ニ各 6 個ノ支承輪ヲ持ツテ居ル。扉ノ骨組ハ硅素鋼カラ成リ、熔接シテ上ニ $\frac{1}{2}$″ ノ鋼板ヲ張ツテアリ、亦熔接シテアル。

餘水吐門扉ノ扉版デ熔接シタノハ之ガ始デアツテ、從來ハ凡ベテ鋲デ接合

シテアツタ。上部ハ 41′×20′ デ、重量ハ 40 瓲、是等ノ部分ハ兩側ニ各 3 個ノ眞鍮輪ヲ以テ居ル。上下兩部ノ車輪ニハ重イ荷重ガ掛カルカラ、支承輪ト眞鍮輪ハ高壓ニ堪ヘル樣ニ設計サレタ、各門扉ハ 2 條ノ鑄鋼カラ成ル鉤ヲ備ヘ、125,000 封度ノ引張荷重ヲ以テ試驗シタ。是等ノ鉤ハ餘水吐床上ニ運轉セラレルがんとりー起重機ト連絡シテ居ル。運轉ニ際シ、門扉ノ下部ヲ揚ゲルニハ、がんとりー起重機デ扉溝カラ上部ヲ取外シ、其後特種ノ揚扉裝置デ下部ヲ引揚ゲ、任意ノ位置ニ擧ゲルコトガ出來ル。

貯水池ノ水位變化ヲ少クシテ而カモ流量ヲ多クスル溢流堰ニ時トシテ**さいふぉん徐水吐**ヲ用ヒルコトガアル。之ニハ水封式ト自封式ノ二種ガアル。**水封式**ト云フノハさいふぉんノ後脚ガ放水路ノ水中ニ沒シ、出口ガ全ク水中ニ在ルモノデ（第三百四十七圖 A）、**自封式**ト云フノハさいふぉんヲ流レル水自身ガ其流出端ヲ塞グモノヲ云フノデアル。元來さいふぉんニハ入口、前脚、咽喉部、後脚及出口幷ニ空氣引入管ヨリ成リ、前脚ハ上流水面下ニ開口シテ相當ノ長サヲ保チ、又水封式デハ後脚モ相當ノ長サガアツテ下流水面下ニ開口シテ居ル。咽喉部ハ狹ク、入口ハ著シク大ク、入口ノ減頭ヲ成ルベク少クスル。前脚ハ咽喉部ニ向ツテ漸次狹マリ、且ツ咽喉部ハ成ルベク大ナ半徑ヲ以テ圓味ヲ附ケ、曲率減頭ヲ少クシテ居ル。咽喉部以下ハ其斷面積ハ吸上ノ全長ニ亘ツテ一定デ、之カラ以下ハ出口迄徐々ニ擴ガツテ行ク。通氣管ハ通例さいふぉん頂ト同高ニ置カレルガ、他ノ任意ノ高サニ置カレルコトモアル。唯堰堤ノ上流側ニ開口シテ居ル。



第三百四十七圖　さいふぉん餘水吐

さいふぉん餘水吐ヲ働カセルニハ貯水池ノ水ヲさいふぉん頂ヲ流シテ咽喉ニ在ル空氣ヲ稀薄ニスレバ自ラ水ヲ吸出スコトニナル。

今さいふぉん咽喉部ノ斷面積ヲ $F(m^2)$, g ヲ重力加速度、t ヲ上下兩水位ノ差、k ヲ一ノ係數トスレバさいふぉんノ流量 $Q\,(m^3/秒)$ ハ

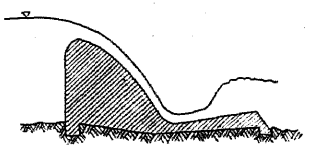
$$Q = kF\sqrt{2gt} \qquad [202]$$

$k=0.60$〜0.80 デアル。

162. **水叩**　溢流堰ノ基礎ガ土ノトキハ勿論、岩盤ノ場合デモ溢流ノ爲ニ起ル水路底ノ侵蝕ハ充分之ヲ防護シナケレバナラナイ。又時トシテハ滲水カラ起ル管通及侵蝕ニ備ヘナケレバナラナイ。最モ普通ナ場合ハ溢流水ガ落下激衝シテ起ル侵蝕洗掘デアツテ、之ニ對シテ水路底ヲ强化スルヲ要シ、こんくりーと又ハ他ノ非侵蝕性物質ヲ以テ所謂**水叩**ヲ作リ、其下流端ハ非洗掘ノ流速ヲ確保スル迄之ヲ延長スル。從ツテ水叩ノ長サハ堰堤ノ高サ、溢流ノ深サ、及水路ノ水理的狀態ニ依ルモノデアルカラ、個々ニ之ヲ研究設計シナケレバナラナイ。水叩ノ厚サハ堰堤ニ近イ程之ヲ厚クシテ、之ニ遠カル程薄クスルコトガ出來ル。時トシテ矢板ヲ下流側ニ列置シテ水叩ガ下流端カラ破壞スルノニ備ヘルコトガアル。

水叩ニハ亦排水孔ヲ或間隔ニ設ケテ水壓ヲ緩和シ、浮力ヲ減ズルコトガアル。

堰堤下水叩ノ上ヲ流レル水ノえねるぎーヲ消散スル爲ニ**跳水**ヲ作ラシメルコトガアル。堰堤ノ趾又ハ更ニ下流ノ處ニハ水勢ハ**立波**ヲ生ジ、之ガ跳水トナル。卽チ水叩ノ下端ニ突出ヲ設ケテ放水路ノ底ヲ橫ギリ、之ニ依ツテ立波ヲ生ゼシメ、流下スル堰水ニ對シテ一種ノ水褥ヲ作ルノデアル。


第三百四十八圖　跳　水

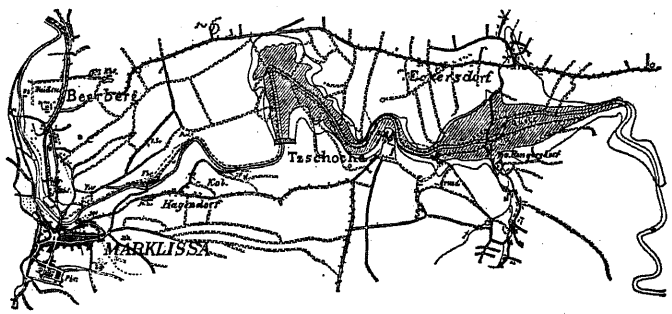
次表ハ溢流重力式堰堤ノ若干ヲ示シタモノデアル。

第三十七表　溢流重力式堰堤

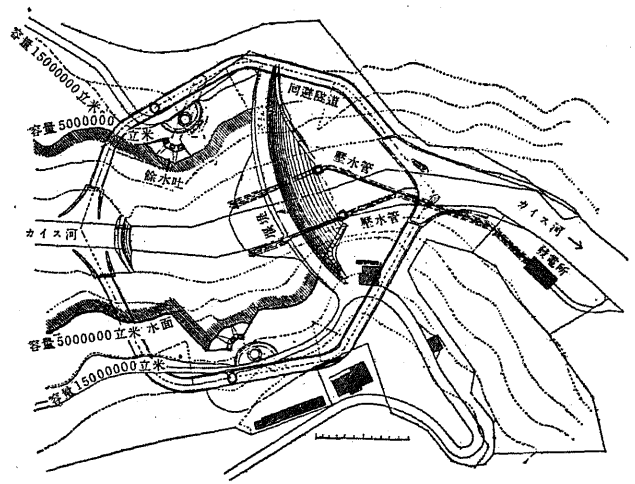
堰堤名	位置	河川名	完成年	基礎ノ高サ (m)	堰頂ノ長サ (m)	型	底巾 (m)	堰堤容積 (m^3)
Cheoah	米國 N. Carolina	Little Tennessee	1919	61	213	CG	—	401,000
Yadkin	〃 〃	Yadkin	1919	66	427	CG	—	210,000
Black Canyon	〃 Idaho	Payette	1924	56	66	SG	40	30,000
Wilson	〃 Alabama	Tennessee	1927	43	945	SG	30	1,070,000

163. まるくりっさ及まうあーノ溪堰　1897 年上しれじやノ大洪水ハ數百萬圓ノ損害ヲ與ヘ、殊ニおーだー河ノ支流かいす河及ぼーばー河ノ盆谷ハ其水害五百萬圓ニ達シタト稱セラレタ。斯クテ 1900 年七月洪水防禦ノ目的ヲ以テかいす河ニまるくりっさ (Marklissa), ぼーばー河ニまうあー (Mauer), 及ぶっふわるど (Buchwald) ノ三個ノ溪堰ヲ築キ、夫々 15 百萬立米、50 百萬立米及 2,7 百萬立米ノ河水ヲ溜メテ洪水ヲ防グベキ普魯西亞ノ法律發布ヲ見ルニ至ツタ。

かいす河ハ溪堰築造個所ヨリ上流ノ流域面積凡ソ 306 方粁デ、1897 年七月ノ洪水ニ際シテ其二十八日ニ毎秒 10 立米ノ平水流量スラナカツタモノガ、

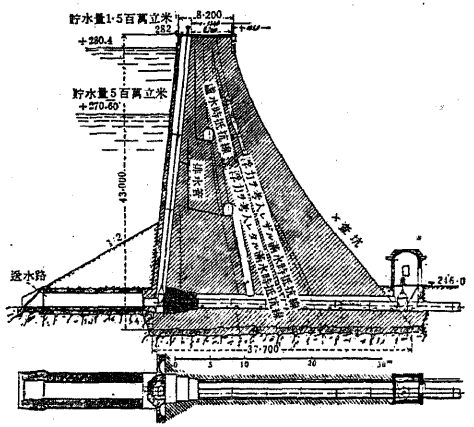


第三百四十九圖　まるくりっさ貯水池平面圖



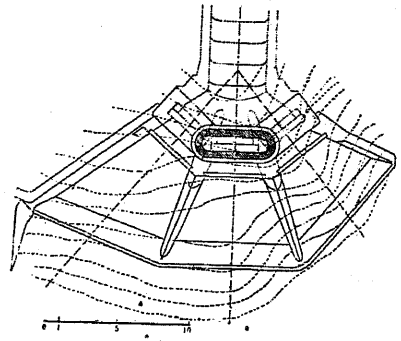
第三百五十圖　まるくりっさ堰堤附近平面圖

同ジク三十日ニハ 780 秒米トナリ、三十一日ニハ 110 秒米トナツタ。而シテ七月二十七日午後カラ三十一日朝迄ニ降ツタ雨量ハ全流域内ニ 51,038,085 立米ニ達シ、其三十一日夕刻マデニ流出シタモノ凡ソ 49,192,000 立米デ、殆ド 96,39 ぺるせんとノ流出率ヲ見タ譯デアル。今溪底カラ直高 43 米ノ溪堰ヲ設ケレバ 15 百萬立米ノ水ヲ湛ヘルコトガ出來、堰カラ下流ニ於テかいす河ハ毎秒 110 立米ヲ無害ニ流スコトガ出來ル。此溪堰ノ天端ノ幅ハ 5,7 米デ底幅ガ 37,7 米、高サ前ニ述ベタ如ク 43,0 米、基礎こんくり

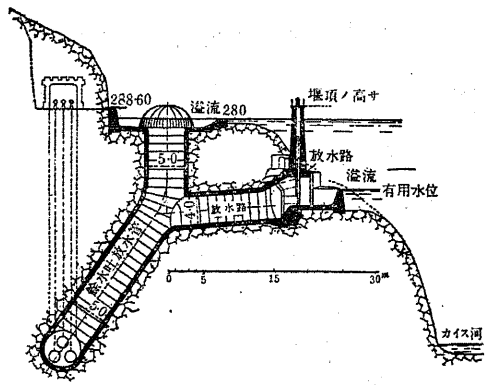


第三百五十一圖　同横斷面圖

ーとノ底カラ 45,0 米、弧形堰デ半徑 125,0 米、溪堰ノ天端ハ水面上 2,2 米ノ上ニ在ツテ貯水量方ニ 15 百萬立米。若シ水位ガ更ニ 0,9 米丈高マラバ貯水量 1,2 百萬立米ヲ增シ、餘水吐カラノ流量實ニ毎秒 110 立米ニ達スル。第三百四十九圖ハかいす河一部ノ一般圖、第三百五十圖ハ此まるくりっさ溪堰ノ平面圖、第三百五十一圖ハ溪堰ノ横斷面圖及壓水管路平面圖、第三百五十二圖及第三百五十三圖ハ餘水吐ノ平面圖及横斷面圖デアル。而シテ平日ハ其貯水ヲ水力ニ利用シテ居ル。工費 3,000,000 馬克。



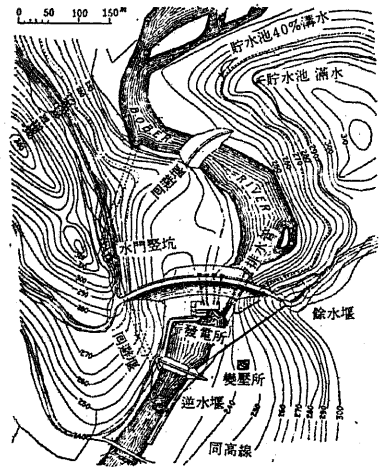
第三百五十二圖　同餘水吐平面圖



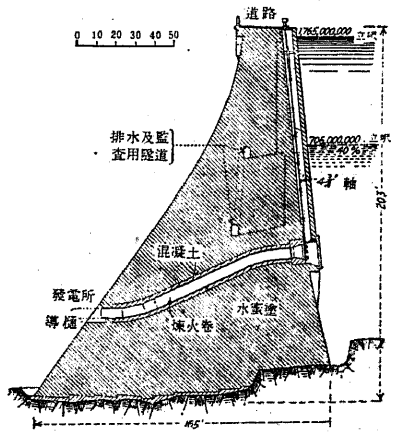
第三百五十三圖　同横斷面圖

ぼーば一河ハまうあーヨリ上ノ流域面積 1409,5 方粁デ 1897 年七月ニ起ツタ最大洪水流量ハ毎秒 1,200 立米ニ達シ、其比流量實ニ毎方粁 907 りっとるヲ示シタ。溪堰ノ高サ 60 米、天端ノ厚サ 7,2 米、底數 50,0 米、弧形堰デ半徑 250 米、天端ノ長サ 280 米、貯水量實ニ 5 千萬立米、池ノ水面積凡ソ 240 へくたー、最大水深 46,6 米ニ及ンデ居ル。此池ハ夏ノ洪水ニハ 20 百萬立米、冬ノ洪水ニハ 30 百萬立米ヲ貯水シ、堰下ノ最大流量ヲ減少シテ毎秒 250 立米トスルコトガ出來ル。工事中ノ出水ニ備

フル爲ニ本堰ノ上流ニ回避堰ヲ設ケ、兩岸ニハ幅 9 米、高 7 米、長 400 米ノ回避隧道ヲ作ツタガ、本堰竣工後ニハ直徑 1,5 米ノ排水管三本ヲ其中ニ通ジテ 10 米ノ長ニ渉リこんくりーとヲ詰メテ全然之ヲ閉塞シタ。尙堰底ニ近ク直徑 1,5 米ノ排水管二本ヲ設ケテアルカラ、是等五本ノ管ニテ貯水池ガ滿水シタ時ハ毎秒 250 立米ヲ流出セシムル勘定デアル。又此溪堰ノ右岸ニハ本堰頂ヨリ 1.5 乃至 1.8 米低イ餘水吐ガ有ツテ滿水時ニ毎秒 400 乃至 500 立米ヲ流スコトガ出來ル。又發電用ノ直徑 1.6 米ノ導水管四本アツテ堰ノ直下ニアル發電所デ最大 7,200 乃至 8,000 馬力、平均 3,000 馬力ノ電力ヲ出シ附近ニ供給シ、水ノ不足ノ時ニハ火力發電デ補充シテ居ル。此溪堰工費ニ 295 萬圓、附屬物及土地買收費ニ 120 萬圓併セテ 4,150,000 圓卽チ毎立米凡ソ 0.08 圓ヲ要シタ。普魯西亞政府ハ全工費ノ五分四ヲ負擔シ、しれじや州ハ殘リ五分一ヲ支拂ツタ。此外しれじや州デハまるくりっさ及まうあーノ發電設備及電力輸送線ニ凡ソ 4,100,000 圓ヲ支出シ、更ニ貯水池ノ水利權補償費トシテ



第三百五十三圖 A　まうあー堰堤附近平面圖



第三百五十四圖 B 同横斷面圖

100 萬圓ヲ政府ニ納メタ。第三百五十三圖及第三百五十四圖ハまうあー溪堰ノ平面圖及横斷面圖デアル。1904 年カラ 1912 年ノ間ニ竣工シタ。

此外ぶっふわるど貯水池ハ亦ぼーばー河畔ニ設ケラレテ貯水量 270 萬立米ニ及ンデ居ルガ、其平日水ヲ見ザルガ爲**乾水池**ノ名ガアル。

第九節　被版堰堤

164. 被版堰堤　こんくりーとノ扶壁ガ若干並列シ、其上ニ被版ヲ立懸ケタ重力式堰堤デ、空虚ナ形ヲ持ツテ居ル爲メ、**中空堰堤**又ハ**扶壁堰堤**トモ呼ビ、あんばーぜん堰堤 (Ambursen Dam) ナドトモ云フ。非溢流堰堤ノ被版ハ扶壁ノ上流側ニ連ナリ、溢流堰堤デハ下流面ガ亦通例遮蔽サレテアル。

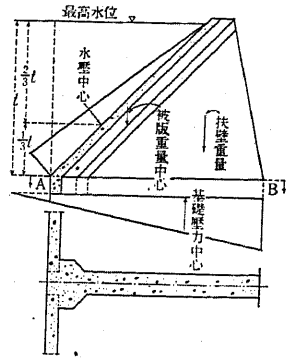
被版堰堤ニ働ク外力ハ普通ノ充實重力式堰堤ニ見ルモノト同一デ、其安定ニ對スル要件ハ堤頂ニ近ク風浪浮木及水衝ニ抵抗スルニ堪ヘ、又水壓ヲ扶壁ニ傳ヘテ實用應力ヲ超エザラシメ、任意ノ地平又ハ傾斜面ニ於ケル最大壓縮應力引張應力又ハ剪斷應力ガ安全應力ヲ超過シナイコトヲ要スル。更ニ地平斷面ニハ滑動ガ起ラナイコトヲ要スル。轉覆ハ一般ニ扶壁堰堤ニハ起ラナイ。

被版ノ鐵筋ハ餘リ水面ニ近ク配置シナイ方ガ良イ。是レ鐵筋ノ鏽ガ容積膨脹ノ爲ニこんくりーとヲ破壞シテアバタヲ作リ、延イテハ構造物ヲ弱メ、之ヲ破壞スル懸念ガアルカラダ。被版ハ固定梁、簡單梁、持送梁又ハ圓壔梁ニ分ツコトガ出來ル。被版及扶壁ハ之ヲ薄クシテ鐵筋ヲ多ク使ツタモノト、鐵筋ヲ少クシ又ハ之ヲ使ハズニ、部材ヲ厚イこんくりーとデ作ツタモノノ二種アル。

被版堰堤ノ長所ハ (1) 堰堤ノ基礎ニ於ケル揚壓力ヲ減少シ、(2) 上流面ニ於ケル水ノ重量ヲ利用シテ安定ヲ確保セシメ、(3) 堰堤ヲ滲透スル水ヲ防ギ、

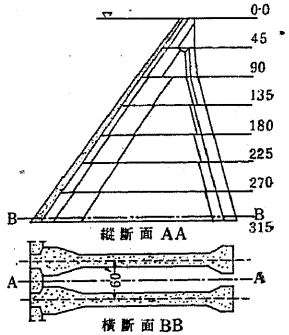
延イテハ其破壞ヲ防止シ、(4) 基礎ヤ上流面ニ近イ部分ノ堰堤ノこんくりーとヲ檢査スル爲メ、之ニ近ヅクニ便デ、(5) 空氣ニ曝サレテアル面ガ多イ爲メ工事中こんくりーとノ熱ヲ消散セシメルコトガ容易デ、(6) 材料ノ經濟ガ得ラレル。

165. 固定梁型被版　此堰堤デハ被版ガ扶壁ニ固ク連結シテ、唯相當ノ間隙ニ伸縮目地ヲ備ヘテ居ル。被版ハ扶壁ニ支ヘラレル梁ト考ヘレバ、或ル梁ハ兩側ノ扶壁ニ固定シ、他ノ梁ハ一端扶壁ニ固定シ、他端扶壁ニ載セラレテアルノミデアル。此ノ後ノ場合ハ卽チ伸縮目地ヲ爲ス。元來梁ノ固定端ニハ負彎曲もーめんとヲ生ズルカラ、之ニ對シテこんくりーとノ中ノ鐵筋ハ上流側ニ配置シナケレバナラナイ。又被版ヤ扶壁ノこんくりーとニ起ル收縮ヤ、被版ノ基礎ノ不同ナ沈下及被版扶壁ノ溫度ノ差ノ爲ニ種々ノ不都合ヤ困難ガ起ル。是等ノ理由カラ、固定梁型ハ低イ堰堤ニ限ツテノミ用ヒラレル。



第三百五十五圖　被版堰堤
固定梁型被版

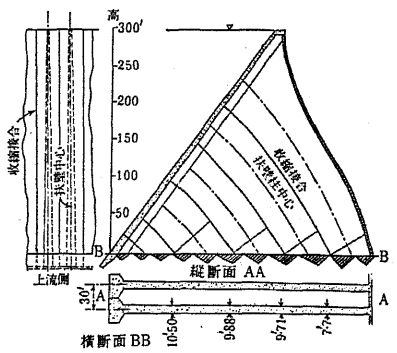
166. 簡單梁型被版　其名ノ示ス如ク被版卽チ梁ヲ簡單ナ梁トシテ扶壁ニ支ヘシメルモノデ、被版ハ單ニ扶壁ニ立懸ケテアルノデアル。從ツテ收縮トカ、基礎ノ沈下又ハ溫度ノ差ノ影響ヲ除ケバ、曲ゲもーめんとニ對スル鐵筋ヲ被版ノ下流側ニ配置スルコトガ出來ル爲メ、水カラ遠ザカツテ鐵筋ノ鏽ヲ生ズル危險ガ少イ長所ヲ持ツテ居ル、萬一アバタヲ生ジテモ、表面ヲ



第三百五十六圖　同
簡單梁被版

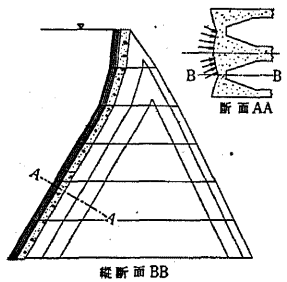
こんくりーとデ塗ルコトガ容易デアル。

167. 片持梁型被版　片持梁型ト云フノハ扶壁ト被版ヲ單塊トシテ作リ、相隣ル二ノ扶壁ノ中央ニ繼手ヲ設ケルモノデ、水壓ガ被版ニ支ヘラレル有樣ハ一種ノかんちればー卽チ片持梁ノ理ニ依ツテ居ル。然ルニ片持梁ノ承ケル曲ゲもーめんとヲ見レバ引張應力ガ水側ニ近ク起ルカラ、勢ヒ鐵筋ヲ水側ニ近ク配置シナケレバナラナイ。是レ一短所ト考ヘナケレバナラナイ。其外扶壁ト被版ヲ單塊トシテ作ル爲ニ、收縮歪、沈下歪及溫度歪ヲ受ケルヲ免レナイ。



第三百五十七圖　同片持梁型被版

168. 圓壔型被版　堰堤ノ上流側ガ圓鑄形ヲ爲シテ扶壁ニ支ヘラレルモノデ、近頃のっちりー (Noetzli) ガ工風シタモノデアル。扶壁ト被版トハ協同シテ水壓ヲ受ケテ居ルカラ、堰堤ノ上流側ニ曲ゲもーめんとヤ斜ノ張力ガ起ラナイ。被版ノ形ハ主應力ヤ剪斷應力ノ分布ガ全堰堤ニ亘ツテ居ルカラ理想的デ、各部材ハまっしーヴデ、堰堤永持ノ爲ニ望マシカラヌ薄イ斷面ヤ鐵筋ヲ要シナイ。



第三百五十八圖　同圓壔型被版

169. 溢流被版堰堤ノ堰頂　溢流被版堰堤ノ堰頂ヤ下流傾斜及水叩等ハ溢流充實重力式堰堤ト異ナル所ガナイ。唯堰頂ヤ下流面ノ被版ハ上流面ト同ジク扶壁ニ連續シテ、流氷、浮木及水ノ激衝ニ堪ヘ得ル樣ニ强化シナケレバナラナイ。

170. すとーにー峽谷堰堤　すとーにー峽谷堰堤 (Stony Gorge Dam) ハ北米合衆國開拓局ガかりふぉるにや州さくらめんと河ノ支流すとーにー河 (Stony Creek) ニ作ツタモノデ、1927 年カラ 28 年ノ間ニ出來上ツタ。おあらんど計畫ト共ニ 5 萬えーかー呎ノ水ヲ溜メテ灌漑ニ供スル目的デ、同州ねろーすノ北西 25 哩ニ作ラレタモノデアル。此堰堤ハ被版型デ、基礎最低點カラ 142.5′, 河床カラ 125′ ノ高サヲ有ツテ居ル。堤頂ハ左方堤袖 310′, 餘水吐 108′ 及右方堤袖 450′ カラ成リ、凡ベテ 868′ ノ長サヲ有シ、馬踏ニハこんくりーとノ步道ヲ備ヘテ居ル。

堰堤ノ基礎ハ砂岩ニ少シ頁岩ヲ交ヘ、小石及玉石ノ礫岩ヲ混ジテ居ル。岩盤ハ比較的不滲透質デアルガ、非活動性ノ斷層ガ此峽谷ニ在ツテ、凡ソ 150′ ノ地平動ガ起ツタ。基礎全部ニ亘ツテぐらうちんぐヲ止水溝ノ線ニ沿ウテ施シ、每方吋 100 封度ノ壓力デ、深サ 18′ 乃至 40′ ニ達セシメタ。

被版ノ厚サハ堤頂デ 15 吋、深サ 120′ デ 50 吋、高サ 12′ ヲ增ス每ニ厚サ平均 3½ 吋ヲ增シテ居ル。被版ハ扶壁ニ緊結セズ、橫ノ移動ヲ防グ爲ニ竪臍ト溝デ嚙合ハセテアル。被版ハ 1 吋ノ鋼桿デ補强シ、其應力ヲ每方吋 12,500 乃至 17,000 封度ナラシメル樣ニ間隔ヲ定メ、こんくりーとノ應力ハ每方吋 380 乃至 624 封度デアル。又被版ノ最大剪斷力ハ扶壁ノ臍ノ緣デ每方吋 78 封度デアル。被版ノ表面ニ近イ鋼桿ハ 3 本目每ニ支持頂點ニ近ク曲ゲ、剪斷抵抗ヲ確保シテアル。

扶壁ハ心々 18 呎、其上流面ハ地平面ト 45° ノ傾斜ヲ爲シ、下流面ハ堤頂カラ 24 呎マデ垂直、其下ハ 1:1/4 ノ傾斜ヲ爲シテ居ル。

堰堤ノ設計ニハ滑動係數ヲ 0.65 トシ、扶壁ノ地平剪斷力ヲ每方吋 100 封度トシタ。扶壁ニハ徑 5/8″ ノ圓桿ヲ心々 18″ ニ補强シ、被版ニ平行シ及斜ニ扶壁ノ兩側ニ配置シ、扶壁ノ兩側ニハ垂直ニ徑 5/8″ ノ圓桿ヲ心々 3′ ニ

配置シタ。稍々モスレバ竪ノ收縮龜裂ガ扶壁ニ起リ易イカラ、こんくりーとノ竪斷面積ノ 0.3% ニ達スル地平鐵筋ヲ加ヘテ、堤頂カラ 30 呎マデ凡テノ扶壁ノ兩面ニ配置シタ。凡テノ扶壁ノ間ニハ鐵筋こんくりーとノ壓縮材 18′×24″ ヲ心々 24′ ニ設ケタガ、其或者ハ既製ニ係リ、他ノモノハ全塊トシテ作ツタ。壓縮材ノ兩端ハ扶壁面ノ溝ニトロデ繫ギ、或ハこんくりーとヲ全塊作トシタ。

收縮接合ハ被版ト扶壁ノ間ニ設ケ、扶壁ニ當ル被版ノ部分ニハ凡ソ厚サ 1/8″ ノあすふぁるとヲ瀝メ塗ツテ兩者ノ密着ヲ防ギ、兼ネテ水密ヲ保タシメタ。

餘水吐ノ部分ハ下流側おーぢー曲線ヲ爲シ、50 呎ノこんくりーと水叩ヲ有シ、3 連ノ 30′×30′ ノ鋼製水門デ調節ヲ行ツテ居ル。水門室ハ餘水吐ノ上ニ在ツテ、捲揚機ヲ備ヘ、兼ネテ移動起重機ヲ持ツテ居ル。

引出口ハ 2 條ノ 50″ 釘接鋼管カラ成リ、下流端ニ在ル 2 個ノ 42″ 平衡にーどる弁及上流端ニ在ル 2 個ノ 3½′×3½′ ノ高壓扉ニ依ツテ調節シテアル。

次表ハ被版堰堤ノ若干ヲ示シタモノデアル。

第三十八表　被版堰堤表

堰　堤	位置	河　川	完成年次	基礎ヨリノ高サ (m)	河床ヨリノ高サ (m)	堰頂ヨリノ長サ (m)	堰堤ノ容積 (m³)
Stony Gorge	米國	Stony Creek	1928	43	38	265	—
La Prêle	〃	—	1909	—	41	76	11,000
Jordan River	〃	Jordan	1912	38	—	231	16,000
Remmel	〃	Onachita	1924	23	—	274	23,000
Ellsworth	〃	Union	1908	22	22	152	6,000
Potasco	〃	Potasco	—	—	9	61	1,700

第十節　拱形堰堤

171. 拱形堰堤　峽谷兩岸ノ岩盤ガ相迫ツテ居ル地形ノ處ニ拱形堰堤ヲ作レバ、水壓ハ突張ツタ峽壁ニ傳ヘラレテ、重力堤ノ如ク專ラ堤底ニ傳ヘラレナイ。從ツテ拱形堰堤ノ安定ハ寧ロ資材ノ壓縮强ニ關スルモノデ、重力堰堤ニ於ケルガ如ク重量ノミニ依ラナイ。

古イ時代ノ拱形堰堤ハ主トシテ一定半徑カラ成リ、薄圓壔トシテ其應力ヲ計算シテアツタ。然シ拱形堰堤ハ薄クナク、其兩側ハ一般ニ固定シテアルカラ、從來ノ計算法ハ正確ヲ缺クニ至ツタ。薄圓壔公式ト云フノハ、r ヲ上流側拱面ノ半徑 (m)、t ヲ拱ノ厚サ (m)、σ ヲ毎方糎瓩デ表シタ壓縮應力、k ヲ毎方糎瓩デ表ハシタ荷重トスレバ

$$\sigma = \frac{kr}{t} \qquad [203]$$

例ヘバ 20 m ノ水深デハ $k=\frac{20000}{10000}=2$ kg/cm², $\sigma=40$ kg/cm², $r=100$ m トスレバ $t=2m$ トナル。又若シ 220 m ノ水深ナラバ $k=\frac{220000}{10000}=22$ kg/cm², $\sigma=42$ kg/cm² (600 lbs/in²), $r=100$ m トスレバ $t=52$ m トナル。

然ルニ一定半徑ノ拱モ、又ハ或ル與ヘラレタ高サデハ一定壔厚ヲ用フル拱デモ、材料ノ節約ハ得ラレナイ。一定半徑ノ拱デハ峽谷ノ下ノ方ホド窄マツテ居ルカラ、中心角ハ堰頂カラ堰底ニ進ム程小サクナル。然ルニ材料ノ節約ノ點カラ見レバ、中心角ハ 133.5° デナケレバナラナイ（第十二節 182 參照）。但シ實際ニハ中心角ハ凡ソ 100° カラ 120° ノ間ニ在ツテ、掘鑿費ヤ拱ノ圓味ナドニ應ジテ定メラレル。拱形堰堤ハ兩側壁ニ應ジテ固定シテ居ルカラ、同高ノ圓環トシテ考ヘレバ、側壁ト堰頂トハ最大ノもーめんとヲ有シ、而カモ其符號ハ反對デ、中間ニもーめんと零ノ點ガアル。今又兩端固定ノ梁ト考ヘ

レバ、側壁即チ固定端ノもーめんとノ大サハ堰頂又ハ中央ノもーめんとノ凡ソ2倍ニ等シイ。此點カラ見レバ拱環ハ側壁ニ近ヅクト共ニ其厚サヲ增サナケレバナラナイ理窟デアル。且ツ拱環ノ中軸ト壓力線ノ相互的關係ヲ見レバ拱頂ニ於テハ壓力線ハ中軸ノ外側ニアリ、兩側ニ於テハ其內側ニ在ルカラ、兩側ニ近イ部分デハ小サイ曲率半徑ヲ用ヒテ內外兩曲線ヲ組合セレバ兩側もーめんとノ過剩ハ稍々之ヲ緩和スルコトガ出來ル。

勿論峽壁ハ堅實デ、拱環ノ衝力ニ抵抗シ得ナケレバナラナイ。又徑間ハ餘リ大ナラズ、手頃ノ環厚ヲ以テ拱作用ヲ營ミ得ルモノナルヲ要スル。又拱ノ形ハ材料ノ經濟ノ爲ニ扁平ニ失シテハナラナイ。更ニ任意ノ拱環ノ長サト厚サノ比ハ過大デ長柱ノ要件ヲ充サナイモノデハイケナイ。以上ノ要件ハ檢證デ果シテ充サレ得ルヤ否ヤヲ檢シナケレバナラナイ。

之ヲ要スルニ理想的ノ拱形堰堤ハ全水壓ヲ拱ノ作用デ側壁ニ傳達スル構造物デアルト定義スルコトガ出來ル。勿論峽壁ハ峽谷ノ天然ノ岩壁ナルコトモアリ、又人工的ニ築造スル場合モアル。但シ此理想的ノ狀態ハ常ニ存在スルト限ラズ、水壓ノ一部ハ通例堰堤ノ重力部デ荷フ。

拱形堰堤ノ理想的位置ハ長サト高サノ比ガ小サイ峽谷デ、而カモ側壁ガ充分强固デ、且ツ殆ド對稱的ナ處デアル。但シ此ノ對稱ハ少量ノ掘鑿デ濟ム所ナルヲ要スル。

長サト高サトノ比ガ凡ソ $2\frac{1}{2}:1$ ヲ超エナイ時ニハ峽谷ノ拱形堰堤ハ經濟的デ簡單ナ構造物ガ出來ル。若シ此比ガ 5:1 トナレバ水壓ノ大部分ハ重力作用デ荷ハレル。凡ソ此値トナレバ拱ハ全ク鈍重トナルベク、更ニ之ヨリ長サガ增シ、且ツ單價ガ貴クナレバ基礎ノ地形ヲ利用シ得テ、峽谷ノ狹イ部分ガ上流ノ部分ヨリモ多ク洗掘サレテ深クナツタ場合ノ樣デナイ限リハ拱ヲ用ヒル方ガ得策カ否カ疑ハシイ。斯カル場合ニハ曲線堰堤ヲ用ヒテ此地形ヲ利用

スルノガ經濟的デアル。但シ以上ニ擧ゲタ比率ハ唯比較的ノモノデ、處ニ依ツテ著シク變ルコトガアル。

對稱的デナイトカ、又ハ連續性ノ缺ケテ居ル結果ハ計算カラ定メナケレバナラナイ。側壁ヤ基礎ヲ補ヒ、又ハ掘鑿シテ對稱ヲ得ル樣ニスルコトガ出來ナケレバ、以上ノ結果ハ拱形堰堤ヲ用ヒラレナイ程大デアル。

側壁ニ於テ遭遇スル狀態ハ複雜デアルガ、最モ困難ナ荷重狀態ハ堰堤ノ最大應力ノ時起ラナイコトガアル。卽チ最大水壓トこんくりーとノ最小溫度ノ時最大應力ガ起ル。此時側壁ニ加ハル合成力ハ最モ危險ナ方向ヲ持ツガ、側壁ノ頂點デハ通例最小ノ値ヲ持ツ。

堰堤ノ構造ハ由來複雜デアル爲メ、堰堤內應力ノ分布モ亦頗ル複雜デアル。此分布ハ彈性學ノ理論ガ示ス方法ニ依ツテ最モ明瞭ニ說明サレルガ、解法ニ一括的ノ良法ガナイ爲メ、普通ノ材料强弱學ノ方法ニ依ツテ種々ナル荷重ノ結果ヲ見出シ、更ニ檢證ニ依ツテ接近シナケレバナラナイ。

彈性學ノ理論ガ示ス一般ノ條件ハ堰堤內ノ各部ハ靜力學的平衡ヲ保タナケレバナラズ、及ビ堰堤ノ連續ハ荷重ノ爲ニ破ラレタ樣デナケレバナラナイ。從ツテ堰堤內ノ應力ハ直角座標式デ表ハサレ得ベク、又圓壔座標式ニ依ルコトガ出來ル。後者ニ於テハ堰堤ヲ垂直面デ放射線狀ニ截ツテ薄片ト地平面デ截ツタ地平拱ニ就イテ應力ノ平衡ヲ論ズルモノデ、應力ノ垂直及地平分力並ニ變形ヲ見出スコトガ出來ル。以上二種ノ座標カラ應力ノ眞ノ分布及側壁ニ荷ハレル衝力ナドガ見出サレル。

此方法ノ有效ナノハ野外及實驗室ノ測定ヲ對比スレバ著シク精密ナコトニ依ツテ說明サレタ。

堰堤ノ應力分析ノ**檢證荷重法**ハ合衆國開拓局多年ノ研究ノ結果デ、實驗室及野業ニ於テ嚴格ナ試驗ニ堪ヘ、且ツ實行可能ナノヲ目的トシテ居ル。此方

面デハ Gumer, Rohn 教授、Albert Stukie, 米國ノ Julian Hinds, Howell, C. H., Jaquith, A. C. ナドガ其開拓者デアル。其後更ニ Vogt, F., Westergaard, H. M. 及 Houk, I. E. 等ガ此方法ヲ發達セシメ、Glover, R. E. ハ初メテ檢證荷重法ヲ再檢討シテ、捩リ、接線的剪斷力及ぽあそん比ヲ包含セシメルニ至ツタ。

與ヘラレタ堰堤築造個所ニ對シテ如何ナル斷面ヲ擇ブベキヤハ各々其地點ノ特性ニ依ルモノデ、充分能ク之ヲ調査シタ上比較設計ヲシナケレバ、最モ適當ナ斷面ヲ見出スコトガ出來ナイ。

拱ノ經濟的中心角ハ前ニモ述ベタ通リ、100° 乃至 120° トサレテアルガ、之ハ溫度ノ關係ヲ無視シタモノデアル。彈性學ハ凡ソ 150° 乃至 160° ヲ與ヘ、高溫度應力ヲ用ヒル特別ノ場合ハ 180° ニ近イ値ヲ與ヘル。

最モ經濟的ナ中心角ハ側壁及基礎ノ條件ノ爲ニ稀ニシカ用ヒラレナイデ、實際ニハ必ズシモ之ヲ固執スルコトハ出來ナイ。

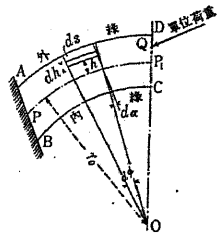
最大應力ノ地帶ハ堰堤ノ高サノ凡ソ 2/3 ノ邊ニ現ハレル。

172. 拱形堰堤ノ應力分析　第一　拱環內ノ應力　堰堤ヲ單位ノ長サニ等シイ高サノ地平面デ截ツテ若干ノ拱環ニ分ケ、是等ノ拱環ヲ各々獨立シタ拱トシテ全荷重ヲ荷フモノト考ヘルノガ、拱形堰堤ノ應力分析ノ一法デアル。然ルニ二ノ垂直面デ截ツタ竪ノ堰堤片ヲ考ヘレバ、重量カラ來ル垂直ノ力ト、水壓カラ來ル地平ノ力トハ竪片ノ轉覆ヲ生ズル傾向ガアリ、轉覆ノ安定ヲ保タナケレバナラナイ上ニ、更ニ任意ノ地平斷面ノ上ニ水壓ノ爲ニ滑動シナイ安定ヲ必要トスル。其他捩レヤ剪斷應力モ起ルガ、各拱環ニ付イテ此等ガ實用應力ノ範圍內ニ在ラナケレバナラナイ。

拱環ノ厚サハ一定ノモノモアリ、變化シテアルモノモアル。又水壓モ對稱的ノモノト非對稱的ノモノトアル。但シ孰レモ其兩端ニ固定シタモノト考ヘラレテアル。水壓ガ非常ニ小ナル場合ニハ、設計ノ簡單ノ爲ニ、一定ノ厚サノ拱環ヲ用ヒルノデアルガ、深サガ大デ、水壓ガ亦之ト共ニ大ナル場合ニハ、もーめんとヤ應力ハ兩側ニ近ヅクト共ニ大デアルカラ、材料ノ節約ノ爲メ、兩側ニ近ヅク程環厚ヲ大キクシテアル。

拱環ノ應力分析ニハ Castigliano ノ最小仕事ノ原理ト、Maxwell ヤ Mohr ノ撓ミノ原理ニ依ルモノガアル。今後者ニ依ツテ應力分析ヲ述ベル。

第二　もーめんと、衝力及剪斷ニ依ル變形　一般ニ拱環ノ或小サナ斷面ニ作用スル主ナ力ハ其斷面ニ垂直ナル衝力、全斷面ノ中心ニ對スル衝力ノもーめんと及斷面ニ平行ナ剪斷力デアル。今第三百五十九圖ニ於テ、ABCD ヲ拱環ノ或部分トシ、PP_1 ヲ其中心線トスル。中心角 $d\phi$ デ中心線カラ h ナル距離ニ在ル厚サ dh ナル環ノ長サヲ ds トスレバ、拱ノ中心 O カラ中心線マデノ半徑ヲ r_0 トシテ $ds=(r_0+h)d\phi$ デアル。今或特別ノ荷重ヲ Q 點ニ於テ全拱環ニ加ヘ、或斷面ニ軸應力 N, 彎曲應力 M, 剪斷應力 S ヲ生ジ、是等ノ應力ハ拱環ニ長サノ變形、角度ノ變形及放射狀變形ヲ生ズル。然ルニ或特別荷重ノ代リニ之ニ平行ナル單位荷重ヲ Q 點ニ加ヘルナラバ、環ノ或斷面ニ軸應力 n, 彎曲應力 m 及剪斷應力 s ヲ生ズル。ds ナル長サニ變形ヲ生ズル所ノ力ノ外部ノ仕事ハ其長サニ於ケル內部ノ仕事ニ等シイカラ、單位荷重ニ依ル Q 點ノ撓ミ δ_0 ハ長サノ撓ミ δ_{ds}, 彎曲卽チもーめんとノ撓ミ $\delta_{d\phi}$ 及剪斷ノ撓ミ δ_{dr} ト次ノ關係ヲ有スル



第三百五十九圖
拱形堰堤ノもーめんと
ト變形

$$1.\ \delta_0 = n\delta_{ds}+m\delta_{d\phi}+s\delta_{dr} \qquad [204]$$

然ルニふっく (Hooke) ノ法則カラ特別荷重ニ依ル長サ ds ノ變形ハ

$$\Delta_{as}=\frac{N}{AE}ds,\quad \Delta_{a\phi}=\frac{M}{EI}ds,\quad \Delta_{ar}=\frac{CS}{AE'}ds \qquad [204']$$

此ニ A ハ Q ヲ過グル放射横斷面ノ面積、E ハ張力及壓力ノ彈性係數、I ハ放射横斷面ノ慣性もーめんと、C ハ剪斷分布係數、E′ ハ剪斷力ノ彈性係數トスル。從ツテ特別荷重ニ依ル Q 點ノ撓ミ Δ_0 ハ PQ ニ應ズル拱背線ノ長サヲ l トシ、0 ト l トノ間ニ積分シテ

$$\Delta_0=\int_0^l\frac{Nn}{AE}ds+\int_0^l\frac{Mm}{EI}ds+C\int\frac{Ss}{AE'}ds \qquad [204'']$$

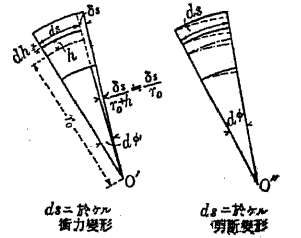
以上外力ノ爲ニ起ル變形ノ外ニ、溫度ノ變化、養生ニ依ル收縮又ハ水中沈浸ニ依ル容積ノ變化カラ起ル變形ガアル。是等諸力ノ影響ハ孰レモ拱環ノ長サ ds ヲ變化シ、軸衝力ト同一ノ效果ヲ有スルカヲ、溫度ノ變化ト同一ト考ヘルコトガ出來ル。今 c ヲ膨脹係數トシ、T°C ナル一樣ナ溫度變化ガアツタトスレバ、ds ナル長サニ $cTds$ ニ等シイ長サノ變形ガ起ル。軸衝力ニ依ル變形ハ溫度變形ノミデ、もーめんとヤ剪斷力ニ基ヅク內部ノ仕事ハ無イカラ、單位荷重ノ方向ニ於ケル撓ミハ $ncTds$ ニ等シク、全長 l ニ對シテ全撓ミ Δ_t ハ全長 l ニ對シテ

$$\Delta_t=\int_0^l ncTds \qquad [204''']$$

ニ等シイ。從ツテ Q 點ノ全撓ミ Δ ハ特別荷重及溫度カラ起ル變形ヲ 0 ト l ノ間ニ積分シテ

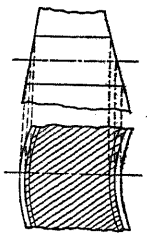
$$\Delta=\int_0^l\frac{Nn}{AE}ds+\int_0^l\frac{Mm}{EI}ds+C\int_0^l\frac{Ss}{AE'}ds+\int_0^l ncTds \qquad [205]$$

是レ 0 ト l ノ間ニ拱環ノ變形ガ生ズル。或ル特定ノ方向ニ於ケル任意ノ點 Q ノ撓ミヲ表ハス一般公式デアル。此外拱環ノ衝力 N ノ爲ニ長サ ds ガ δ_s 丈ケ變形シ、$\frac{\delta s}{r_0}$ 丈ケノ角變化ヲ生ズル。然シ δ_s ハ r_0 ニ比スレバ甚ダ小サイカラ、角變化延イテハ δ_s ハ省略シテ差支ナイ。同樣ニ剪斷力ニ依ル角變化ハ亦之ヲ省略シテ差支ナイ。從ツテ [205] ハ一般ニ全撓ミ公式ト考ヘテ差支ナイ。以下厚サガ變化スル對稱的拱環、一樣ナ厚サノ單心拱環、一樣ナ厚サノ多心拱環及變化スル厚サノ非對稱的拱環ニ就イテ述ベル。而シテ應力ハ一般ノ撓ミヲ表ハス公式 [205] ニ基イテ見出スモノトスル。



第三百六十圖　衝力變形ト剪斷變形

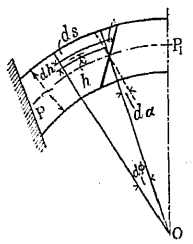
第三　拱環ノ厚薄ト應力ノ分布　拱形堰堤ノ上流側及下流側ハ夫々異ナル法リヲ以テ傾斜シテ居ルカラ、單位ノ長サニ等シイ距離ノ高サノ差ヲ持ツタ二ノ地平面デ堰堤ヲ截レバ、上下二ノ地平斷面ヲ得ル譯デアル(第三百六十一圖)。然シ簡單ノ爲メ其中央ノ地平斷面ヲ取リ、之ヲ以テ拱環ノ厚薄ニ係ハラズ、前ノ厚ミノアル地平片ヲ表ハスコトガ出來ル。但シ此地平斷面ハ荷重ヲ加ヘル前ニハ平面ト考ヘラレルガ、荷重ヲ加ヘタ後ハ必ズシモ然ラズ。又拱環ヲ放射狀ニ截ツタ横斷面モ同樣デアル。然シ薄イ拱環ノ應力分布ハ之ヲ平面的ト考ヘラレルガ、厚イ拱環ノ應力分布ハ曲面的ト考ヘナケレバナラナイ。


第三百六十一圖
拱形堰堤ノ地平斷面圖

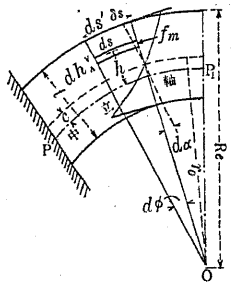
今拱環ノ厚サガ其曲率半徑ノ長サノ凡ソ 5 分ノ 1 ヨリ小ナラバ之ヲ薄イモノト呼ビ、之ヨリ大ナラバ之ヲ厚イモノト呼ンデ、拱環ノ厚薄ヲ區別スルコトヽスル。薄拱環デハ其內外面卽チ拱腹線及拱背線ノ緣維ノ長サニ大差ガナイカラ、拱環ハ直線ト同ジ働キヲ爲スモノト考ヘテモ誤差ハナク、應力ノ分布モ平面的デ、中立軸モ放射斷面ノ重心軸ト同一ト考ヘルコトガ出來ル。此假定ヲ用ヒレバ拱環ノ應力關係ガ著シク簡單化シ、曲率半徑ガ拱環ノ厚サ

ノ 5 倍ニ達シ、拱ノ中心角ガ小サイ場合ニハ、誤差ハ 2% 以内ト言ハレ、中心角ガ大ナ時ハ更ニ誤差ガ少イ。然シ平面變形ニ對スル平面應力分布ノ假定カラ起ル誤差ハ拱環ノ厚サト曲率半徑ノ比ガ增スト共ニ增加スル。是レ拱腹線ノ緣維ノ長サハ拱背線ノ其レト比較スレバ最早同長デナク、言フ迄モナク後者ヨリ短クナツテ居ル爲デアル。換言スレバ厚イ拱デハ平面的變形分布ヲ假定スレバ應力分布ハ最早平面的ナルヲ得ナイ。

第三百六十二圖ニ於テ薄拱ノ PP_1 ハ中心線デ且ツ中立軸デ、薄拱環ノ應力分布ハ直線ト考ヘルコトガ出來ル。然シ第三百六十三圖ノ如ク厚拱環トナ



第三百六十二圖
薄拱環ノもーめんと變形



第三百六十三圖
厚拱環ノもーめんと變形

レバ中立軸ハ中心線ヨリモ拱腹又ハ內側ニ移動シ、應力ヲ表ハス應力圖ハ曲線ヲ爲ス。今もーめんとノ爲ニ輻射線 OO' ガ $d\alpha$ ナル變化ヲ爲スモノトスレバ、中立軸カラ h ナル距離ニアル小サイ環ハ δ_s ナル變形ヲ生ジ、f_m ナル應力ヲ受ケル。從ツテ第三百六十二圖ニ於テハ拱石ノ內外面ハ平行デアルカラふっくノ法則カラ

$$\delta_s = \frac{f_m dh ds}{E dh} = \frac{f_m ds}{E} \tag{1}$$

E 及 ds ハ一定ト考ヘ得ルカラ、δ_s ハ f_m ニ比例シ、又ハ f_m ハ δ_s ニ比例スル。然ルニ $\delta_s = h d\alpha$ デ $d\alpha$ ハ一定ナレバ f_m ハ h ニ比例スル。即チ應力

ノ分布ハ直線的デアル。然ルニ第三百六十三圖ニ於テハ $\delta_s = \frac{f_m ds}{E}$ 式ノ E ハ一定デアルガ、ds ハ中立軸カラノ距離ニ準ジテ變化スル。中心 O ニ於テ $d\phi$ ノ夾ム拱背線ノ長サヲ ds', 中立軸及拱背線ノ曲率半徑ヲ夫々 r_0 及 R_e トスレバ、中立軸カラ h ナル距離ニ在ル $d\phi$ ノ夾ム長サ ds ハ $ds = (r_0+h)d\phi$ 及 $ds' = R_e d\phi$ デアルカラ

$$\frac{ds}{ds'} = \frac{(r_0+h)d\phi}{R_e d\phi} = \frac{r_0+h}{R_e} \tag{2}$$

從ツテ

$$ds = \frac{r_0+h}{R_e} ds' \tag{3}$$

故ニ又

$$\delta_s = \frac{f_m(r_0+h)}{R_e E} ds' \tag{4}$$

r_0, ds', R_e 及 E ハ一定デ唯 h ハ可變量デアルカラ δs ハ $f_m(r_0+h)$ ニ從ツテ變化スル。或ハ f_m ハ $\frac{\delta_s}{r_0+h}$ ニ從ツテ變化スル。又 $\delta_s = h dx$ デアルカラ

$$h d\alpha = \frac{f_m(r_0+h)}{R_e E} ds' \tag{5}$$

又ハ

$$f_m = \frac{R_e E h d\alpha}{(r_0+h)ds'} = \left(\frac{R_e E d\alpha}{ds'}\right)\frac{h}{r_0+h} \qquad [206]$$

是レ拱環ノ斷面ニ荷重ヲ加ヘタ場合ノ曲ゲ應力ヲ表ハスモノデ、f_m ト h トハ雙曲線ノ關係ヲ爲シ、應力ノ分布圖ハ亦一ノ雙曲線ヲ爲シテ居ル。

第四　厚拱環ノ中立軸　厚拱環ノ中立軸カラ h ナル距離ニ在ル拱環ノ小サイ部分厚サ dh ヲ取リ、其曲ゲ應力ノ强サヲ f_m トスレバ dh ノ上ノ全曲ゲ應力ハ $f_m . 1 \times dh = f_m dh$ デアル。δ_s ヲ變形トスレバ (1) カラ $\delta_s = \frac{f_m ds}{E}$ 又ハ

$f_m=\frac{E\delta_s}{ds}$ 且ツ $\delta_s=hd\alpha$ デアルカラ

(6)　$$f_m dh=\frac{Ed\alpha h dh}{ds}$$

又ハ $ds=(r_0+h)d\phi$ デアルカラ

$$f_m dh=\frac{Ed\alpha h dh}{(r_0+h)d\phi} \qquad [207]$$

拱環ノ全斷面ニ於ケル曲ゲ應力ノ和 S_b ハ 0 ニ等シイカラ、中立軸ト中心線ノ間ノ距離ヲ c トスレバ、第三百六十三圖カラ

(7)　$$S_b=\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c} f_m dh=\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c}\frac{Ed\alpha h dh}{(r_0+h)d\phi}=0$$

然ルニ E, $d\phi$, $d\alpha$ ハ一定ノ材料及荷重ニ就イテハ一定ト假定シ得ベク、從ツテ

(8)　$$\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c}\frac{h dh}{r_0+h}=0$$

又ハ $\frac{h}{r_0+h}=1-\frac{r_0}{r_0+h}$ デアルカラ、(8) ハ

(9)　$$\begin{cases}\displaystyle\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c} dh-\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c}\frac{r_0 dh}{r_0+h}\\ \qquad =t-r_0\ln\left(r_0+\frac{t}{2}+c\right)+r_0\ln\left(r_0-\frac{t}{2}+c\right)=0\end{cases}$$

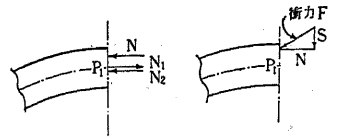
然ルニ $r_0+\frac{t}{2}+c=R_e$, $r_0-\frac{t}{2}+c=R_e-t$ デアルカラ

$$r_0=\frac{t}{\ln\left(\frac{R_e}{R_e-t}\right)} \qquad [208]$$

且ツ中心線ノ半徑ヲ r_c トスレバ勿論

$$c=r_c-r_0 \qquad [208']$$

第五　薄拱環ノ單位壓縮應力　薄拱環ノ斷面ニ衝力 F ヲ受ケタ場合ニ、一般ニ其中心線カラ外レテ居ツテ、之ヲ其斷面ニ垂直ナ衝力 N 及斷面ニ平行ナ剪力 S ニ分解スルコトガ出來ル。今若シ中心線ニ N ニ等シク且ツ相反シテ居ル二ノ力 N_1 及 N_2 ヲ考ヘルナラバ一方ノ力 N_1 ハ N トもーめんと偶力ヲ形ヅクリ、他ノ力 N_2 ハ全斷面ニ一樣ナ壓縮應力ヲ與ヘル。N_2 カラ來ル單位壓縮應力ヲ f_n トスレバ、N_2 ハ N ニ等シイカラ



第三百六十四圖
薄拱環ノ單位壓縮應力

$$f_n=\frac{N}{t} \qquad [209]$$

又單位曲ゲ應力 f_m ハ $M=f_m\frac{I}{\frac{t}{2}}$（I ハ慣性もーめんと）カラ $I=\frac{t^3}{12}$ デアルカラ

$$f_m=\pm\frac{M\frac{t}{2}}{\frac{t^3}{12}}=\pm\frac{6M}{t^2} \qquad [210]$$

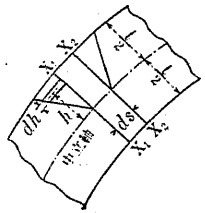
從ツテ單位壓縮應力 f ハ $f=f_n+f_m$. デ

$$f=\frac{N}{t}\pm\frac{6M}{t^2} \qquad [211]$$

第六　薄拱環ノ單位剪斷應力　拱環ノ斷面內ニ剪斷力ガ如何ニ分布セラレルヤヲ見出ス爲ニ、中立軸ニ直角ナ二ノ斷面 X_1X_1 及 X_2X_2 ヲ考ヘ、其間ニ ds ナル距離ヲ有スルモノトスル。中立軸カラ h ナル距離ニ dh ナル小サイ厚サノ拱環ノ部分ヲ取レバ、小面積 $1.dh$ ニ對スル直應力 f_s ハ M ヲ曲ゲもーめんと、I ヲ慣性もーめんとトスレバ

(10) $$f_s = \frac{Mhdh}{I}$$

小面積 dh ノ上ノ全直もーめんと應力ヲ N トスレバ、N ハ圖ノ中立軸ノ上ノ三角形ニ依ツテ表ハサレタ應力ヲ積分シテ得ラルベク、



第三百六十五圖
薄拱環ノ單位剪斷應力

(11) $$N = \int_h^{\frac{t}{2}} \frac{Mhdh}{I}$$

ds ナル趣離ノ變化ニ伴フ N 及 M ノ變化ヲ $\frac{dN}{ds}$ 及 $\frac{dM}{ds}$ トスレバ

(12) $$\frac{dN}{ds} = \frac{dM}{ds}\int_h^{\frac{t}{2}} \frac{hdh}{I}$$

$\frac{dN}{ds}$ ハ地平剪力 f_h ニ等シク、$\frac{dM}{ds}$ ハ竪ノ剪斷力 S ニ等シイ。從ツテ

$$f_h = \frac{S}{2I}\left(\frac{t^2}{4} - h^2\right) \qquad [212]$$

然ルニ斷面ノ一點ニ於ケル竪ノ剪斷力ハ地平剪斷力ニ等シイカラ、$f_h = f_s$. 又 $I = \frac{t^3}{12}$ デアルカラ

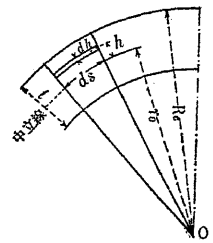
$$f_s = \frac{6S}{t^3}\left(\frac{t^2}{4} - h^2\right) \qquad [213]$$

f_s ト h トノ關係ハ拋線デアル。此式ニ於テ $h = \frac{t}{2}$ ナレバ $f_s = 0$ トナル。又 $\frac{df_s}{dh} = 0$ ヲ作レバ $\frac{6S}{t^3} \cdot 2h = 0$ 即チ $h = 0$ ノ時 f_s ハ最大デ

$$f_s = \frac{3S}{2t} \qquad [214]$$

$\frac{S}{t}$ ハ斷面上ノ平均剪斷力デアルカラ、中立軸上ノ剪斷力ハ平均剪斷力ノ 1.5 倍ニ等シイ。

第七 厚拱環ノ壓縮應力 厚拱環ニ於テモ亦一ノ斷面ニ於ケル衝力 F ハ一般ニ中立軸カラハ偏シテアツテ、之ヲ斷面ニ直角ナ力 N ト、之ニ平行ナ力 S ニ分解スルコトガ出來、前ノ場合ト同ジク N ガ中立軸カラ外レテ居ル爲メ、中立軸ノ上ニ N ニ等シク且ツ相反スル力ヲ考ヘレバ、前ノ偏心ノ N ト曲ゲもーめんとヲ生ズルモノト、壓縮ヲ生ズルモノト出來ル。然ルニ曲ゲもーめんとカラ來ル應力ニシテモ、壓縮カラ來ル應力ニシテモ、平面的分布ヲ爲サナイ。



第三百六十六圖
厚拱環ノ單位壓縮應力

今中立軸ニ平行デ之カラ h ナル距離ニ在ル厚サ dh, 單位ノ長サノ幅ヲ有スル小サイ面積ヲ考ヘレバ、中立軸ノ上ノ壓縮應力ハ强サ f_n ヲ此小面積上ニ及ボシ、更ニ曲ゲもーめんとノ爲ニ强サ f_m ナル曲ゲ應力ヲ同ジク此小面積上ニ及ボス。卽チ一ノ斷面上ノ壓縮應力ハ之ニ直角ノ方向ニ表ハレル壓縮力ト、曲ゲもーめんとカラ來ルモノトカラ成ル譯デアル。

(一) 垂直力カラ來ル壓縮應力 前ニ述ベタ樣ニ

(13) $$N = \int f_n dh$$

端面積 $dh.1$ ナル小角壜ガ $f_n dh$ ナル力ヲ受ケタ場合ニ、δ_n ヲ其撓ミトスレバ $\delta_n = \frac{f_n dh ds}{E dh}$ デアルカラ $f_n dh = \frac{E\delta_n dh}{ds}$ デ、從ツテ

(14) $$N = \int \frac{E\delta_n dh}{ds}$$

然ルニ $ds = (r_0 + h)d\phi$ デアルカラ

$$N = \frac{E\delta_n}{d\phi}\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c} \frac{dh}{r_0 + h} = \frac{E\delta_n}{d\phi}\ln\frac{R_e}{R_e - t} \qquad [215]$$

E, δ_n 及 $d\phi$ ハ凡テ定數デアルカラ

(15) $$\frac{E\delta_n}{d\phi} = \frac{N}{\ln\frac{R_e}{R_e - t}}$$

ふっくノ法則カラ

$$f_n = \frac{E\delta_n}{ds} = \frac{E\delta_n}{(r_0+h)d\phi} \tag{16}$$

従ツテ

$$\frac{E\delta_n}{d\phi} = (r_0+h)f_n \tag{17}$$

之ヲ [215] =代入スレバ

$$f_n = \frac{N}{(r_0+h)\ln\frac{R_e}{R_e-t}} \tag{216}$$

拱背線デハ $r_0+h=R_e$, 且ツ拱背線ノ應力ハ $f_n=f_e'$ デ

$$f_e' = \frac{N}{R_e \ln\frac{R_e}{R_e-t}} \tag{217}$$

然ルニ [208] カラ $\ln\left(\frac{R_e}{R_e-t}\right)=\frac{t}{r_0}$ デアルカラ

$$f_e' = \frac{Nr_0}{R_e t} \tag{218}$$

又拱腹線ニ於テハ、$r_0+h=R_e-t$ デ、且ツ $f_n=f_i''$ トナリ

$$f_i'' = \frac{N}{(R_e-t)\ln\frac{R_e}{R_e-t}} \tag{219}$$

及ビ

$$f_i'' = \frac{Nr_0}{(R_e-t)t} \tag{220}$$

（二）曲げもーめんとニ依ル壓縮應力　曲ゲもーめんとカラ起ル應力ハ [207] カラ

$$f_m dh = \frac{Ed\alpha h dh}{(r_0+h)d\phi} \tag{18}$$

然ルニ曲ゲもーめんとハ $f_m h dh$ ヲ積分シタモノデアルカラ、

$$M = \int f_m h dh \tag{19}$$

又ハ

$$M = \frac{Ed\alpha}{r_0 d\phi}\int_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c}\frac{r_0 h^2 dh}{r_0+h} \tag{221}$$

然ルニ r_0 ハ h ニ比シテ大キイカラ $r_0+h\fallingdotseq r_0$, 従ツテ前ノ積分ハ

$$\int h^2 dh = \frac{h^3}{3}\Big]_{-\left(\frac{t}{2}-c\right)}^{\frac{t}{2}+c} = \frac{t^3}{12} \tag{20}$$

即チ斷面ノ慣性もーめんとニ等シク、之ヲ I トスレバ

$$M = \frac{Ed\alpha}{r_0 d\phi} I \tag{222}$$

[207] 及 [222] カラ $\frac{Ed\alpha}{d\phi}$ ヲ作ツテ之ヲ等シクスレバ、

$$f_m = \frac{Mr_0 h}{(r_0+h)I} \tag{223}$$

[223] ニ $h=\frac{t}{2}+c$, $r_0+h=R_e$ ヲ代入スレバ曲ゲもーめんとカラ起ル拱背線ノ應力 f_m' ハ

$$f_m' = \frac{Mr_0\left(\frac{t}{2}+c\right)}{R_e I} \tag{224}$$

若シ又 $h=-\left(\frac{t}{2}-c\right)$, $r_0+h=R_e-t$ ヲ代入スレバ拱腹線ノ應力 f_m'' ハ

$$f_m'' = -\frac{Mr_0\left(\frac{t}{2}-c\right)}{(R_e-t)I} \tag{225}$$

（三）直應力及曲ゲもーめんとヨリ起ル應力　厚拱環ノ壓縮應力ノ直應力及曲ゲもーめんとカラ起ルモノヽ拱背線ノ合成應力ヲ作レバ [218] 及 [224]

ヲ加ヘテ $f_e=f_e'+f_m'$

$$f_e=\frac{Nr_0}{R_et}+\frac{Mr_0\left(\frac{t}{2}+c\right)}{R_eI} \qquad [226]$$

[220] 及 [225] ヲ加ヘテ $f_i=f_i''+f_m''$

$$f_i=\frac{Nr_0}{(R_e-t)I}-\frac{Mr_0\left(\frac{t}{2}-c\right)}{(R_e-t)I} \qquad [227]$$

第八　厚拱環ノ單位剪斷應力　厚拱環ノ斷面任意ノ點ニ於ケル剪斷應力ノ强サハ薄拱環ト同樣ニ之ヲ求メルコトガ出來ル。此應力ノ强サハ中立軸ニ最大デ、絲維デ0トナル。但シ拱環ノ剪斷應力ハ比較的必要性ガ少イカラ、厚薄共通ニ之ヲ見出シ得ルノト併セテ、之ヲ省略スルコトヽスル。

第九　結論　以上述ベタ所ニ依リ、種々ノ拱環ニ於ケル衝力、もーめんと及剪斷力ニ依ル應力ノ關係ヲ明カニシタ。以下單拱多拱等ノ夫々異ナル形ノ堰堤ニ付イテ之ヲ通用スベキモノデアル。

173. 拱形堰堤ノ應力分析トシテノ檢證荷重法　拱形堰堤ハ縱ニ考ヘタ片持梁ト、橫ニ考ヘタ地平拱トカラ成リ、水壓、自重ト溫度荷重ヲ受ケテ共通點ニ相等シイ撓ミヲ生ズルモノデアルト假定サレル。實際ノ計算ニハ水ト自重ト溫度ノ荷重ガ梁ト拱ニ依ツテ負擔スル割合ヲ假定シ、夫々共通點ノ撓ミヲ見出ス。然ルニ其撓ミノ量ガ不同ナラバ、荷重負擔ヲ變化シテ再ビ撓ミヲ見出シ、兩々相合スルマデ幾タビカ計算ヲ繰返ス。斯クシテ兩方ノ撓ミガ一致シタ時此ノ最後ノ荷重分布カラ應力ヲ計算スルノデアル。初メはゐる (Howell) ヤじゃっきす (Jaquith) ガ此方法ヲ唱導シタガ、其計算ニ捩リト剪斷力ノ影響ヲ考入レナカツタ。其後梁ト拱ニ捩リヲ考入レ、地平斷面ニ剪斷應力ヲ考入レ、竪ノ輻射斷面ニ於ケル之ニ應ジタ剪斷應力ヤぽあそん比ノ影響ヲ考入レル樣ニナツタ。從ツテ撓ミノ等一ヲ期スル爲メ、荷重ヲ調整スル外ニ、捩リ、剪斷力及ぽあそん比ニ對シテ荷重ヲ整理シナケレバナラナイ。ゑすたーがーど (Westergaard) ノ發表シタ方法ハ卽チ是デアル。

174. 變化シタ水荷重ノ下ニ拱環ノ應力　一般ニ拱形堰堤ノ應力分析ニハ各地平拱環ノ水壓ハ一樣ニ等シイモノト考ヘテアルガ、前ニ述ベタ如ク竪ノ片持梁デ荷重ノ一部ヲ受ケ、殘リノモノヲ地平拱デ荷フモノトスル檢證荷重法ニ依レバ、同一地平ノ拱環ガ荷フベキ水荷重又ハ水壓ハ一樣デナクナリ、N_0, M_0, S_0 ノ積分デ求メル代リニ、單ニ加算ニ依ツテ求メナケレバナラナイ。

175. 拱形堰堤ノ模型實驗　前ニ述ベタ如ク拱形堰堤ノ應力分析ニハ多少不安ノ點ガアル爲メ、模型ヲ作ツテ撓ミヤ應力ヲ研究スル方法ガ多ク用ヒラレル樣ニナリツヽアル。卽チ之ニ依ツテ撓ミヤ應力ノ正確ナ數字的解法ノ原理ヲ把握セントスルモノデ、此方面ニ光明ガ期待サレテアル。而シテ類似ノ理論ト模型ハ此方面ニ應用ヲ見出サントシツヽアルノデアル。彼米國ノぶーるだー堰堤ノ模型實驗ノ如キハ非常ナ大規模ヲ以テ行ハレタ。

第十一節　單拱堰堤

176. 單拱堰堤　單拱堰堤ト云フノハ單一半徑ノ拱形堰堤デ、水壓ニ堪ヘ、峽壁ニ適スル適當ナ形ノ拱環ヲ擇ビ、最モ經濟的ニ、最モ安定ナモノデナケレバナラナイ。勿論堰堤ノ底部及側壁ニ對スル基礎ヤ、引出口、餘水吐其他ノ附帶設備ヲモ考慮スベキデアル。

拱環ノ形ハ其半徑ノ長サ、中心角ノ大サ、環軸ノ長サ及水壓又ハ堰堤ノ高サニ依ツテ異ナル。與ヘラレタ水壓ニ對シテ薄イ拱環ノ應力ハ半徑ガ增スト共ニ增シ、厚サガ增スト共ニ減ズル。從ツテ半徑ノ減少ハ應力ノ減少ヲ招ギ、之ハ亦環厚ノ減少ヲ許ス。勿論一定ノ徑間卽チ峽谷ノ幅ニ對シテハ環長又ハ

拱ノ長サヲ增ス。厚サヲ減ズル爲ニ得ル經濟上ノ利益ハ半徑ガ徑間ノ凡ソ 5/9 ニ等シイ時ニ最大トナル。卽チ中心角ガ凡ソ 134° デアル。大キイ中心角ノ利益ハ理論上經濟的ノ角度卽チ前述ノ 134° ニ近イ値ニ徐々變化シ、且ツ長サト厚サノ細リ率ハ凡ソ 120° ノ實際的限度ヲ示シ、細リ率ハ一般ニ 30 乃至 50 ノ間ニ在ル。近似的ニ徑間ト半徑ノ比ハ底部ノ拱デ 4/3, 頂部ノ拱デ 9/5 ニ漸次增加スル。卽チ中心角ハ底ニ於テ 84°, 頂ニ於テ 120° デアル。薄壁公式ニ於テ壓縮應力ヲ p (kg/cm²), 拱ノ水壓ヲ q (kg/cm²), 上流側ノ半徑ヲ r (米)、拱ノ厚サヲ t (米) トスレバ、拱ノ厚サ t (米) ハ略ボ $t=\frac{qr}{p}$ カラ定メルコトガ出來ル。

拱環ヲ凡テ對稱的又ハ殆ド對稱的ナラシメル樣ニ設計スルコトガ出來レバ應力ノ計算ハ簡單デアル。堰堤築造個所ノ峽谷橫斷面ガ二等邊三角形トカ、二等邊梯形トカ、又ハ竪軸ヲ有スル對稱曲線ヲ爲シテ居ラバ、拱ノ中立軸內ノ圓頂及中立軸ノ重心ハ凡ベテ同一垂直面中ニ在ルガ、若シ斜三角形又ハ斜梯形ナラバ、中立軸ノ圓頂及其重心ハ斜面內ニ來ルベシ。以上二ノ場合ハ孰レモ其拱環ハ適當ナ施設ノ下ニ對稱ヲ爲シ、對稱的ノ荷重ヲ受ケル。然シ峽谷ノ斷面ガ三角形トカ梯形トカ、又ハ平行四邊形ノ樣ナ直線輪廓ヲ爲シテ居ラナイカ、又ハ斜面ニ對シテ對稱的ノ曲線輪廓ヲ爲シテ居ラナイナラバ、單一垂直面又ハ斜面ニ對シテ拱環ハ對稱ヲ爲サナイ。唯峽谷ノ輪廓ガ多少不規則デモ此不規則ガ小サイ場合ニハ、垂直面又ハ斜面ニ對シテ對稱ヲ爲スモノト考ヘテモ其誤差ハ小サイ。勿論一定ノ曲率ト一樣ナ厚サノ拱環ノ場合ニハ對稱ニ關シテ困難ハ起ラナイガ、厚サガ變リ曲率モ變ル拱環ニハ對稱ニ關スル困難ヲ免レナイ。

元來こんくりーとガ硬化スレバ其長サノ 0.0003 乃至 0.0005 ノ收縮ヲ生ジ、攝氏 10° 乃至 28° 溫度降下ニ相當シテ居ルガ、勿論こんくりーとノ容積

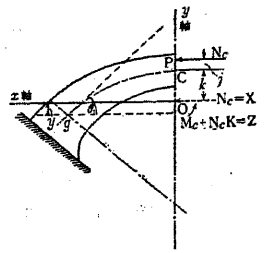
ノ變化ハ其溫度ヤ含水量ニ依ツテ異同ヲ來ス。

今溫度ノ變化ヲ $\pm\tau$, 拱環ノ斷面內軸應力ヲ ν, こんくりーとノ溫度ニ依ル伸縮係數ヲ c トスレバ、溫度ノ變化カラ起ル撓ミ Δ' ハ s ナル長サニ對シテ

$$\Delta' = \pm\int_0^s c\nu\tau ds \qquad [228]$$

此等式ハ [205] ノ初ノ三式ガ消滅シタモノデ、溫度ノ變化ニ依ツテ生ズル拱環ノ應力ハ拱肋ノ短縮ニ依ツテ生ズル應力ト同ジク、溫度ノ降下ハ τ ノ負號ニ相當ス。

今一般ニ一ノ拱環ノ左半部ヲ考ヘ、其拱背ガ圓形、拱腹ガ合成圓形ヲナシ、所謂厚拱環デ其厚サガ變化シタモノヲ取レバ、其中立軸モ亦合成圓形トナル。直角座標ノ基點ヲ拱環ノ重心又ハ彈性中心 O ニ置ケバ、拱ノ對稱軸ノ上、拱頂ノ中心 C ト O トハ k ナル距離ニ在リ、y 軸ヲ對稱軸トスル。拱ノ右半部ヲ除イテ拱頂 P 點ニ 1 個ノ力 N_c ガ斷面ニ直角ニ働クモノトシ、PC=j トスル。二ノ N_c ニ等シク且ツ相反スル力ヲ C ニ働クモノト假定スレバ、1 個ノ力 N_c ノ結果ハ中心 C ニ働ク直角地平力 N_c ト $N_cj=M_c$ ニ等シイもーめんとヲ生ズル力ガ時計ノ針ト反對ノ方向ニ働イテ居ルモノノ二ノ結果ニ等シイ。



第三百六十七圖　拱環ノ平衡

次ニ N_c 及 M_c ノ代リニ彈性中心 O ニ X ナル地平冗力ト Z ナルもーめんとヲ考ヘ、是等ガ N_c 及 M_c ニ等シイ結果ヲ拱環ニ及ボスモノト假定スル。之ニハ斷面ニ垂直ナ力ハ O ニ働イテ X=N_c デ、又 O ニハ N_c ニ等シイモノト反對ナ力トヲ想定スレバもーめんと Z ヲ生ジ、Z=M_c+N_ck ヲ得

ルノデアル。

若シ冗力 X 及 Z ヲ除イテ拱環ノ左半部ヲ左側壁カラ水壓ヲ受ケル片持梁トシテ存在スルモノトスレバ、拱頂斷面ハ Δ' 丈ケノ撓ミヲ生ジ、其方向ハ X ノ働ク方向ニ反對シ、もーめんと Z ニ反對シテ α' 角丈ケ時計ノ針ノ方向ニ回轉スル。但シ之ヲ舊位置ニ復スルニハ X 及 Z ニ等シイ丈ケノ力ヲ要スル譯デアル。

更ニ水荷重ヲ除イテ假リノ單位荷重ト假リノ單位偶力ヲ夫々 X 及 Z ヲ加ヘタ點ニ、且ツ其同一方向ニ働カシメタト考ヘルナラバ之ガ爲ニ拱環ヲ長サ Δ_1 丈ケ撓メ、角距離 α_1 丈ケ回轉スル。水荷重ニ基ツク全撓ミノ和ト、假リノ單位荷重ト X ニ基ヅク撓ミノ和ハ 0 ニ等シクナケレバナラナイ。卽チ $\Delta'+X\Delta_1=0$ 及 $\alpha'+Z\alpha_1=0$. 從ツテ

$$\left.\begin{aligned} X &= -\frac{\Delta'}{\Delta_1} \\ Z &= -\frac{\alpha'}{\alpha_1} \end{aligned}\right\} \qquad [229]$$

彈性中心ハ拱環ノ重心ニ在ルカラ

$$k = \frac{\int \frac{y'ds}{I}}{\int \frac{ds}{I}} \qquad [230]$$

今溫度ノ變化ニ依ル地平冗力 X 及衝力 N, もーめんと M 並ニ剪斷力 S ヲ擧ゲンニ、θ_1 ヲ中立軸ノ上ノ一點 g ノ接線ト弦ガ爲ス角トスレバ [205] ノ $N=n=\cos\theta_1$, $M=m=-y$, $S=s=\sin\theta_1$ デ地平冗力 $N_c=X$ ハ次ノ如クナル

$$X = \frac{-\int_0^s \cos\theta_1 cT ds}{\int_0^s \frac{\cos^2\theta_1 ds}{AE} + \int_0^s \frac{y^2 ds}{EI} + 3\int_0^s \frac{\sin^2\theta_1 ds}{AE}} \qquad [231]$$

$$\left.\begin{aligned} N &= X\cos\theta_1 \\ M &= -Xy \\ S &= X\sin\theta_1 \end{aligned}\right\} \qquad [231']$$

以上公式ハ單ニ其成果ヲ擧ゲルニ止メ、其導出ハ之ヲ省略スル。

塊こんくりーと內溫度ノ變化ハ實驗セラレタモノモ少クナイガ、一般ノ法則ハ尙ホ明瞭ヲ缺イテ居ル。從ツテ拱ノ設計ニハ拱環ノ溫度變化ハ一方ノ表面カラ他ノ表面ニ一樣ニ移動スルモノト假定スル。從ツテ貯水池滿水ノ場合ニハ上流側ノこんくりーとノ溫度ハ水溫ニ從ヒ、下流側ノこんくりーとノ溫度ハ氣溫ニ依ルモノト考ヘラレルノデアルガ、勿論堰堤堤體內ハ之等ト異ナル溫度ヲ有シテ居ル。然シ堰堤內ノ溫度ノ較差ハ貯水池內ノ水溫ノ振幅ニ等シク、又夏ノ平均水溫ト冬ノ平均水溫ノ差ト略ボ同一ト考ヘルコトガ理窟上當然デアル。塊こんくりーとデ測ツタ若干ノ觀測ニ依レバこんくりーとノ外部ノ溫度ノ較差ト內部ノ溫度ノ關係ハ大凡次ノ如クデアル。y ヲ堰堤內ノ任意ノ一點ニ於ケル溫度ノ較差（攝氏度）、x ヲ堰堤面カラ其點ニ至ル距離（米）、C ヲ常數トスレバ

$$y = \frac{C}{\sqrt{x}} \qquad [232]$$

C ハ堰堤所在地ノ氣溫ニ依ツテ異ナルベキデアルガ、凡ソ 18.6 デアル。例ヘバ $x=3.46$ m ナレバ $y=\frac{18.6}{\sqrt{3.46}}=10°$ トナル。

堰堤ノ設計ニハこんくりーとノ平均溫度ヲ用フベキデアルカラ、拱環ノ厚サノ半分ニ就イテ y ノ平均ノ値 η ヲ見出サナケレバナラナイ。卽チ ξ ヲ拱ノ厚サトスレバ

$$\eta = \frac{\int_0^{\frac{\xi}{2}} y dx}{\int_0^{\frac{\xi}{2}} dx} = \frac{\int_0^{\frac{\xi}{2}} \frac{C dx}{\sqrt{x}}}{\int_0^{\frac{\xi}{2}} dx} = \left[\frac{2C\sqrt{x}}{x}\right]_0^{\frac{\xi}{2}}$$

又ハ

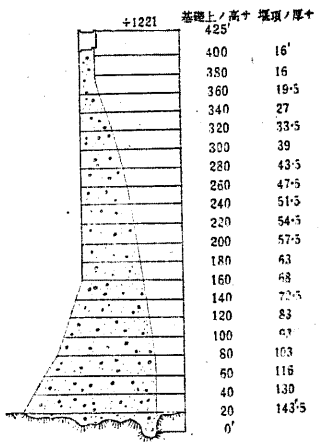
$$\eta = \frac{2\sqrt{2}C}{\sqrt{\xi}} \qquad [233]$$

例ヘバ C=18.6 トスレバ [233] ハ $\eta=\frac{26.3}{\sqrt{\xi}}$ トナル。故ニ ξ=4 m ナレバ η=13.2° トナル。[233] ハこんくりーとノ硬化熱ガ消散シタ後あすふぁるとヲ流込ンダ伸縮接合ノ堰堤部ニ適用スルコトガ出來ル。今若シこんくりーとガ平均季節溫度ノ時堰堤ニぐらうとヲ押入レルナラバ [233] カラ計算シタ η ノ半分ヲ取リ、應力ハ其溫度丈ケ低下スルモノトシテ計算シ、之ヲ全水壓カラ起ル應力ト組合ハセレバ良イ。

水ニ浸漬シテ居ル爲ニこんくりーとノ容積ガ變化スルコトモ、亦拱環ノ至ル處水硬ノ度ヲ同ジクシナイカラ、堰堤ノ斷面至ル處ニ異ナツテ居ル。水ニ浸漬シタこんくりーとノ膨脹ハ凡ソ硬化ノ際ノ收縮ニ等シイ。而シテ拱環ノ設計ニ當ツテハ養生ト浸漬ノ結果、こんくりーとノ收縮ハ攝氏 5° 乃至 10° ノ溫度低下ニ呼應スル。

177. **ぢあぶろ堰堤**　米國わしんとん州しぁとる市ノ西北凡ソ 102 哩ノすかぢっと河 (Skagit R.) ニ作ラレタぢあぶろ堰堤 (Diablo Dam) ハ市營發電ノ目的ヲ以テ作ラレタモノデ、現在9萬 kW ノ水力發電ノ機能ヲ有スルガ、將來ハ其 2 倍ニ擴張スル豫定ニナツテ居ル。

堰堤築造個所ハ氷河ノ痕ノアル片麻岩ノ懸崖峽谷デアツテ、側壁ハ 180 呎ノ間殆ド垂直ニ河床ノ上ニ立チ、僅カニ 40



第三百六十八圖　ぢあぶろ堰堤斷面圖

呎乃至 100 呎兩岸ガ離レテ峙ツテ居ル。之カラ上ハ峽谷ハ漸次開イテ居ル。岩盤ノ性質ト位置ノ關係上單拱堰堤ニ適シ、上部ハ人工側壁ヲ以テ支保シテアル。

卽チ堰堤 125 呎カラ上ハ人工的ニ作ツタ峽谷側壁ニ依ツテ拱ヲ支ヘ、拱ノ上部ノ側壁トシテ又重力堰堤及餘水吐トシテ働カセテアル。堰堤ノ拱部ハ堰

第三十九表　ぢあぶろ堰堤ノ大サ

基礎上ノ高サ（呎）	拱背ノ半徑（呎）	拱腹ノ半徑（呎）	堰頂ノ厚サ（呎）	側壁ノ厚サ		中心角度
				右（呎）	左（呎）	
405	390	374	16	16	16	88
400	390	374	16	16	16	88
380	390	374	16	16	16	88
360	378	358.5	19.5	20 5	20.5	91.5
340	358	331	27	29	29	97.5
320	340	306.5	33.5	38	38	104
300	327	288	39	48	48	109
280	315	271.5	43.5	55	57	112
260	304	256.5	47.5	57.5	60	109
240	289 5	238	51.5	71	66	109,5
220	274	219.5	54.5	76	71.5	109
200	258 5	201	57.5	86	84	108
180	243 5	180.5	63	87	98	106
160	223	155	68	89	106	102
140	208	135.5	72.5	96	106	74
120	197.5	114.5	83	104	112	67
100	187.5	94.5	93	96	117	67
80	178	75	103	104	123	67
60	163.5	....	116.5			
40	148.6	....	130			
20	148.6	....	143.5			
0						

頂ノ長サ 587.68 呎デ、上流側ノ半徑 390 呎デアル。堰頂カラ下 205 呎マデ堰頂拱腹ハ垂直デ、之カラ下ハ底マデ異ツタ勾配ヲ持ツテ居ル。堤踵ノ止水壁ハ深サ 20 呎デアル。第三十九表ハちあぶろ堰堤ノ寸法ヲ示シタモノデアル。

ちあぶろ堰堤ハ堰頂ノ中心線上 73.46 呎ノ間隔ヲ有スル伸縮接合デ 8 個ノ區間ニ分タレテアリ、其各接合ハ幅 6 呎深サ 1 呎ノ枘デ嚙合ヒ、竪ノぐらうと管ガ枘ノ中心ニ設ケラレ、地平管デ種々ノ高サニ連絡シテ居ル。而シテ此連絡管ハ堰堤ノ下流面ニ達シテ居ル。金屬製水止ガ各伸縮接合ニ用ヒラレ、且ツ上流下流兩面ニ近ク置カレテアリ、上流側水止ノ背後ニハあすふぁるとヲ用ヒテ水止トシテアル。

堰堤ニ用ヒタ壓縮應力ハ 28 日デ 2,000 封度/(吋)² (140 kg/cm²) ヲ標準トシテ設計シタガ、實際試驗ノ結果、28 日デ 3,800 封度/(吋)² (266 kg/cm²) ノ強サヲ示シタ。是レこんくりーとト各成分ノ混合ヲ嚴選シ、水せめんと比ヲ統制シタ爲デアツタ。拱ノ計算ニ依ル最大壓縮應力ハ 750 封度/(吋)²、最大引張應力ハ 200 封度/(吋)² デアツタ。

引出管ハ凡テ 4 本、徑 8 呎、堰頂カラ 180 呎下ニ中心ヲ以テ堰堤ノ中ニ作ラレ、上流側ニぶるーむ扉ヲ設ケテ開閉シ、格子ヲ以テ防護サレテアル。瓣ノ 3 個ハ 78 吋蝶形ノモノデ、他ノ 1 個ハ下流端ニ 96″×72″ ノにーどる弁ヲ用ヒテ居ル。釘接鋼管ヲ通シテ貯水池ノ水ガ流サレルトキ、堰頂ニ達スル 12″ 管デぶるーむ扉ノ下ニ通風シテアル。

堰堤ノ餘水吐ハ幅 20 呎ノ水通シ 20 個ヨリ成リ、其底ハ堰頂ノ下 18 呎、是等ノ水通シハ純徑間 20 呎ノ扉脚ニ碇着サレタてーんとる扉ニ依ツテ調節サレ、扉脚ノ上部ハ鐵筋こんくりーとノ胸壁ヲ有スル鐵筋こんくりーと版デ連絡サレテアル。てーんとる扉ノ操縦ニハこんくりーと版ノ上ニ 17 呎ノ道路ガアツテ、移動揚扉裝置ヲ備ヘテ居ル。道路面ハ主拱頂ヨリ 13 呎高ク、洪水ノ餘裕ヲ存シテアル。主拱頂ニハ純徑間 32 呎、幅 17 呎ノ鐵筋こんくりーと拱 16 連ヲ餘水吐ノ上ニ架シテアル。

次表ハ單拱堰堤ノ若干ヲ擧ゲタモノデアル。

第四十表　單拱堰堤

堰堤	位置	河川	完成年次	基礎上ノ高サ m	河床上ノ高サ m	長サ m	上流半徑 堰頂 m	上流半徑 底部 m	堰頂ノ厚サ m	堰底ノ厚サ m	堰堤ノ容積 m³
Diablo	米國	Skagit	1929	122	---	167	119	46	4.9	30	210,000
Pacoima	〃	Pacoima	1929	116	114	137	98	35	2.4	29	115,000
Shoshone	〃	Shoshone	1910	100	74	61	47	—	3.0	33	60,000
Horse Mesa	〃	---	1927	95	---	233	—	—	---	---	96,000
Lake Spaulding	〃	South Yuba	1916	90	84	244	130	76	3.4	57	147,000
Lake Cushman	〃	---	1926	85	76	104	61	40	2.4	14	65,000
Copco No. 1	〃	Klamath	1922	78	---	128	109	---	9.0	29	---
Big Santa Anita	〃	Santa Anita	1928	69	---	140	82	30	2.1	13	46,000
Mormon Flat	〃	---	1924	68	---	135	—	---	---	---	33,000
Santeetlah	〃	Tallassee	---	—	62	104	91	—	3.0	15	---
Salmon River	〃	Salmon	1912	67	—	150	69	69	3.6	—	---
Molones	〃	Stanislaus	1925	64	56	180	73	73	3.0	---	70,000

第十二節　多拱堰堪

178. 多拱堰堤　相當ノ間隔ニ扶壁ヲ配置シテ之ニ依ツテ若干ノ拱ヲ支ヘタモノデ、被版堰堤ノ被版ノ代リニ拱ヲ用ヒタモノデアル。通例扶壁ノ上流面又ハ拱ノ拱背面ハ著シイ傾斜ヲ有シ、滑動ニ對スル安定ト基礎ノ上ノ壓力ノ分布ハ主トシテ拱背面ノ上ノ水ノ重量ニ依ツテ調節サレテアル。以上ノ理由カラこんくりーとノ容積ハ充實シタ重力式堰堤ヨリモ著シク減少シテ居ル

ガ、唯斷面ノ薄イノト型板ヲ多ク要スルカラ、單價ガ增スノヲ免レナイ。此種ノ堰堤ノ應力ハ扶壁ニ關シテハ被版堰堤ノ應力ニ等シク、拱ニ關シテハ單拱型堰堤ノ應力ニ等シイ。

多拱堰堤ハ扶壁及拱脚又ハ起拱部ニ對シテ基礎岩盤ノ良好ナルヲ必要トシ、滲透ヲ妨ゲル爲ニ比較的不滲性ノ物質ヲ要スル。從ツテ龜裂ノ多イ岩盤ニハぐらうちんぐヲ用フベク、拱脚ヤ拱壁踵ニハ有效ナ止水溝ヲ作ルベキデアル。

多拱堰堤扶壁ノ設計ハ被版堰堤ト異ナル所ガナイ。拱壁ノ趾及踵ノ垂直應力及主應力ヲ見出ス方法ハ亦被版堰堤ト同一デアル。唯被版堰堤ノ扶壁ノ上流面ニ於ケル主應力ハ被版カラ扶壁面ニ垂直ニ荷ハレルガ、多拱堰堤ノ主應力ハ拱ノ衝力ガ扶壁ニ傳ハリ、此衝力ハ必ズシモ扶壁面ニ垂直ヲ爲サナイノヲ異ナリトスル。勿論此後ノ場合ニハ垂直ナ力ト平行ノ力ニ分解スルコトガ出來ル。但シ此平行ノ力ハ隣リノ拱カラ來ル同一ノ且ツ反對ノ力ニ依ツテ平衡スルコトニナル。ねっつりーノII型扶壁ハ2個ノ平行壁ガ夫々相隣ル拱ノ起拱座トナツテ居ル點デ普通ノ充實型トモ云フベキ扶壁ト異ツテ居ル。即チII型扶壁デハ扶壁ノ上流面デ小サナ拱デ繋ガレ、下流面ハ一ノ平面壁ヲ以テ連結セラレ、中間ニハ貫材ヲ備ヘテ居ル。

多拱堰堤ハ扶壁ト拱ノ連絡ナル起拱線ガ垂直ヲ爲シ、拱ノ地平斷面ガ圓形ヲ爲スモノト、起拱線ガ傾斜シテ、起拱線ニ直角ナ斷面ガ圓形ヲ爲スモノトノ2種アル。堰堤ノ安定ノ爲ニハ扶壁ノ上流面ガ傾斜シテ居ルヲ必要トシ、從ツテ扶壁ニ傳ヘラレル水壓ハ扶壁ノ上流面ニ直角ナルベク、斯クシテ拱環ノ軸ハ亦扶壁ノ上法面ニ垂直トナリ、滑動ニ對スル適當ナ抵抗ト扶壁基礎ニ於ケル壓力ノ適當ナ分布ガ得ラレル。**現今最モ普通ナ慣習ハ扶壁上流面ノ傾斜ヲ 45° 乃至 55° トシ、拱ノ中心角ヲ 130° 乃至150° トスル。**

179. 多拱堰堤ノ應力分解 多拱堰堤ノ拱應力ヲ見出スニハ扶壁ノ上流面ニ垂直ニ、單位ノ長サヲ隔テタ平行ナ平面デ拱壕ヲ小サナ環ニ截ツタモノト考ヘル。之等ノ拱環ニ働ク外力ハ勿論水壓、拱ノ自重、こんくりーとノ收縮及溫度ノ變化ナドデアル。以上ノ外力カラ受ケル單位應力即チ單位面積ノ上ノ應力ヲ別々ニ計算シテ其和ヲ取レバ拱環ノ全單位應力ヲ見出スコトガ出來ル。今若シ拱壕ノ地平斷面ヲ作ツテ其拱應力ノ分解ヲ試ミルナラバ、拱壕ハ扶壁ノ上流面ニ平行ニ作ルカラ、應力ハ拱環ガ最モ厚カルベキヲ示スニ最モ薄クナツテ居ルト云フ樣ナ矛盾ヲ見ル許リデナク、地平面上ノ應力ハ主應力デナイ。

今拱壕ニ直角ニ截ツタ一ノ拱環ヲ取レバ、拱頂ハ最モ高クテ水壓ガ最モ少ク側壁ハ最モ低クテ水壓ガ最モ大キイ。然シ水壓ハ平均値ヲ用ヒレバ計算ハ最モ簡單ニ出來ルガ、更ニ精密ヲ欲スルナラバ拱背ノ水壓ヲ二ニ分ケ、一ハ拱頂ニ於ケル水頭ニ應ズル一樣ナ單位壓力及他ハ拱頂ノ0ニ始マリ、側壁ノ最大壓力ニ增加スル所ノ單位壓力是デアル。此最大壓力ハ言フ迄モナク、側壁ノ壓力カラ拱頂ノ壓力ヲ減ジタモノデアル。

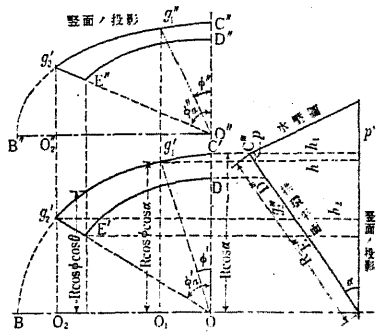
拱環ノ形ハ (a) 其拱背ヲ圓形トシ、其拱腹ヲ圓形又ハ合成圓形トシテ其厚サヲ變化セシメルモノト、(b) 一樣ナ厚サデ且ツ斷面圓形ノモノ及 (c) 一樣ナ厚サデ且ツ合成圓形ノ斷面トシタモノトノ3種ガアル。多拱堰堤ノ拱ノ應力ニ抵抗セシメルニハ (a) 形ガ最モ適當デアル。

第一 一樣ナ水壓ニ依ル應力分解 之等ノ拱環ノ應力ハ平均水深ヲ用ヒ、單拱堰堤ノ公式ヲ用ヒテ直チニ計算スルコトガ出來ル。又拱頂ニ一樣ナ水深ヲ持ツタ場合ノ應力ニ對シテ、相當ナ拱環ヲ擇ンデ之ヲ見出サナケレバナラナイ。即チ圓形拱背ト圓形又ハ合成圓形ノ拱腹ヲ有スル厚サノ變化スル拱環、一樣ナ厚サ且ツ斷面圓形ノ拱環及一樣ナ厚サノ合成圓形拱環カ孰レカ其

一ヲ擇ンデ之ヲ用フベキデアル。

第二　變化スル水壓ニ依ル應力分解　拱頂ニ於ケル水壓ヲ0トシ、側壁ニ近ヅクニ從ツテ水壓ガ增加スル場合ニハ多少單拱堰堤ノ公式ヲ更正シナケレバナラナイ。若シ拱環ノ厚サガ變化シテ居ツテ拱背ガ圓形ヲ爲シ、拱腹ガ圓形又ハ合成圓形デアルナラバ、厚サノ變ル薄拱環ノ公式ヲ用フベク、若シ厚サガ一樣ナラバ一樣ナ厚サノ薄拱環ノ單拱公式ニ依ルコトガ出來ル。若シ又拱環ガ一樣ナ厚サノ合成圓形デアルカ、又ハ變化スル厚サノモノナラバ、對稱的多心薄拱環ノ理ニ依ルベキデアル。

第三　片持梁ノ上ニ變化スル水壓ニ對スル應力　第三百六十九圖ヲ側壁ニ固定シタ對稱的薄拱環ガ水壓ヲ受ケツヽアルモノヽ左半部ノ垂直及地平投影トシ、拱環ハ地平面ニ對シテ α ナル傾斜角ヲ爲スモノトスル。而シテ圖ニ於テ角 ϕ' 及 ϕ_a' ハ角 ϕ 及 ϕ_a ノ地平投影、ϕ'' 及 ϕ_a'' ハ其ノ垂直投影デアル。p ヲ半拱環ノ任意ノ一點ニ於ケル拱背上ノ單位水壓トスレバ、p ハ拱頂ニ於ケル O カラ拱背ノ曲率中心ヲ過グル地平面ノ高サニ於テ p_1 ニ變化ス。對稱カラ角距 ϕ ナル拱背面上ノ一點 g_1 ニ於テ $p'=wh'$, $p=wh'-wh=w(h'-h)$,　$p_2=wh'-wh_2=w(h'-h_2)$　然ルニ　$h'=\mathrm{R}\sin\alpha$　$h=\mathrm{R}\cos\phi\sin\alpha$ ナルガ故ニ



第三百六十九圖
多拱堰堤ノ厚サ變化スル拱環

$$p = w(\mathrm{R}\sin\alpha - \mathrm{R}\cos\phi\sin\alpha) = w\mathrm{R}\sin\alpha\,1-\cos\phi)$$

及

$$p' = w\mathrm{R}\sin\alpha$$

從ツテ

$$\frac{p'}{p} = \frac{w\mathrm{R}\sin\alpha(1-\cos\phi)}{w\mathrm{R}\sin\alpha} = 1-\cos\phi$$

又ハ

$$p = p'(1-\cos\phi) \qquad [234]$$

依ツテ又拱環ヲ片持梁ト考ヘ、其放端ト g 點トノ間ニ水壓ヲ受ケタ場合ニ、g ヲ過グル斷面ノ上ノ衝力、もーめんと及剪斷力ヲ夫々 N_0, M_0 及 S_0 トシ、亦單ニ其結果ノミヲ擧ゲレバ次ノ如クデアル。

$$\mathrm{N}_0 = \int_0^{\phi_1} \mathrm{R}p'(1-\cos\phi)\sin(\theta_1-\phi)d\phi =$$

$$\mathrm{R}p'\left[\cos(\theta_1-\phi_1)-\cos\theta_1-\frac{1}{2}(\sin\theta_1\sin\phi_1\cos\phi_1 + \cos\theta_1\sin^2\phi_1-\phi_1\sin\theta_1)\right] \qquad [235]$$

$$\mathrm{M}_0 = \int_0^{\phi_1} -\mathrm{R}p'(1-\cos\phi)\left(\mathrm{R}-\frac{t}{2}\right)\sin(\phi_1-\phi)d\phi =$$

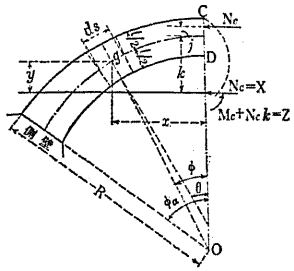
$$-\mathrm{R}p'\left(\mathrm{R}-\frac{t}{2}\right)\left[1-\cos\phi_1-\frac{\phi_1\sin\phi_1}{2}\right] \qquad [236]$$

$$\mathrm{S}_0 = \int_0^{\phi_1} -\mathrm{R}p'(1-\cos\phi)\cos(\theta_1-\phi)d\phi =$$

$$\mathrm{R}p'\left[\sin(\theta_1-\phi_1)-\sin\theta_1+\frac{1}{2}(\cos\theta_1\sin\phi_1\cos\phi_1 + \sin\theta_1\sin^2\phi_1+\phi_1\cos\theta_1)\right] \qquad [237]$$

水壓ノ外ニ拱環ノ重量ガ加ハルカラ、此等ヲ別々ニ考ヘテ應力ヲ見出スノデアル。而シテ單拱ノ場合ト同ジク、地平冗力 X, 角冗力 Z 及剪斷冗力 $Y=S$ ヲ見出スコトガ出來ル。

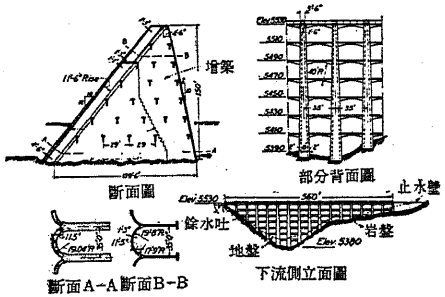
180. **まうんてんでる堰堤**　Mountain Dell Dam ハ米國そーるとれーき市 (Salt Lake City) ノ北凡ソ 12 哩ぱーれー峽谷 (Parley's Canyon) ニ給水スル目的デ作ラレタモノデ、始メ 1916 年及 1917 年ノ間ニ高サ 110′ 迄作ラレ、其後 1925 年 150′ ノ全高ニ作リ上ゲタモノデアル。高サ 560 呎扶壁ノ支ヘタ 16 個ノ拱カラ成ツテ居ル。



第三百七十圖　厚サノ變ル多拱々環ノ應力分解

拱環ハ扶壁面ニ直角ニ作リ、120° ノ圓弧カラ成ツテ居ル。環厚ハ底部 4.9′ 頂部 15 吋デアル。拱壕ノ上流面ハ 10:12 ノ傾斜ヲ有シテ居ル。下部拱ハ三鉸型デ、上部拱ハ固定シ、1/2″ 角釘ヲ以テ心々 18″ ノ距離ニ兩面デ補强シテアル。拱ノこんくりーとハ 1:2:4 デアル。

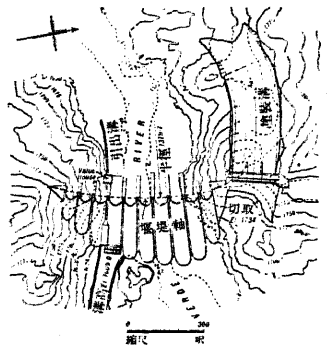
扶壁ノ中心距離ハ 35′, 最小厚サ拱頂デ 18″, 最大底厚 8′, 下流面ノ傾斜ハ 1:5, 扶壁ハ 1″ ノ方釘心々 4′ ニ補强シテアル。扶壁ノ底ニハ各層 4 條ノ釘ヲ用ヒタガ、高サト共ニ釘數ハ減少スル。扶壁ハ亦縱ニ 20′, 地平ニ 29′ 離レタ 23 本ノ地平桁デ連結セラレ、拱ノはんちカラ桁ガ始マツテ居ル。桁ハ T 型デ堰堤ノ一端カラ他端ニ扶壁ヲ貫イタ鋼材ヲ用ヒテ補强シテアル。扶壁ノ下流面ハ扶壁ノ厚サヨリ兩側ニ 2 呎廣イこんくりーと版デ補强シテアル。



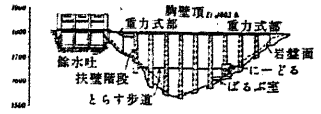
第三百七十一圖　まうんてんでる堰堤

181. **ばーとれっと、まれこっと及まんたそあ多拱堰堤**　ばーとれっと堰堤

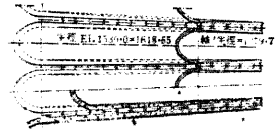
(Bartlett Dam) ハ鐵筋こんくりーと製ノ多拱堰堤デ、側壁ニ比較的短イ重力堰及下流ニ向ツテ右岸ニ鐵筋こんくりーと製ノ餘水吐及調節扉ヲ備ヘテ居ル。餘水吐ヲ除イテ長サ凡ソ 750 呎、高サ最低基礎面カラ 288 呎、1924 年



第三百七十二圖　ばーとれっと堰堤平面圖

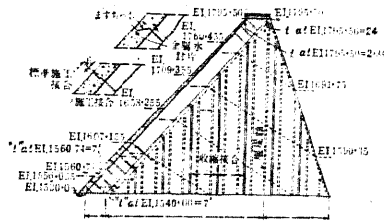


第三百七十三圖　同　下流側立面圖



第三百七十四圖　同　堰堤及扶壁平面圖

ねっつりーガ提案シタ中空複壁ノ扶壁ニ依ツテ支ヘラレル 10 個ノ多拱々壕カラ成リ、僅カニ曲線ヲ爲シテ居ル。之レ方サニ世界最高ノ多拱堰堤デ、第三百七十二圖乃至三百七十五圖ハ其平面圖及立面圖ヲ示シタモノデアル。



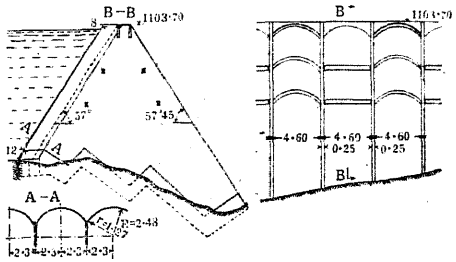
第三百七十五圖　同　立面圖

多拱々壕ハ、扶壁ノ上流緣ニ直角ナ傾斜平面中ニ、圓弧形ヲ爲シタ同心圓ノ拱背及拱腹曲線ヲ以テ設計セラレ、全中心角ハ 180° デアル。從ツテ傾斜シタ拱環ノ厚サハ拱頂カラ側壁マデ一定デアルガ、起拱線ノ處デ拱壕ノ厚サハ堰堤ノ頂ニ於テ 2 呎、最低基礎ノ 7 呎迄漸次增シ、拱壕ノ拱頂ノ所デ 2′.34 カラ 7′.9 ニ漸增シテ居ル。拱腹弧ノ半徑ハ堰頂カラ堰底マデ一定デ 24 呎、

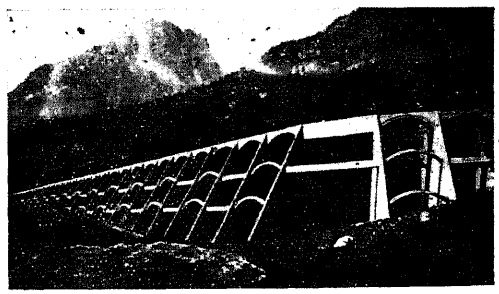
相隣ル側壁間ノ純徑間ハ 48 呎デアル。拱壕ノ傾斜ハ上流側ニ於テ 0.9:1 デ、壕ト地平間ノ竪角ハ 48°, 扶壁ノ下流側ノ傾斜ハ 0.36:1 デアル。

扶壁ヲ形ヅクル複壁間ノ內面ハ垂直デ 8 呎ノ間隔ヲ持ツテ居リ、18 吋ノ竪ノ横壁ニ依ツテ連結セラレ、其横壁間ノ間隔ハ扶壁ニ沿ウテ測ツテ 20 呎、横變形ニ對シテ適當ナ剛性ヲ持タセテアル。扶壁ノ外面ハ僅カニ傾斜シ、各扶壁ノ厚サハ上部カラ下部ニ漸增シ、下流端カラ上流端ニ亦漸增シテ居ルコト第三百七十四圖ニ示スガ如クデアル。拱ノ鐵筋ハ最小限 3 呎扶壁ニ延バシ、拱ノ側壁ハ直接扶壁ニ連絡シテアル。

ばーとれっと堰堤ハありぞな州ふぇにっくす (Phoenix) ニ近イべるど河及そーると河ノ灌漑用トシテ補充貯水ヲ爲ス爲ニ作ラレタモノデアル。にーどる弁及滑動門扉ヲ用ヒテ灌漑水ヲ放出シ、扉ノ闊面ハ實ニ滿水面下188呎ノ下ニ在ル。貯水池ノ水面ハ時季ニ依リ比較的低クナリ、且ツ氣温ノ變化ガ頗ル多イ爲、多拱々壕ノ各部ニハ正負共高イ溫度及低イ溫度ガ現ハレルコトガアル。



第三百七十六圖
まれこっと多拱堰堤背面圖及斷面圖



第三百七十七圖　同　背面圖

溫度應力ハ締切當時ノ氣温ヨリモ下華氏 40° ニ降リ、又 40° ノ上ニ昇ルモノト假定シ、水荷重ノ

如何ナル場合ニモ華氏 80° ノ全溫度變化アルモノト想定シテアル。



第三十百七十八圖
同　拱面施工圖

まれこっと多拱堰堤 (Marécottes Dam) ハ 1926 年瑞西ノ電化鐵道ノ發電用貯水池ノ爲ニ、高サ 1,100 米ノ高イあるぷす山中ニ築造サレタモノデ、長サ 220 米、最高 18.70 米、拱ノ徑間 4.60 米、厚サ 8 乃至 12 糎、扶壁ノ厚サ 25 糎。第三百七十六圖乃至三百七十八圖ハ此堰堤ヲ示シタモノデアル。

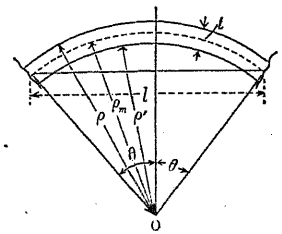
まだかすがるいこば河 (Ikopa R.) 畔ノまんたそあ (Mantasoa) 多拱堰堤ハ灌漑水力及洪水抑制ヲ目的トシテ作ラレタモノデ、長サ 166 米、高サ 31 米、水面ハ堰頂以下 2 米ノ處ニ在ル。22 個ノ拱ヲ有シ、其徑 5.5 米凡テ鐵筋こんくりーとヲ以テ作ラレタ。貯水量 110,000,000 立米、工費 13,S50,000 法又ハ 0.125/m³.

第四十一表　多　拱　堰　堤

堰　堤	位置	河　川	完成年次	基礎上ノ高サ m	河床上ノ高サ m	堰頂ノ長サ m	拱ノ厚サ (頂) m	〃 (底) m	上流ノ傾斜 (度)	堰堤ノ容積 m³
Sutherland	米國	Santa Isabel	1925	--	55	238	—	0.6	—	—
Lake Pleasant	〃	Anza Fria	1927	61	52	564	—	--	—	—
Palmdale	〃	—	1924	53	—	221	0.4	0.9	45	—
Lake Hodges	〃	San Dieguito	1919	46	—	170	0.3	0.8	45	—
Florence Lake	〃	Joaquin	1926	45	—	963	—	—	—	44,000
Bartlett	〃	Verde	1939	88	76	229	0.6-0.7	2.3-2.4	48	92,000
Marécottes	瑞西	—	1926	18.7	—	220	0.08	0.12	—	—
Mantasoa	南米	Ikopa	1938	31.0	—	166	—	—	—	—

第四十一表ハ多拱堰堤ノ若干ヲ擧ゲタモノデアル。

182. **定角拱堰堤**　溪堰ヲ作ルニ當ツテ其兩側ガ岩盤カラ成リ、而カモ比較的高クテ狹イ場合ニハ拱形堰ノ弧トシテ働ク力ヲ利用シ、材料ヲ節約スルコトガ出來ル。定角拱堰堤ハ斯カル場合ニ用ヒラレル。唯從來貯水ナドノ目的デ作ラレタモノガ多ク、單ニ溪流改修ノ爲ニ作ラレタ低イ定角拱堰ガナイケレドモ、重力堰ト異リ稍々面白イ點ガアルカラ玆ニ概略ヲ述ベル。



第三百七十九圖
定角拱堰堤の中心角

第三百七十九圖ニ於テ或高ノ地平斷面ヲ考ヘ、拱ノ厚ヲ t 米、每方米玨デ表シタ水壓ヲ P，池側拱緣ノ半徑ヲ ρ 米、此斷面ニ於ケル每方米玨デ表シタ平均單位壓力ヲ σ トスレバ、一般構造力學ノ原理カラ、t ヲ ρ ニ比シテ小ナルモノトシテ

$$t = \frac{P\rho}{\sigma} \tag{1}$$

若シ σ ヲ一定値ノモノトスレバ $\frac{P}{\sigma}=c$ トナルベク、(1) ハ

$$t = c\rho \tag{2}$$

トナル。又更ニ ρ_m ヲ內外拱緣ノ平均半徑（米）、2θ ヲ弧度デ表シタ拱堰ノ中心角、V ヲ單位ノ高ニ於ケル弧ノ體積（立米）トスレバ

$$V = 2\theta t\rho_m \tag{3}$$

又ハ (2) 及 (3) カラ

$$V = 2c\theta\rho\rho_m \tag{4}$$

然ルニ l ヲ拱ノ中心線ノ徑間（米）トスレバ

$$5)\quad \begin{cases} \rho_m = \dfrac{l}{2\sin\theta} \\ \rho = \dfrac{l}{2\sin\theta} + \dfrac{t}{2} \fallingdotseq \dfrac{l}{2\sin\theta} \end{cases}$$

故ニ (4) ハ

$$V = 2c\theta\left(\frac{l}{2\sin\theta}\right)^2 \tag{6}$$

$K=\frac{cl^2}{2}$ トスレバ (6) ハ又

$$V = K\frac{\theta}{\sin^2\theta} \tag{6'}$$

故ニ體積ノ最小ナル爲ニハ $\frac{dV}{d\theta}=0$ ナラネバナラヌカラ、(6′) ヲ θ ニ就テ微分シテ之ヲ零ニ等シカラシムレバ

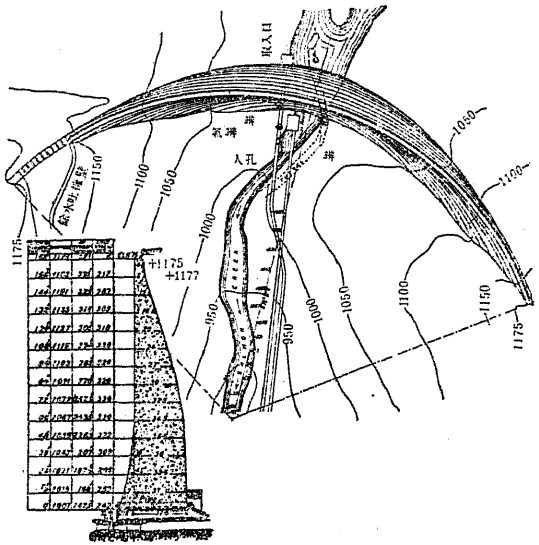
$$\frac{K}{\sin^2\theta} - \frac{2K\theta\cos\theta}{\sin^3\theta} = 0 \tag{7}$$

又ハ

$$\left.\begin{aligned} 2\theta &= \tan\theta \\ \theta &= 66^\circ 46' 54'',24 \end{aligned}\right\} \qquad [238]$$

卽チ弧ノ挾ム中心角ハ 133°,5 許ナルモノハ最モ經濟的ノモノデアル。故ニ溪ノ橫斷面ヲ考ヘレバ溪底ニ狹ク山頂ニ近ヅク程溪ハ開イテ居ル。從ツテ定角ヲ保ツ爲ニハ溪底ニ下ル程曲率ガ急デナケレバナラヌ。

定角拱堰堤ハ溪流ノ改修ニ用ヒテ應用ノ範圍ハ少イガ、水道、水力、灌漑等ノ目的ニ近來多ク用ヒラレル樣ニナツタ。蓋シ此堰ハ重力堰ニ比スレバ材料ノ節約ガ 30 ぺるせんと以上ニ及ンデ居ル。第三百八十圖ニ示シタモノハ北米あらすかじゅのー (Juneau, Alaska) ニ近イさるもんくりーく (Salmon Creek) ノ定角拱堰デ、高サ 168 呎堰頂ノ長サ 550 呎、此高ニ於ケル中心角



第三百八十圖 さるもんくりーくノ定角拱堰堤

113°, 18,000 えーかー呎ノ貯水ヲシテ居ル。單價毎立噸 7.50 弗デアル。

183. **せんとあんどれあす定角拱堰堤** ゆーごーすらびやノとれすか河 (Fl. Treska) ニ水力發電ノ目的ヲ以テ 1936 年乃至 38 年ニ築造サレタモノガ此ノせんとあんどれあす (St. Andreas) ノ定角拱堰堤デアツテ、すこっぷるじゅ市 (Scoplje) 及其附近ニ電力ヲ供給セントシタモノデアル。工費ハ 14 粁ノ送電工事ヲ併セテ 21,250,000 ぢなーる (Dinar) ニ達シタ。發電力平均 2,800 kVA, 最高 3,600 kVA デ外ニ 1,050 kVA ノ補助ぢーぜるえんぢんヲ備ヘテ居ル。

とれすか河ノ峽谷ニ堰堤及發電所ヲ設ケタ。此峽谷 20 粁ノ間ニ約 25 米ノ全落差ガアリ、貯水池ノ下流ハ石灰岩ニ孃塙ヲ含ム有層結晶片岩ヲ刻込ンダモノガとれすかノ峽谷デ、河ハ地層ノ方向ニ直角ニ流レテ居ル。池ノ上流ノ方ニハかるすと狀ノ石灰岩ヲ削取ツテ峽谷ヲ爲シテ居リ、石灰岩層ノ周圍

ハ不滲透性ノ岩石ヲ以テ包マレテアル爲メ、池ハ全然不滲透性ノ基盤カラ成ルモノト考ヘラレテアル。

堰堤箇所カラ上流 300 米ニ歴史的ニ有名ナせんと あんどれあすノ寺院ガアツテ、之ヲ水中ニ沒了スルコトガ出來ナイ爲メ、全落差ハ 25 米ニ限ラレタ。尤モ此寺カラ上流ニ他ノ大堰堤ヲ作レバ大ナル貯水量ヲ得ラレルケレドモ、工費ノ關係及電力需用ノ點カラ實施サレナカツタ。

堰堤ハ鐵筋こんくりーとデ作リ、高サ 30 米ノ中心角ヲ等シクスル半徑變ノ拱形ノモノデ、よるげんぜん (Jorgensen) ノ工法ト呼バレルモノデアル。卽チ半徑ハ堤脚デ 19 米、堤頂デ 25.5 米、中心角ハ凡ソ 150°、厚サハ堤脚デ 1.6 米、堤頂デ 1.0 米デアル。

此拱堰ハ高サ 3 米ノ拱ヲ 10 個重ネタモノデ、靜力學的應力ノ計算及溫度應力等ノ計算ヲ行ツタ。壓縮應力ハ 70 瓲/方糎、溫度ノ影響ハ 20 瓲/方糎トシテアル。地平ノ接合ニハ銅版ヲ挿入シ、相隣ル拱部ニ 25 糎丈ケ喰込ミ、漏水ヲ妨ゲタ。其外堰堤ノ水側ニ特別ノ防水塗料ヲ塗ツタ。

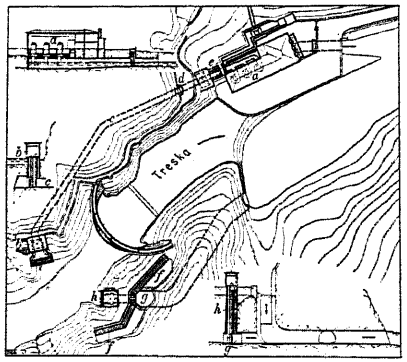
拱堰ノ基礎ハ谿底ノ根掘ヲ行ツテ之ニこんくりーとヲ搗込ンデ作ツタガ、最モ深イ處ハ堰堤底部ヨリ 8.5 米下ニ在ツタ。此こんくりーと充塡ハ大部分堰堤ノ下流ニ在ツタカラ、地下水從ツテ浮力ガ堤下ニ生ズルノヲ避ケル爲ニ、排水管ヲ挿入シテ排水ヲ圖ツタ。且ツ堰堤ノ谷側ニハせめんとノぐらうちんぐヲ行ツタ。

せめんとハ毎立米 325 瓲ノ特種ノモノヲ用ヒ、ばいばーデ搗固メヲ行ツタ。堰堤ノ拱部ニハ 2,500 立米ノこんくりーとト 155 噸ノ鐵筋ヲ用ヒ、外ニ基礎こんくりーと 1,400 立米ヲ要シタ。95 日間デ全拱堰ヲ仕上ゲタ。

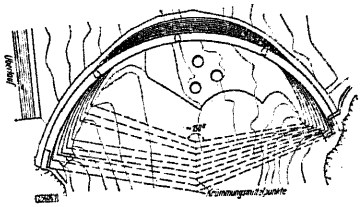
堰堤ハ精密ナ機械デ滿水後ノ變形ヲ觀測シタガ、1938 年 8 月 10 日始メテ池ニ滿水シ、拱頂ノ下流側ニ移動シタ量僅カニ 0.07 粍ニ過ギナカツタガ、

是レ純水壓ニ依ル變位デアル。其後 1939 年 1 月 12 日河下ニ向フ變形ハ 4.4 粍ニ達シタ。卽チ此差ハ溫度ノ影響ニ歸スベキモノト考ヘラレタ。1939 年 7 月 6 日拱ノ變形ハ下流へ 3.4 粍ニ安定シタ。此等ノ數字ヲ見レバ溫度ノ變化ニ依ツテ起ル變形ハ單ニ水壓ノミニ依ツテ起ル變形ヨリモ著シク大キイコトヲ示シテ居ル。且ツ又變形ノ一部ハ殘留シテ復舊シナイコトヲ示シテ居ル。

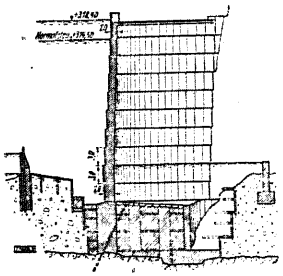
圖ニ示ス如ク餘水吐 f 及底部排水口 g ハ峽谷ノ岩盤中ニ掘鑿シテ之ヲ作リ、こんくりーと塔 h ト g ハ連絡シテ居ル。堰堤ノ溢流ハ +317.50 m ノ水位ニ始マルガ、此時餘水吐ト底部排水ハ約 620 m³/秒 ヲ通ズベク、最高水



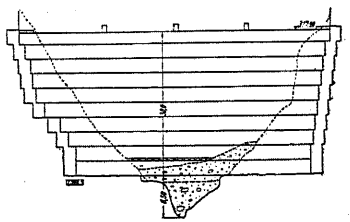
第三百八十一圖　とれすか河平面圖



第三百八十二圖　同　堰堤平面圖



第三百八十三圖　同　斷面圖



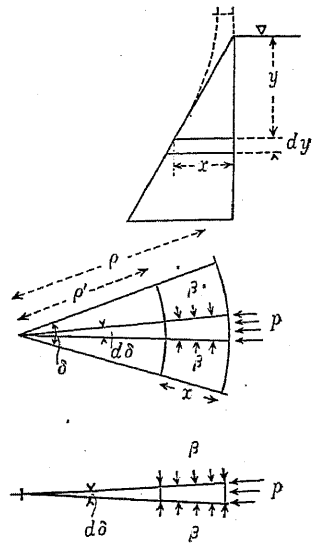
第三百八十四圖　同　正面圖

位 +318.40 m ノ時兩者ノ全流量ハ併セテ 850 m³/秒 ニ達スル。但シ堰堤ヲ越エテ 100 m³/秒 ヲ溢流サセルカラ、凡テ 950 m³/秒 ヲ排水スル勘定デアル。從來ノ記錄ニ存スル最大洪水流量ハ 765 m³/秒 デアル。

引入口ハ亦こんくりーと塔 b ヨリ成リ、其脚部ニ格子ガ設ケラレテアル。水壓隧道 c 及調壓水槽 d ハ岩盤中ニ繰拔イテ作ツタ。鋼製水壓管 e ノ連絡スル前ニ速閉弁ガ取付ケラレテアル。水壓隧道ノ入口ハ貯水池ノ標準水位ノ下 7 米ニ在ツテ、之ニ依リとれすか河ノ低水位ニ約 2 百萬立米ノ貯水量ガ得ラレル豫定デアル。

峽谷ノ出口ニ在ル發電所ニハ 3 臺ノ竪軸ふらんしす　たーびんガ据付ケラレ、直接交流發電機ニ連絡セラレテアル。竪軸ヲ擇ンダノハとれすか河ノ最高洪水位ノ上ニ發電機ヲ置ク必要ガアル爲デアル。たーびんハ橫軸デ、發電機ト同高ニ在ル。たーびんノ有效落差ハ 24.5 米、6.5 m³/秒 ト毎分 500 回轉ヲ以テ 1,845 馬力ヲ出シタ。從ツテ總發電力ハ 3×1,850＝5,500 kVA デアル。

184. **峽谷堰堤**　峽谷ガ更ニ狹クシテ高サガ非常ニ大ナル時ハ峽谷堰堤ヲ設ケルコトガ出來ル。亦兩側ノ岩盤ニ突張ル所ノ拱デアル。第三百八十五圖ニ於テ、水ガ堰頂ニ達スルモノトシ、水深ヲ y, 堰厚ヲ x トシ、$d\delta$ ナル中心角ト dy ナル極微厚ヲ有スル薄片ヲ考ヘレバ、重量カラ來ル應力ヲ除外シテ、水壓ノ强 p ガ池側カラ壓シ、β ナル强サノ平均壓力ガ兩側カラ壓シテ安定



第三百八十五圖　峽谷堰堤

ヲ保ツテ居ル。此場合ニ水壓ノ働ク面積ハ $\rho d\delta . dy$ ニ等シク、水壓總量ハ $pp d\delta dy$ ニ等シイ。又側面ノ壓力ハ $\beta x dy$ ニ等シク、力學ノ原理ニ依リ

(1)　$$\beta x dy \sin\frac{d\delta}{2} = \frac{1}{2} p\rho d\delta dy$$

然ルニ

(2)　$$p = \gamma y$$

故ニ

$$\frac{x}{y} = \frac{\gamma}{\beta}\rho \qquad [239]$$

卽チ堰ノ厚サハ ρ 及深サニ比例シ、β ニ反比シテ居ル。今又 β_0 ヲ縱斷面ノ最大壓縮應力トスレバ

(3)　$$\beta = \frac{\beta_0}{2}$$

及

(4)　$$\rho = \rho' + x$$

故ニ

(5)　$$x = \frac{2\gamma}{\beta_0} y(\rho' + x)$$

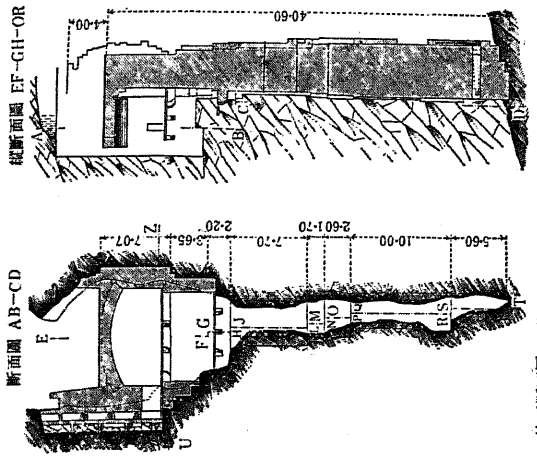
從ツテ

$$x = \frac{\rho'}{\frac{\beta_0}{2\gamma y} - 1} \qquad [240]$$

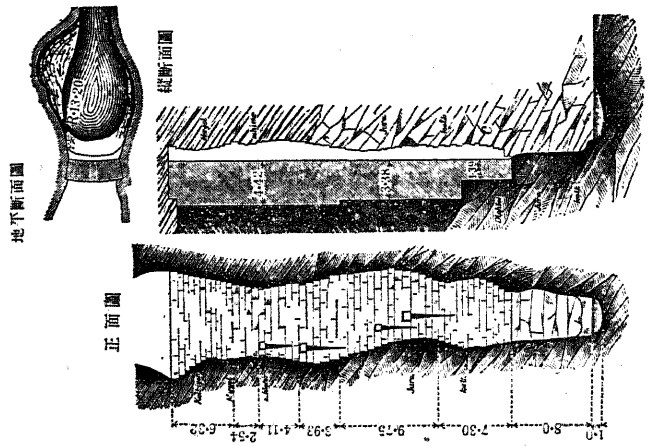
竝ニ

$$y = \frac{x}{x+\rho'}\frac{\beta_0}{2\gamma} \qquad [241]$$

以上ノ推論ニハ堰自身ノ重量ヲ考入レテ居ラヌカラ嚴正ナモノトハ言ヒ得ヌ。從ツテ計算上堰ハ如何ニ高クトモ差支ナイ筈ダガ、實際ニハ堰ノ重量カ



第三百八十七圖　峽谷堰堤



第三百八十六圖　峽谷堰堤

ラ一定限ノ高ガアルベキデアル。卽チ γ_a ヲ堰ノ單位容積ノ重量トシ、β_0' ヲ其最大實用壓縮强度、y_0 ヲ定限高トスレバ

(6)　　$$y_0\gamma_a \leqq \beta_0'$$

卽チ

$$y_0 \leqq \frac{\beta_0'}{\gamma_a} \qquad [242]$$

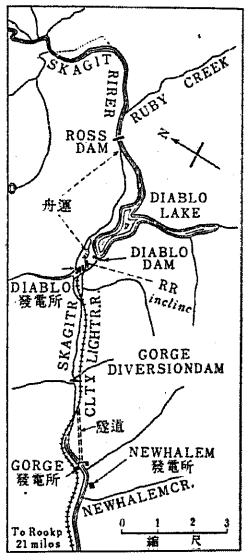
例ヘバ $\beta_0'=300$ t/方米, $\gamma_a=2{,}2$ t/立米トスレバ

$$y_0 \leqq \frac{300}{2.2} = 136\text{米}$$

第三百八十六圖及第三百八十七圖ハ峽堰ノ例デアル。

185. ろっす堰堤　米國わしんとん州北西部かすけーと山脈中ノ狹ク高イ峽谷ニ、道路鐵道ノ物資輸送モ出來ナイ處ニ、しぁとる市 (Seattle) ノ市營發電事業部デハ以前ハるーびー堰堤 (Ruby Dam) ト呼ンダろっす堰堤 (Ross Dam) ヲ作リツヽアルガ、方ニすかぢっと河ノ第三次水力發電事業ノ始ヲ爲シテ居ル。其設計ヤ施工ハ頗ル奇想天外カラ落ツル感ガアリ、現在ノ工事ハ多心こんくりーと拱堰ノ下半部デ、近イ將來ニ此拱堰ハ高サ 653 呎ノ拱形重力堰堤トナルベク、此時 48 萬馬力ノ水力發電ヲ完成スルコトヽナツテ居ル。

工事ノ點カラ見レバ材料ノ輸送困難デ、ろっくぽーと (Rockport, Wash.) カラ汽車デぢあぶろ堰堤發電所ニ至リ、急峻ナいんくらいんヲ曳揚ゲテ 5 哩程ぢあぶろ貯水池ヲ船デ運ビ、始メテ池端ノろっす堰堤ニ達スルノデアル。空氣壓搾機ヲ据付ケタ建物ハ峽谷ノ嚴頭ニ設ケラレ、こんくりーとヲ作ル設備ハ亦懸ツテ峽谷ノ側壁ニ置カレタ。鍊道ノ頭塔ハ峽壁ノ框デ支ヘタ盛土ノ上ニ建テラレ、こんくりーとノ骨材ハ上流 3 哩ノ砂利坑カラ送ラレ、最後ニべるとこんべやーデ吊橋ノ上ヲ經テ現場ニ運バレル。峽側ニ紆餘曲折シテ居ル道路ハ或ハ棧道トナリ、高架工トナリ、吊橋ナドヲ經テ連ナツテ居ル。

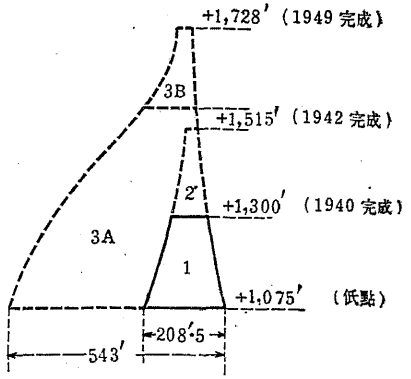


第三百八十八圖　ろっす及ぢあぶろ堰堤附近平面圖

市營發電事業ノ第一次ノモノハろっくぽーとノ上 23 哩ノ峽谷發電所デ 1924 年ニ完成シ、75,000 馬力ノ容量ヲ持ツテ居タ。河水ノ渴水時ニハぢあぶろ貯水池カラ引水シ、低イ分水堤ト長サ 11,000 呎ノ隧道ヲ用ヒテアル。落差ハ 285 呎デアルガ、他日 385 呎ニ增サレル豫定デ、之ニハ新ニ高イ分水堤ヲ作ル積リデアル。すかぢっと河ノ第二次發電事業ハ 1930 年ニ完成シタぢあぶろ堰堤デ、峽谷發電所ノ上流 7 哩ニ在ル。ぢあぶろ發電所ハ 19 7 年ニ完成シ、發電容量 160,000 馬力、更ニ 2 基ノ發電機ヲ增設スレバ容量ヲ倍加スルコトガ出來ル。鐵道ハ標準軌間ノモノヲ次々ニ延長シテぢあぶろ堰堤ニ達シ、凡テ電氣運轉ヲ用ヒタ。堤頂ニ達スルニハ 68% ノ勾配ヲ有スル鍊條いんくらいんデ、高サ 313 呎、標準軌間ノ滿載車輛ヲ曳揚ゲルコトガ出來ル。

ぢあぶろ貯水池ノ池端ニ作ラレツヽアルろっす堰堤ハすかぢっと河ノ峽谷ガ相迫ツタ所デ、基礎調査ハ基盤ガ深ク落込ンデ居ルコトヲ示シ、高堰堤ノ足掛リニハ屈强デアツタ。初ノ 2 期ハ高サ 425 呎ノ多心半徑拱堰ヲ以テ作ラレ、+1,075′ カラ +1,500′ ニ達スル。現在ノ第一期工事ハ其下半部デアツテ +1,350′ ニ終リ、こんくりーと 310,000 立噸ヲ要スル。但シ現在ノこんくりーと堰堤ノ上ニ 15 呎ノ木堤ヲ築キ、75,000 えーかー呎ノ水ヲ湛ヘテ河ノ渴水期ノ流量ヲ調節スルコトニナツテ居ル。若シ堤頂ガ +1,500′ ニ達スレバ、

更ニ 506,000 えーかー呎ヲ貯水シ得ベク、中 500,000 えーかーハ使用ニ堪ヘル。此第二期ニハこんくりーと 329,000 立噸ヲ要スル。+1,728′ ニ達スル上半部ニハ曲線重力式拱堰ヲ用ヒ、基礎最低點カラ方ニ 653 呎、此第三期ニハこんくりーと 2,400,000 立噸ヲ要スル。以上ノ計劃ハ第三百八十八圖及三百八十九圖ニ示スガ如クデアリ、全堰堤完成ノ曉ニハ 480,000 馬力ノ發電水力ヲ得ベク、貯水池ハ長サ 30 哩ニ達シ、3,200,000 えーかー呎ノ水ヲ湛ヘル豫定デアル。



第三百八十九圖　ろっす堰堤横斷面圖

第十三節　石塊堰堤

186. 石塊堰堤　石塊堰堤ハ粗朶堰又ハ枠堰ナドト共ニ堰堤史ノ前驅ヲ爲シタガ、石堰堤ガ經濟的ニ作リ得ラレル樣ニナツテ、尙ホ鐵道道路ナドヨリ遠イ處ニ用ヒラレテ居ル。石塊堰堤ニ必要ナ要素ハ (a) 不滲透性ノ堅實ナ基礎、(b) 良ク締マツタ適當ナ石塊、(c) 適當ナ傾斜、(d) 有效ナ止水壁、(e) 充分ナ露高、(f) 充分ナ餘水吐ナドデアル。

石塊堰堤ハ通例**强固ナ岩盤又ハ硬化シタ基礎**ノ上ニ築造シテ、石塊ニ對シテハ載荷力ヲ備ヘ、水ノ不滲透性ヲ有スルモノデナケレバナラナイ。必要ニ應ジテハ基礎ノ不滲透性ヲ得ル爲ニぐらうちんぐヲ行フコトモ必要デアル。

堤體ニ用ヒル**石塊**ハ一般ニ附近カラ採集シタ岩片デ、壓縮ニ堪ヘ、空氣ヤ水ニ曝ラシテモ風化霉爛ナドシナイモノデナケレバナラナイ。花崗岩又ハ火山岩或ハ硬ク强イ砂岩石灰岩等デ、近クデ發破ヲカケテ得ラレルモノヲ良シトスル。石坑カラ掘出シタ角張ツタ岩石ノ大小混合ノモノガ最モ宜シイ。

石塊堰堤ノ**馬踏ノ幅**ハ堤高ニ依ツテ異ナリ、最小 10′, 最大 20′ デ、高サノ 1/10 乃至 1/15 ヲ用ヒルヲ普通トスル。往時**高サ**ハ 100′ 位ガ此種堰堤ノ限度ニ考ヘラレタガ、現在ハ 300′ 以上モ築造可能ト考ヘラレルニ至ツタ。

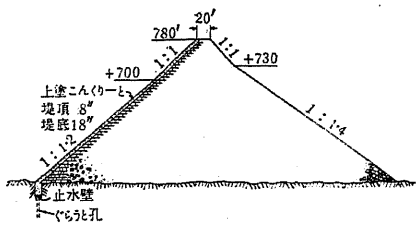
石塊堰堤ノ**法リ**ハ壓力ノ爲ニ滑動シナイ樣ニスルコトガ極メテ必要デ、岩石ノ種類性質ニ依ツテ其息角ガ異ナルカラ、設計ニ用フベキ適當ナ法リハ實驗研究ニ依ツテ定メナケレバナラナイ。**下流側ノ法リ**ハ 1.5:1 卽チ 1 割 5 分位ヲ適當トシ、1 割乃至 2 割 (1:1 乃至 2:1) ノ勾配モ亦屢々用ヒラレテアル。高サガ大ナルトキハ小段ヲ設ケル必要ガアル。**上流側ノ法リ**ハ下流側ヨリモ急ナノヲ通例トスルガ、壓縮ヤ崩壞ヲ防グニ足ルモノデナケレバナラナイ。0.5:1 乃至 1:1 位ガ普通デ 0.75:1 ノ法ナドガ多ク用ヒラレルガ、1:1 ヨリ急ナモノハ石塊ノ息角ヲ考合ハセレバ餘リ推奬スベキモノデナイ。堰堤ガ高クナル程下部ノ法リハ上流下流共之ヲ緩ニスルヲ普通トスル。

止水壁ハ此種ノ堰堤ニ最モ肝要ナモノデ、堤體自身ハ空隙ヲ有シ水ノ滲透ヲ阻止スルコトガ出來ナイカラ、止水壁ニ依ツテ不滲透性ヲ確保シナケレバナラナイ。止水壁ハ或ハ上流側ノ法面ヲ不滲透性ノ石積こんくりーと塗ナドニシテ之ニ充テタモノモアリ、或ハ堤軸ニ沿ヒ中央ニ水ヲ透サナイ壁ヲ設ケタモノモアル。止水壁ノ厚サハ其高サニ依ツテ同一デナイガ、底部デ 5′ 乃至 25′ 位、頂部デ 5′ 乃至 15′ 位ガ用ヒラレテアル。石塊ノ中ニ木材ノ支柱ヲ立テ、之ニ木板ヲ打附ケタリ、I 形梁ヲ貫材トシテ鋼矢板ヲ石塊ノ中ニ打込ンダリシタ止水壁モアル。木材ハ水中ニ在レバ永久性ヲ帶ビルガ、空氣水ニ曝サレルモノハ腐朽ノ恐レガ多分ニアルカラ、永久的構造物トシテハ考物デアル。近頃石塊堰堤ノ上ニこんくりーとヲ置イテ表面ヲ塗裝シタモノガア

ル。更ニ堰堤ノ上流側ニ土ヲ捲出シテ石塊カラ分離スル止水壁ヲ用ヒタ例モアル。一般ニ石塊ノ堤踵ニ止水壁ヲ立テヽ深ク基礎盤ニ達セシメ、上流側ノ法リニこんくりーと又ハ鐵筋こんくりーとノ不滲透性前垂ヲ用ヒ、其下ニ基礎こんくりーとヲ丁寧ニ手デ塡ベタ割栗ナドノ上ニ打ツタモノナドハ最モ良成績ヲ得テ居ル。

石塊堰堤ハ時トシテ溢水ノ爲ニ缺潰シタモノガアル爲メ、最高水位ト堤頂ノ間ノ高サ即チ**露高**ハタツプリ之ヲ取リ、且ツ**餘水吐**ハ充分ノ容量ヲ有スル樣ニ按配シナケレバナラナイ。

187. ぢっくす河堰堤　米國てねしー州ノてねしー河ノ一支ぢっくす河(Dix River)ニ水力發電ノ目的デ作ラレタ堰堤ハ石塊カラ成リ、其斷面ハ第三百九十圖ニ示シタ如クデアル。此堰堤ハ總高 275 呎デ、現在世界最高ノ石塊堰堤そーるとすぷりんぐす堰堤 (Salt Springs Dam) ニ次グモノデアル。堤頂ノ長サ 1,032′、馬踏ノ幅 20′ デアル。此堰堤ノ上流側ハ半徑 1,250′ ト 1,700′ ノ合成弧形ヲ爲シ、下流側ノ法リハ上部 50′ 間ハ 1:1、下部ハ 1:1.4、上流側ノ法リハ上部 80′ ハ 1:1、其下部ハ 1:1.2 ノ傾斜ヲ爲シテ居ル。上流面ハでりっく起重機ヲ用ヒテ置イタ空積ノ巨石々工ヲ以テ被覆シ、其上ニ鐵筋こんくりーとノ前垂ヲ用ヒタ。前垂ハ河床ニ終リ、其下ニ止水壁ヲ設ケテ堅岩ニ達シ、更ニぐらうとノ幕ガ下ニ延ビテ居ル。



第三百九十圖　ぢっくす河石塊堰堤

基礎ハ緻密ナ石灰岩カラ成リ、化石ヲ有シナイ。其泥砂粘土及其他ノ異物ヲ除却シテ堰堤ノ基礎ニ充テタ。

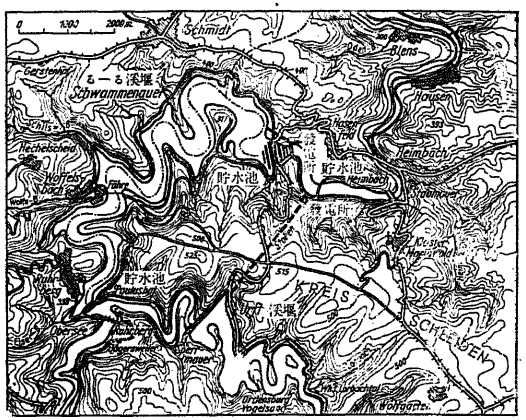
堤體ノ石塊ハ餘水吐ヲ作ル所ヲ掘鑿シテ得タモノデ、發破ヲカケ、汽鎚デ浚ヒ、だんぷかーデ運ビ、現場ニ放下シタ。但シ沈下ヲ促進スル爲ニ水ニ浸シ、又ハ砂水ヲ流シタ。上流面ハ 1 噸乃至 8 噸ノ巨石ヲでりっく起重機デ運ビ、空積ノ粗石ヲ以テ被覆シタガ、堤頂 7′, 堤底 14′, 其上ニ鐵筋こんくりーとヲ 48×70′ ノ格子版デ被覆シ、其間ニ法リニ沿ウテ縱橫ノ伸縮接合ヲ用ヒタ。此ノこんくりーと版ハ堤頂デ厚サ 8″, 堤底デ 18″, 縱橫ニ 0.5% ノ鋼ヲ以テ補强シテアル。伸縮接合ハ傾斜シタ空積粗石ノ上ニ溝ヲ作クリ、此溝ニこんくりーと肋ヲ作リ、此肋上ニ兩方カラこんくりーと版ガ突合ツテ居リ、U 形ノ銅片ヲ用ヒテこんくりーと版ヲ肋ニ繫ギ、壓搾シタこるくヲ用ヒテ接手ニ充塡シタ。水ノ滲透ヲ防グ爲ニ更ニこんくりーと版ノ上部型板ヲ常ニ水中ニ沈積シテアル下部 160′ ノ間現場ニ殘シタ。

止水壁ハ前垂ノ上流ノ基礎デ 25′ 乃至 30′ ノ深サマデ達シ、3 吋ぐらうと孔ヲ止水壁ヲ通ジテ 10′ 時トシテハ 5′ ノ心々間隔デ穿入シ、其深サ時トシテハ 250′ ニ達シタ。

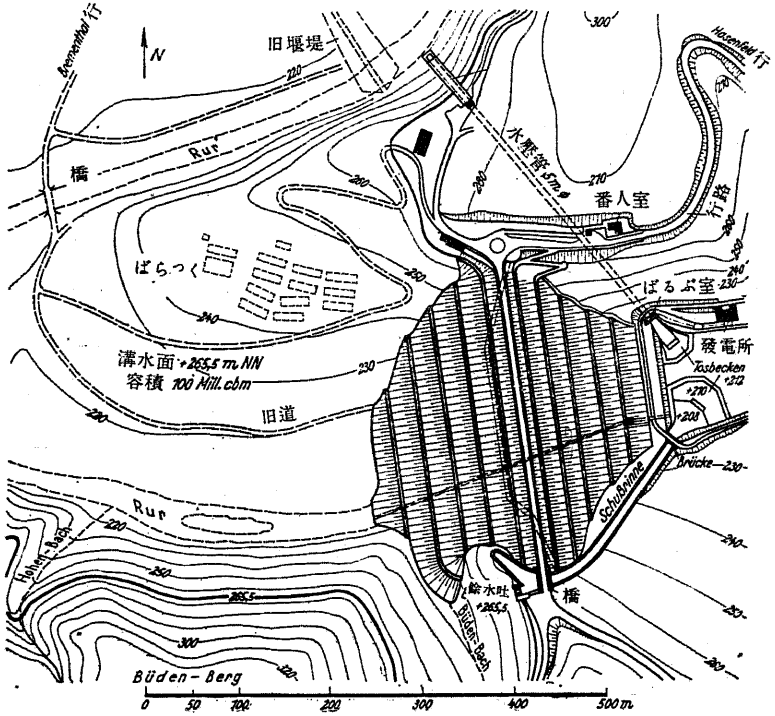
貯水池ノ水ノ引出ハ徑 24 呎ノ馬蹄形斷面ノ引出塔ニ依ツタ。塔ハ堰堤ノ右側ニ岩盤ヲ通シテ作ツタこんくりーと塗ノ壓力隧道ニ繫ガル。隧道ノ取入口ニ於テ塔ハ鐵筋こんくりーと造デ、高サ 260′, 內徑 22′, 塔カラ隧道ニ流レル水ハ池底カラ凡ソ 60′ ノ處ニ在ツテ電氣ニ依ツテ動カサレル油壓捲揚機ヲ用ヒテ運轉スル徑 17′ ノ平衡にーどる弁デ調節サレル。

餘水吐堰堤ノ左側岩ヲ切開イテ作ツタモノデ、200,000 秒呎ノ容量ヲ有シ、恰カモ流域面積每方哩凡ソ 500 立呎ニ當ル。長サ 250′ 側壁ノ法リ 1/4:1, 其頂ハ堰堤ノ頂上ヨリ下 35 呎デアル。

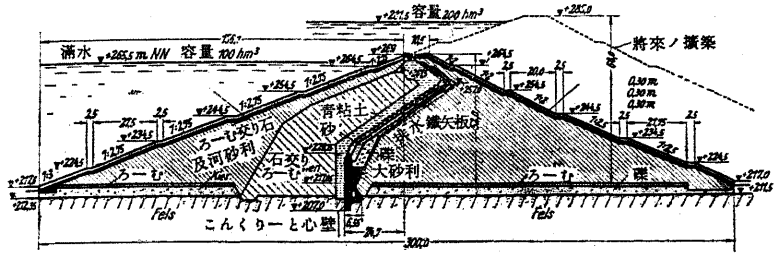
188. るーる河堰堤　獨逸るーる河 (Ruhr Fl.) ノはいむばっは (Heimbach) トあいんるーる (Einruhr) ノ間ノ北あいふぇるニ石塊堰堤ヲ作ツテ貯水池ヲ



第三百九十一圖　るーる河平面圖



第三百九十二圖　堰堤平面圖



第三百九十三圖　堰堤斷面圖

設ケタ。池ノ長サハ 20 粁ニ亙リ、水容積 1 億立米ニ達スルガ、恰カモうるふと堰堤ノ北ニ當ツテ居リ、之ニ依ツテあーへん地方ノ經濟界多年ノ宿望ヲ滿シ得タモノデアル。西風ノ降雨ノ際ニハ雪融ノ洪水ヲ起シテ、るーる河ノ中流及下流ノ農業ニ莫大ナ損害ヲ及ボスヲ常トシタ。此ニ高サ 52 米ノ石塊堰堤ヲ作ツテ粘土羽金ト石混リノ濾堤ノ厚イ被層ヲ設ケ、更ニ前面ニハ石塊ト石混リ濾堤ヲ積ミ、後方ニハ石塊ヲ充シタモノデ、前面ノ法リニハ割栗ヲ充塡シ、後面ノ法リニハ眞土濾堤ノ上ニ土羽ヲ附ケタ。傾斜ハ前面 1:2.75, 後面 1:2 乃至 1:2.5 デ、堤敷 300 米ニ達シ、馬踏ノ幅 10.5 米。

第四十二表　石塊堰堤

堰堤	位置	河川	完成年次	基礎上ノ高サ m	堰頂ノ長サ m	馬踏ノ幅 m	法リ 上流	法リ 下流	堰堤ノ容積 m³
Salt Springs	米國	Mokelumne	1931	101	396	4.6	1.3:1	1.4:1	2,294,000
Dix River	〃	Dix	1925	84	312	6.1	1.2:1 1:1	1:1 1.4:1	1,336,000
Morena	〃	Cottonwood Creek	1911	78	154	5.1	½:1 0.9:1	1½:1	234,000
Relief	〃	Stanilaus	1909	43	155	4.0	½:1	2:1	—
Strawberry	〃	〃	1916	53	187	9.6	1.1:1 1.2:1	1.3:1	306,000
Lake Fordyce	〃	—	1927	43	314	3.0	1:1	1:1	—
Ruhr	獨逸	Ruhr	—	52	—	10.5	1:2.75	1:2 1:2.5	—

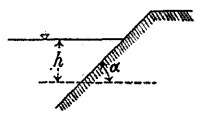
第四十二表ハ石塊堰堤ノ若干デアル。

第十四節　土　堰　堤

189. **土堰堤**　土堰堤ハ安定及水密ヲ得ル爲ニ、泥土、粘土、壚塲、砂及砂利又ハ岩片ヲ適當ナ割合ニ混合シタモノカラ成リ、此等ヲ屢々搗固メルニ或ハ人力、ろーらー等ヲ以テ輾壓シタモノ、又ハ水締ヲ行ツタモノデアル。比較的不滲透性ノ粘土心壁又ハこんくりーとナドデ造ツタ中央壁ト稍々粗雜ナ外ノ部ヲ有スル築堤ヤ、比較的不滲透性ノ上流側ノ被覆ト中央壁及稍々粗雜ナ外ノ部分ヲ有スル築堤、若クハ比較的不滲透性ノ一樣ナ土砂カラ成ル築堤ニ分ケルコトガ出來ル。

土堰堤ノ必要ナ性質ハ其滲透性又ハ水密及緊密度又ハ重量、法リノ安定、波ニ洗ハレル法リノ防護、洪水ヤ波浪ニ依ツテ溢水セシメヌコト、基礎堤體ノ不滲透性ナドデアル。

堤體ノ滲透性ト安定　元來土堰堤ノ築造ニ用ヒル土砂ハ空隙ヲ持ツテ居リ、如何ニ良ク之ヲ搗固メテモ或ル限度以下ニ空隙率ヲ減少スルコトハ出來ナイ。而シテ水ガ此空隙內ニ滲入スレバ、水ニ漬カツタ部分ハ浮力ヲ生ジ、堤土ノ重量ヲ減ズル。從ツテ空隙ノ多イ程安定度ヲ減ズルコトニナル。之ニ反シテ築堤土砂ガ重イ程安定ヲ增スカラ、堤土ニハ比重ノ多イ物質ヲ撰ブベキデアル（河海工學第二編第五章第二節參照）。



第三百九十四圖
法リト水壓ノ分力

今第三百九十四圖ニ於テ、水面カラ h ナル深サノ堤體ノ法リノ一點ニ於テ其安定ヲ考ヘ、α ヲ法リノ地平角、γ ヲ水ノ單位容積ノ重量トシ、單位ノ長サノ堤體ヲ取レバ、水壓ノ地平分力 H 及垂直分力 V ハ

$$(1)\qquad \begin{cases} H = \dfrac{1}{2}\gamma h^2 \\ V = \dfrac{1}{2}\gamma h^2 \cot\alpha \end{cases}$$

次ニ深サ h ノ堰堤ノ地平層上ノ重量ヲ G，土ノ摩擦係數ヲ f，安全率ヲ s トスレバ

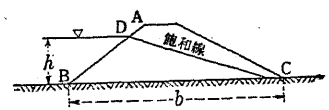
$$(2)\qquad sH = f(G+V)$$

從ツテ

$$s = f\frac{G+V}{H} \qquad [243]$$

乾イタ壚塲土ノ $f=0.8-1.0$，濕ツタ壚塲土ニ於テハ $f=0.4-0.5$ ヲ用ヒル。

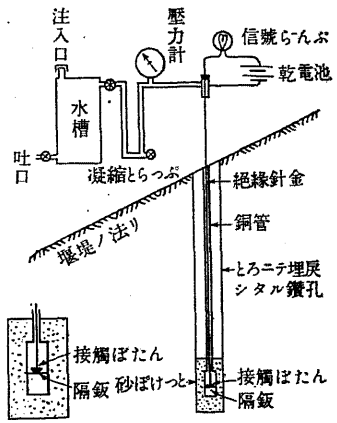
然ルニ滲透質ノ堤體ノ中デハ滲透シタ水ガ土粒ノ間ニ毛管引力ノ爲ニ吸上ゲラレ、殆ド飽和ノ狀態ニ達スル所ノ所謂**飽和線**ナルモノヲ生ズル。此飽和線ハ一種ノ水理勾配線デ、堤土ノ滲透性ガ多イ程地平ニ近ク、堤土ヲ通ジテ流レル水ノ抵抗ヲ表ハシ、飽和線ノ一點ノ天然地盤上ノ高サハ其安定ノ減少ヲ物語ツテ居ル。言フ迄モナク、堤土ニ水ノ飽和スル程息角ヲ小ニシ、堤土ノ**滑動**ヲ容易ナラシメ、延イテハ堰堤ノ缺潰陵夷ヲ來ス虞ガアル。蓋シ滑動ハ半バ土粒ノ間ノ摩擦ノ減少ニ原因シ、半バ土粒ノ粘着減少ニ依ルノデアツテ、過量ノ水ハ摩擦ト粘着ヲ二ツナガラ減少スル。



第三百九十五圖　土堰堤ノ水濕飽和線

土堰堤內ノ一點ニ於ケル滲透水ノ壓力ヲ測ル爲ニ、北米合衆國開拓局ガ工夫シタ指示器ハ第三百九十六圖ニ示スガ如ク、堰堤ニ鑽孔シテ所定ノ點ニ達セシメ、銅管ヲ挿入シテ其下部ニごーるどべっく (Goldbeck) ノ土壓計セルヲ改造シテ靜水壓ヲ測ルコトヽシタ。多孔質ノ圓盤デ土壓ヲ支ヘ、築堤內ノ滲

透水ハせるノ下部ニ入ツテ薄イ金屬製隔版ヲ押上ゲル。隔版ノ上部ニハ接觸ぼたんガアツテ鈑ヲ抑ヘテアル。壓搾空氣ヲ銅管内ニ送ツテ隔鈑ヲ下ニ壓シ、ぼたんカラ離レルトキ、信號らんぷニ依ツテ離レルコトヲ示シ、此時ノ壓力計ノ示ス壓力ガ滲透水ノ靜水壓ヲ示スノデアル。



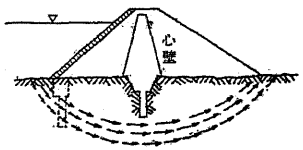
第三百九十六圖
土堰堤内ノ滲透水壓指示器

指示器ハ直徑1吋、高サ2吋鍍金眞鍮製厚サ 0.0015吋ノ薄イ隔鈑ヲ有シ、5/16吋徑ノ銅管ニ依ツテ上部信號らんぷヤ壓力計ニ連絡シ、管内ニ絕緣銅線ヲ保ツテ居ル。此指示器ハ水1吋以内ノ水壓ヲ示ス程敏感デ、銅管ノ周圍ハとろデ埋戻シテアル。斯クシテ堰堤内若干個所ノ滲透水壓ガ知ラレヽバ堤内ノ飽和線ノ深サヲ知ルベク、更ニ之ニ直角ナ流線及滲透ノ摩擦減壓ガ判カル。堤内ニ井戸又ハ挿入鐵管ニ依ツテ水面ノ高サヲ知ルノニ比較スレバ遙ニ滿足スベキ結果ヲ與ヘル。唯稍々モスレバ漏氣漏電等ノ缺陷ガアルコトヲ忘レテハナラナイ（第三百九十六圖）。

以上ノ理由デ堤土ニ滲入スル水ヲ防グ第一線ハ堰堤ノ上流側ノ法リヲ石張リ、こんくりーと張リ等ニシテ之ヲ不滲透性ニスルコトニ依ツテ得ラレル。更ニ下流側ハ滲透性ノ物質ヲ以テ作リ、堤内ノ水ヲ拔クコトモ必要デアル。滲透ヲ少クスル第二ハ成ルベク不滲透性ノ堤土ヲ撰ンデ飽和線ノ勾配ヲ急ナラシメルト同時ニ、滲透性ノ多イ堤土程其法リヲ緩ニスルヲ良シトスル。

堰堤ノ中央ニ粘土又ハこんくりーと等ノ不滲透性**心壁又ハ羽金**ヲ用ヒテ飽和線ヲ遮斷スルコトモ一般ニ用ヒラレル方法ノ一デアル。

堰堤ノ基礎内ヲ滲透スルコトモ多少堤體ノ滲透トハ其趣ヲ異ニスルケレドモ、凡ソ同心楕圓形ヲ爲シテ水ガ流レル。勿論基礎ノ土質ガ一樣デナケレバ其滲透徑路モ理論的曲線ト同一デナイガ、若シ**止水壁**例ヘバ鋼矢板又ハこんくりーと壁ナドヲ基礎地盤下ニ穿入スルトキハ滲透ヲ防グ效ガアリ、場合ニ依ツテハ止水壁ヲ堤踵ニ設ケルコトモアルガ、防滲ハ一層效果的デアル（第三百九十七圖）。



第三百九十七圖
土堰堤ノ羽金ト水濕滲透

水ガ堤體又ハ基礎ヲ浸潤スルトキハ終ニ水ノ通ル徑路ヲ作リ、所謂**管通**スルニ至ル。管通ノ後、水ノ流速ガ土質ニ應ジタ一定ノ限度ヲ越セバ、土砂ノ移動ガ始マル。今粘土ノ粒徑ヲ 0.002 粍トスレバ 0.45 cm/秒 又ハ 27 cm/分ノ流速デ移動サレル。安全率ヲ 4 トスレバ 7 cm/分 位ガ安全流速デアル。即チ地下水ノ流速ヲシテ其通過スル徑路ノ土砂ヲ流スニ足ラナイ丈ノ流速ヲ持タシメルコトハ土堰堤ノ樣ナ空隙ヲ持ツテ居ル構造物ニハ極メテ必要デアル。今 Q ヲ毎分立呎デ表ハシタ流量、H ヲ壓頭（呎）、d ヲ土粒ノ有效粒徑、A ヲ土粒ノ斷面積、t ヲ華氏溫度、L ヲ滲透ノ長サ、P ヲ土砂空隙定數、K ヲ d, P 及 t ヲ含ム一般定數トスレバすりひたー (Slichter) 公式ハ次ノ如クデアル。

$$Q = 11.3\frac{H.d^2A}{LP}\left[1+0.0187\,t-32^\circ)\right]$$

$$= \frac{KHA}{L} \qquad [244]$$

滲透ノ基礎的原則及堰堤内ノ滲透ニ就イテハ地下水第五章ヲ參照スルヲ要ス。**土砂ノ有效粒徑**トハ土砂ガ相等シイ容積ノ球カラ成立ツモノト假定シテ居ル。種々ノ土砂カラ成立ツテ居ル場合ニ、其有效粒徑ハ之ヨリ小サイ粒徑

ノ土砂ガ 1/10 以内ノ重量ノモノヲ云フノデ、之ヲ定メルニハ篩デ篩落シタモノヽ重量ヲ秤ルノデアル。

土砂ノ空隙率ヲ定メルニハ乾燥シタ砂 10 立糎ノ重量 w_1 ト之ニ水ヲ飽和セシメタモノヽ重量 w_2 ヲ秤リ、δ ヲ此土砂ノ比重トスレバ w_2-w_1 ハ空隙ヲ充シタ水ノ重量デアル。又 w_1/δ ハ水ノ重量デ表シタ土砂 10 立糎ノ重量デアルカラ、$w_1/\delta+w_2-w_1$ ハ土砂 10 立糎ト空隙ヲ充シタ水ノ重量ノ和デ、凡テ水ノ重量デ表ハシタモノトナル。從ツテ此土砂ノ空隙率 P ハ

$$\mathrm{P}=\frac{100(w_2-w_1)}{\frac{w_1}{\delta}+w_2-w_1} \qquad [244a]$$

[244] ハ定數ノ數ガ多イカラ、すりひたーハ一定數ヲ以テ之等ニ代用スルコトヲ考ヘ、之ヲ**傳送定數**ト呼ビ、K ヲ以テ之ヲ表ハシ、d, P, t ニ依ツテ異ナル粘性ニ關係アルモノトシタ。卽チ t ヲ華氏溫度トシテ

$$\mathrm{K}=11.3\frac{d^2}{\mathrm{P}}\left[1+0.0187(t-32^\circ)\right] \qquad [244b]$$

第四十三表　傳送定數K ノ値（華氏 60°）

粒徑 粍	土ノ種類	空隙率 %					
		30	32	34	36	38	40
		×10⁻³	×10⁻³	×10⁻³	×10⁻³	×10⁻³	×10⁻³
0.01-0.04	泥土	0.030 -0.527	0.040 -0 648	0.050 -0.678	0.060 -0.958	0.072 -1.145	0.085 -1.355
0.05-0.09	極細砂	0.822 -2.660	1.012 -3.280	1.240 -4.018	1.495 -4.845	1.790 -5.800	2.120 -6.860
0.10-0.20	細砂	3.282 -13.150	4.050 -16.200	4.960 -19 830	5.980 -23.900	7.170 -28.650	8.480 -33.900
0.25-0.45	中砂	20.500 -66.50	25.30 -82.00	31.00 -100.50	37.40 -121.10	44.80 -145.00	53.00 -171.80
0.50-0.95	粗砂	82.2 -296.5	101.2 -365.0	124.0 -447.0	149.5 -540.0	178.0 -646.0	212.0 765.0
1.00-5.00	細礫	328.2 -8220.0	405.0 -10120.0	496.0 -1240.0	598.0 -1495.0	717.0 1790.0	848.0 2120.0

北米合衆國農務省土壤局デハ土粒ヲ分類シテ細礫 (2 乃至 1 mm), 粗砂 (1–0.5 mm), 中砂 (0.5–0.25 mm), 細砂 (0.25–0.1 mm), 極細砂 (0.1–0.05 mm) 泥土 (0.05–0.005 mm), 及粘土 (0.005–0.0001 mm) ノ 7 種ニ分ケテアル（河海工學第三編地下水第五章第二節參照）。而シテ其空隙率ハ細礫 39%, 粗砂 36%, 中砂 34%, 細砂 34%, 砂質土壤 34%, 砂質壚塿 39%, 壚塿 44%, 粘土質壚壚 47%, 粘土質土壤 48% デアル。

砂利ハ重ク且ツ安定性ヲ有スル點デハ築堤材料ノ隨一ニ位スルガ、空隙ガ多ク、水密性ニ缺ケテ居ル。之ニ反シテ砂ハ空隙ハ少イガ、安定モ亦少ク、且ツ水濕ノ影響ヲ受ケ易イ。壚塿ハ有機質ニ富ミ、比較的不滲透性デアルガ、重量ガ少ク、安定性ニ乏シイ。泥土及粘土ハ全ク不滲透性デアルガ、重量及安定ニ缺ケ、水ヲ含ムコト多ケレバ膨脹シ、且ツ陵夷シ易ク、乾燥スレバ收縮シテ且ツ龜裂ヲ生ジ易イ。以上各種ノ土砂ニハ各々一長一短ガアツテ、粘土ハ不滲透性デ特ニ心壁ニ適シ、堰堤斷面ノ外部 3 分 1 ニ重イ物質ヲ載セテ粘土ヲ支ヘルトキハ陵夷ノ缺點ヲ補ヒ得ル許リデナク他ノ土砂ト適當ノ割合デ混合スレバ優秀ナ堤土トナル。

土堰堤ハ一種ノ土壤ヲ以テ築造スルコトハ出來ナイケレドモ、砂ノ空隙ハ細砂、泥土及粘土ヲ以テ充塡スルトキハ、恰カモ砂利砂ナドノ骨材トせめんとノ關係ノ如ク、强硬ナモノガ出來ル。唯粘土ハせめんとナドノ硬化性ヲ持タヌ弱點ガアル。然シ適當ナ割合デ此等ノ土砂ヲ混合スレバ其空隙率ヲ 15% 以內ニ減少スルコトガ出來、砂利ヨリハ重ク且ツ安定デ、粘土ノ如キ不滲透性ヲ得ルコトガ出來ル筈デアル。

土堰堤ハ殊ニ其施工ニ注意スル必要ノアルノハ其材料ノ粗雜多角ナル上ニ、充分粘着シナイトキハ他日貯水シタ場合ニ管通ヲ生ズル懸念ガ多分ニア

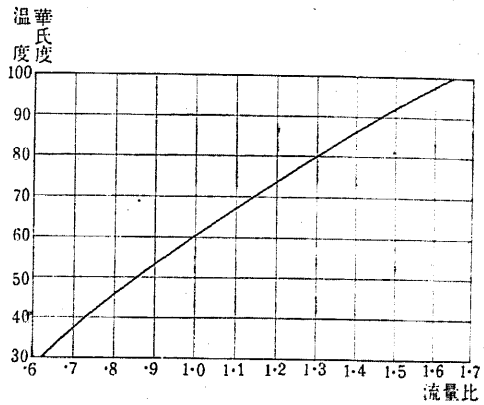
ルカラデアル。凡ソ 20 糎ノ層ニシテ一層又一層ト土ヲ捲出シ、蝮子又ハ蛸ノ様ナモノデ充分搗固メ、次層ヲ置ク前ニ必ズ前層ヲ掻立テルナドノ注意ヲ用フベキデアル。壓搾空氣ナドヲ用ヒテ搗固メル法モアル。

華氏 60° 以外ノ溫度ニ對スル K ノ更正項 ΔK_τ ハ $1+0.0187(60-32)=1.5236$ デ、$\frac{0.0187}{1.5236}=0.0122$, $t-60°=\tau$ トスレバ

$$\Delta K_\tau = 1 \pm 0.0122\,\tau \qquad [245]$$

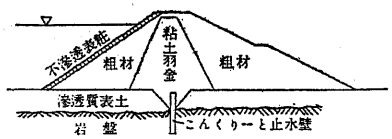
「一」項ハ 60° ヨリ低イ溫度ノ場合ヲ表ハス。

又溫度ト砂粒間ヲ流ルヽ流量ノ關係ハ第三百九十八圖ノ如クデアル。嚴格ニ言フナラバ [244b] 又ハ [245] ハ溫度ノ一次式デハナク、更ニ高次ノ項ヲ含ンデ居ルダラウト思ハレル。但シ t 又ハ τ ノ數係數ハ小サイモノデアルベキデアル。



第三百九十八圖　溫度ト砂粒間ノ流量ノ關係

心壁ノ粘土溝ノ底幅ハ地質殊ニ附近地盤ノ地層、粘土推固ノ方法及性質、溝底ノ深サナドニ依ツテ異ナル。其法リハ掘鑿再固メニ堪ヘル様充分緩勾配ヲ用ヒ、至ル所高サニ應ジテ滲透ノ抵抗ヲ得ル様溝幅ヲ有スルコトヲ要スル。溝ノ斷面ハ横ニモ縦ニモ急激ナ變化ヲ與ヘズ、不同ナ沈下ヤ龜裂ヲ生ゼザラシメルヲ良シトスル。



第三百九十九圖　粘土溝ノ底幅

粘土ハ近イ處ニ採取セラレルモノヲ撰ビ、充分ニ之ヲ搗固メナケレバナラナイ。搗固メニハ水ヲ撒イテ層又層密着セシメ、龜裂ヲ防グ。

場合ニ依ツテハ粘土羽金ト不滲透性岩盤ヲこんくりーと止水壁デ連絡スル必要ガアル。良質ノこんくりーとヲ用ヒ、出來ル丈ケ水密ニスル。止水壁ノ上端ハ溝ノ中ノ粘土中ニ終リ、或ハ更ニ之ヲ高クシタモノモアル。又其下端ハ岩盤ノ性質ニ依リ相當ノ深サニ達セシメル。

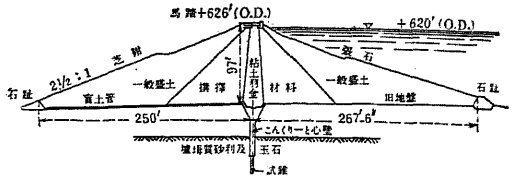
滲透性土壤ノ被層ガ甚ダ深イ場合ニ、掘鑿ノ量ヲ少クシテ止水壁ヲ必要ナ深サニ達セシメル爲メ、こんくりーと潜函ヲ連結シテ之ヲ止水壁トスルコトガくゎっびん堰堤 (Quabbin Dam) ヤめりまん堰堤 (Merriman Dam) ニ試ミラレタ。後者ハ 1937 年 9 月以來工事ニ着手シタモノデ、其止水壁ニ 15′×38′ ノ潜函 20 個許リヲ用ヒントスルモノデアル。其內潜函 2 個ヲ試掘的ニ基岩迄深サ 180 呎更ニ 20 呎深ク岩盤ニ下ゲタモノデ、其間隔精密ニ 38 呎即チ間ニ他ノ一潜函ヲ下ゲ得ル様ニ空隙ヲ殘シタモノデアル。潜函ノ兩側面ニハ深サ 1.5 呎ノ竪ノ蟻孔ガアツテ相隣ル潜函ノ蟻ト相噛合ハシメテアル。

是等試掘的潜函ヲ下ゲルニハ深サ 20 呎底ノ幅ト長サ 80′×200′ 1:1.5 ノ法リヲ以テ素掘ヲ行ツタ。各潜函ハ共ニ內徑 4 呎ノ排出竪孔 2 個及人ノ昇降スル矩形竪孔 4′×6′.5 1 個ヲ備ヘ、後者ノ一端ハ半圓形ヲ爲シテ居ル。人ノ昇降竪孔ノ下ニハ函沓カラ 14 呎ノ上ニ 9′×10′×8′ ノ喞筒室ヲ持ツテ居ル。

時トシテハ堰堤箇所ニ源泉又ハ涌泉ノ存在スルコトモアルガ、之ハ有害デアルカラ、之ヲ避ケ得ルナラバ、堰堤箇所ヲ變更スルヲ得策トスル。然シ不可能ナラバ涌泉ハ充分能ク排水スルコトヲ考ヘナケレバナラナイ。若シ其水源ヲ追求シ得レバ之ヲ管ニ導イテ下流面ニ送ルヲ安全トスル。

堰堤ノ基礎ハ相當ノ深サ迄表土異物ヲ剝取リ、岩盤ノ場合デモ霽爛風化ノ

岩片ヲ除カナケレバナラナイ。而シテ堰堤軸ニ平行シテ深サ約 6 米位ノ溝ヲ作リ、粘土ヲ充塡搗固メル。時トシテハ粘土羽金ノ下部ノ排水ノ爲ニ堤軸ニ直角ニ盲排水管ノ類ヲ設ケルコトガアル。排水管ノ周圍ニハ砂利ノ類ヲ以テ捲キ、管ハ 10 乃至 15 糎位ノモノデ、必要ニ應ジテ其數ヲ增ス。**之ヲ要スルニ粘土心壁ノ上流ニハ水ノ瀦留ヲ妨ゲテ、水ノ飽和又ハ侵蝕ヲ未前ニ防ギ、其下流カラ堤外ニ排水スルヲ原則トスル。**第四百圖ニ示シタモノハ英國にゅーぽーとノ附近たるぼんと (Talbont) ニ最近水道用貯水ノ目的デ作ラレタ土堰堤ノ横斷面デ、盲土管ハ前ニ述ベタモノニ同ジイ。



第四百圖　たるぼんと土堰堤ノ排水

190. 土堰堤ノ築堤土砂　築堤個所ノ土壤及地下ノ土質ヲ調査シテ築堤材料トシテ果シテ適當デアルカ否ヤヲ定メナケレバナラナイ。土砂ノ機械分析ヲ細心ノ注意ヲ以テ遂行スル必要ガアル。而シテ水密性ヲ有シ、且ツ重量ノ多イコトガ築堤材料トシテ肝要デアルカラ、土粒ノ形及大サ、空隙率、種々ナル土ノ單位容積ノ重量及土砂ノ特性ヲ知ラナケレバナラナイ。

土堰堤ヲ管通スル水ガ堤土ヲ洗流サナイ爲ニ必要ナ地平距離又ハ堰堤ノ地平斷面ノ長サハ [244] カラ定メルコトガ出來ル。卽チ A ヲ 1 方糎、流量 Q ヲ立糎/分、空隙率ヲ P, 流速ヲ v 糎/分 トスレバ、勿論 $Q=Pv$ デ

$$L=\frac{KH}{Pv} \qquad [246]$$

トナル。今堤土ノ空隙率 P, 安全流速 v, 堰堤內外ノ水位ノ差卽チ貯水池水面ト堤趾漏水部ノ高サノ差ガ H デ、K ガ前表カラ知ラレヽバ長サ L ガ見

出サレル。斯クシテ見出サレタ L ノ長サハ他ノ條件ニ依ツテ必要トセラレル長サヨリ短カイ結果ガ得ラレヽバ良イ。

又 b ヲ土堰堤ノ底敷トスレバ堰堤ノ中央ニ於ケル止水壁ノ深サ d ハ

$$d=\frac{1}{2}\sqrt{L^2-b^2} \qquad [247]$$

土堰堤內ノ飽和線ヲ見出ス數字的方法ノ展開ハ試ミラレタ（河海工學第二編第五章第二節 84 參照）。然ルニ實際ニハ地下水ノ流ヲ支配スル多クノ資料ハ今日尙明瞭ヲ缺クモノガアリ、土堰堤ノ斷面ヲ爲ス材料卽チ土砂ハ千差萬別デ、加フルニ基礎ノ地質地層ガ又甚ダ異同ガアリ、是等模糊タル材料ヲ本トシテ數學上ノ等式ヲ適用スルハ甚シク不滿足ナルヲ免レナイ。從ツテ築堤材料卽チ土砂ヲ嚴選シ、基礎地盤ヲ周到ニ調査シ、施工方法ヲ永イ經驗ト誤ラナイ判斷ニ依ツテ樹立スルコトガ肝要デアル。

191. 土堰堤ノ基礎　土堰堤ヲ築造スベキ場所ヲ撰ブニハ基礎ノ性質及安定ヲ調査シ、果シテ上部構造物ノ重量ヲ荷フベキ所謂載荷力ガ充分デアルカ、又ハ經濟的ニ充分不滲透ナラシメ得ルヤ等ヲ研究シナケレバナラナイ。以上ノ調査ニハ試驗坑ヲ掘ツテ不滲透地盤ニ達セシメ、或ハ試錐ニ依ツテ地中ノ資料ヲ採集シ、其空隙率、重量、粘着性其他基礎トシテ適當デアルヤ否ヤヲ研究スベキデアル。土砂ノ器械分折モ亦調査ニ必要デ、岩盤ナラバ其岩質硬度斷層龜裂節理ノ有無ナドヲ調査シナケレバナラナイ。

試驗坑及試錐孔デ採集シタ土砂ノ資料ヲ檢査シテ、砂、砂利又ハ他ノ多孔質ノ物質ガ堰堤箇所ノ下ニ在ル場合ニハ、堰堤軸ニ平行ニ其全長ニ亙ツテ粘土溝ヲ掘鑿シナケレバナラナイ。粘土溝ハ堰堤ノ横斷面カラ見テ粘土心壁ノ中心ノ下ニ設ケラルベキモノデ、此溝ハ不滲透質ノ地層ニ達スルカ、又ハ水ノ滲透ニ對シテ充分ナ抵抗ヲ生ズル樣ニ相當深クナケレバナラナイ。

192. **土堰堤ノ大サ**　土堰堤ノ寸法ハ之ニ用ヒタ堤土ノ息角及空隙率、堰堤ノ高サ、施工方法及堰堤ニ依ツテ調節サレル水位昇降ノ範圍ナドニ依ツテ異ナル。

馬踏ノ幅ハ小サイ土堰堤デ 3 米、更ニ重要ナ土堰堤ニ於テハ 10 米位ヲ普通トスルガ、稀ニハ米國すてべんす堰堤 (Stevens Dam) ノ 16.4 米位ノ廣イモノモアル。

下流側ノ法リハ 2 割乃至 2.5 割即チ 2:1 乃至 2½:1 位ヲ普通トシ、息角ガ小サイ且ツ高堰堤ニハ更ニ緩勾配ヲ用フベキデアル。**上流則ノ法リ**ハ 2.5 割乃至 3 割即チ 2½:1 乃至 3:1 ノ間ニアルガ、亦土砂ノ息角、堰堤ノ高サ及波ニ對スル法面防護ノ性質等ニ依ツテ異ナル。高サ 30 米位ノ土堰堤ニハ 10 米乃至 15 米毎ニ 1 個ノ小段ヲ設ケ、一ニハ荷重ヲ基礎ノ上ニ擴ゲ、同時ニ降雨時ニ法リ面ノ侵蝕ヲ防グヲ常トスル。

貯水池ノ高水位ト堤頂ノ間ノ露高ハ一般ニ充分ニ取ルベク、波高、最大流量及餘水吐ノ流量等ニ關係シテ居ル。寒地デハ池ノ水位ヲ常ニ堰堤上部ノ霜線ノ下ニ保ツコトガ安全デ、結氷又ハ水壓ノ爲ニ罅隙ヲ生ズル可能性ガアル。風向ノ關係カラ高イ波ノ立ツ處デハ越水スル處モアルカラ、特ニ露高ヲ大ニスル必要ガアル。次表ハ一般土堰堤ノ寸法ノ指針トナルモノデアルガ、材料ノ性質地盤ノ土質等ニ依ツテ斟酌スベキハ勿論デアル。

第四十四表　土堰堤ノ寸法

堰堤ノ高サ 米	下流側法リ	上流側法リ	馬踏 米	露高 米	下流側小段ノ數	小段ノ高サ（基礎ヨリ） 米
6	2:1	2½:1	3	1.5	0	0
9	2:1	2½:1	3.6	1.8	0	0
12	2:1	2¾:1	4.2	2.0	0	0
15	2:1	2¾:1	5.0	2.2	1	7.5

堰堤ノ高サ 米	下流側法リ	上流側法リ	馬踏 米	露高 米	下流側小段ノ數	小段ノ高サ（基礎ヨリ） 米
18	2½:1	3:1	6.0	2.5	1	9.0
21	2½:1	3:1	6.6	2.5	1	11.0
24	2½:1	3:1	7.6	2.8	1	12.0
27	2½:1	3:1	8.5	2.8	2	10–20
30	2½:1	3:1	9.0	3.0	2	10–20
33	2¾:1	3½:1	9.5	3.2	3	10–20–28
36	2¾:1	3½:1	10	3.4	3	10–20–30
40	3:1	3½:1	11	3.6	3	10–20–30

米國しあとるカラ 35 哩、たこまカラ 42 哩、高サ 425 呎ノ世界最高ノ土堰堤ガ計劃サレテ居ル。まっとまうんてん堰堤 (Mud Mountain Dam) 之デアル。馬踏 54 呎、堤數 2,200 呎、堰堤ノ長サ 700 呎、水路ハ此ニ 90° ノ迂回ヲ爲シテ居ル。輾壓ニ依ル盛土ノ全容積 3 百萬立碼。工事中河水ハ徑 23 呎ノ隧道ニ依リ分水セラルベキ筈デ、餘水吐ハ右岸ニ設ケラルベク、其掘鑿土砂ハ築堤ニ用ヒラレル。本堤堰ノ計劃ハたこまノ工業地方及他ノ盂谷ノ耕地ヲ脅カシタ洪水ヲ防禦スル目的ヨリ起ツタモノデアル。此堰堤ハ後ニすてべんす堰堤 (Stevens Dam) ト呼バレルニ至ツタ。

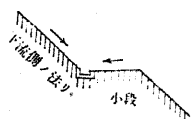
193. **土堰堤ノ腹附**　土堰堤ノ築造材料ハ粘着力ニ乏シイカラ、雨ノ爲メ又ハ波ノ爲ニ屢々洗流サレル處ガアル。從ツテ其法リノ防護ハ常ニ必要デアツテ、若シ之ヲ忽セニスレバ不覺ノ災害ヲ招クコトガ多イ。

上流側ノ法リニハ波除ケトシテ捨石ヲ法面ニ用ヒ、或ハ粗石ヲ斫ベテ空積ニシ、又ハ基礎ニ砂利玉石ヲ敷イテ其上ニ練積ノ碎石又ハ粗石ヲ敷斫ベル。勿論堤土ガ洗流サレル危險ニ備ヘル爲ニ下層ノ砂利玉石等ハ 30 乃至 60 糎位ノ厚サヲ要シ、上層ノ碎石ハ 30 乃至 90 糎ノ厚サヲ要スル。若シこんくりーとヲ用ヒテ基礎砂利ノ上ニ鋪敷スルトキハ更ニ優秀ナ腹附ヲ得ベク、溫

度ノ變化カラ起ル伸縮ノ爲ニ生ズル龜裂ヲ防グ爲ニ、屢々鐵筋ヲこんくりーとノ中ニ用ヒ、又ハ 6 米乃至 15 米毎ニ縦ノ區間ニ分ケ、是等ノこんくりーと版ノ緣ノ下ニこんくりーと闕ヲ作ツテ其上ニ載セテ置クコトモアル。時トシテハ河岸ノ腹附ニ用ヒル樣ナ方形又ハ矩形ノこんくりーと版ヲ作リ其四隅ヲ針金デ繫イダ工法ヲ用ヒルコトモアル。腹附ハ最低水面下 3 米ニ達スレバ通例安全デアル。

又ハ單ニ芝ヲ植附ケテ被覆トシタリ、更ニ水涯ニ粗朶ヲ用ヒテ波除ケトシタ例モアルガ、孰レモ永久性ヲ持タナイ恨ミガアル。

下流側ノ法リハ雨ヤ時トシテ風ノ爲ニ侵蝕サレル危險ガアル　最モ普通ナ法リノ腹附ハ芝ヲ植附ケルコトデアル。堰堤ノ高サガ大トナレバ法リヲ流下ル雨水ガ堤土ヲ侵蝕スル虞ガアルカラ、高サ 10 米ヲ概準トシテ**小段**ヲ設ケ其幅ヲ 2.5 米位トスルヲ安全トスル。此小段ニモ內側ニ小開渠ヲ作ツテ適當ナ方向ニ勾配ヲ與ヘ、上カラ流來ル水ヲ導キ、更ニ之ヲ下方ニ運去ル排水土管等ヲ必要トスル。多クノ場合ニ側壁ニ沿ウテ斜ニ排水土管ヲ設ケルコトガ便利デ、小開渠ハ堰堤ノ中央カラ之ニ向ツテ傾下セシメルノヲ通例トスル。但シ堰堤ガ長ケレバ排水ハ數條ノ土管又ハ溝ヲ必要トスル。小段ノ横斷面ハ堰堤ニ向ツテ小傾斜ヲ與ヘ、排水ヲ完全ニスルガ良イ。



第四百一圖
小段ノ排水

194. 土堰堤築造ノ輾壓法ト水締法　土堰堤ノ堤土ヲ充分緊マツタ且ツ一樣ナ性質ノモノトスルコトハ根本的必要デアル。之ニハ輾壓法又ハ壓締法ト水締法ノ二法ガアル。**輾壓法**ニ於テハ堤土ヲ厚サ 20 糎內外ノ薄イ層ニシテ繰擴ゲ、之ニ適當ナ撒水ヲ行ツテ推固メ又ハ搗固メ、充分ニ層々能ク密着セシメル。勿論堤土ハ各層共能ク之ヲ擴ゲテ完全ニ混和シ、齊一性ヲ得セシメル。若シ能ク混和シナケレバ粘土ハ滑リ面トナリ得ベク、砂利、砂、頁岩ナドハ漏水面ヲ作ル懸念ガ多分ニアル。緊メタ層ハ中心ノ方ニ傾下セシメル。

堤土ハ築堤ノ全面ニ亙ツテ一樣ナ層トシテ固メルコトガ肝要デ、之ヲ勵行シナケレバ局部的ニ滲透ヲ生ジ易イ。而シテ一旦一層ヲ充分締固メテモ次層ヲ置ク前ニハ充分掻立ヲ行ツテ密着面ヲ作ラナケレバナラナイ。斯クシテ水密且ツ安定ノ堰堤ガ出來上ル。

水締法又ハ**水瀉法**ニ於テハ土砂ヲ水ニ漬シテ築堤個所ニ送リ、其沈澱ヲ待ツモノデ、勿論水ハ分離シテ流レ去ラシメルモノデアル。元來鑛山地方ナドデ土砂樣ノモノハ水デ流シテ運ブ時ハ巨量ヲ低廉ナ費用デ動カスコトガ出來ル爲メ、此方法ヲ用ヒルノニ胚胎シ、土砂ヲ河川ニ流シテ耕地ニ水ヲ堰止メテ流水ニハ碎片ヲ流サズ、單ニ泥水ヲ送ツテ漸次築堤スルニ至ツタモノデ所謂水瀉法ト呼バレタガ、漸次高イ堰堤ヲ作ル樣ニナツタ。從ツテ水瀉法デハ遂ニ人工壓力ヲ用ヒテ或ハ自然重力デ土砂ヲ含ンダ水ヲ送ツタモノデアルカラ、**水締土堰堤ハ高壓力又ハ重力ノ下ニ流レル水ヲ利用シテ土砂ヲ掘鑿シ、運搬シ且ツ之ヲ沈澱セシメルモノ**ト定義スルコトガ出來ル。

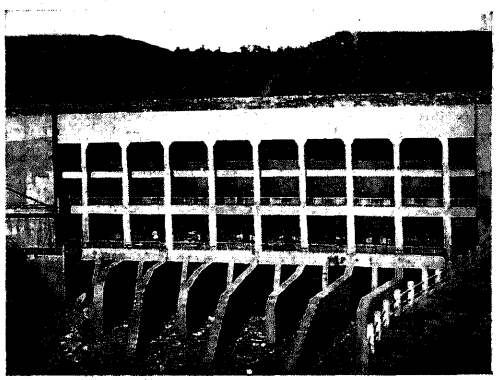
水締法ノ原則トシテ堰堤ノ中部 3 分 1 ハ不滲性ノ締ツタ土砂カラ成ルベク、其兩外側 3 分ノ 2 ハ粗質及細粒ノ混合カラ成ルヲ要ス。但シ兩外側ノ內部半分ハ中部ノ細粒ヲ濾過阻止スル働キヲ營ミ、殘ル外部半分ハ排水ノ作用ヲ營ムノデアル。經驗ニ依レバ水締法ニ最モ良ク適シタ材料ハ砂利、砂及粘土又ハ泥土ノ混合カラ成リ、凡ソ 2 割ノ粘土ヲ含ンダモノデアル。粘土ハ砂ト砂利ヲ粘着スル作用ヲ營ミ、是等ノ骨材ハ適當ノ比例デ水中ニ沈澱スレバ良ク締ツテ且ツ工事中排水モ良イ。砂ト砂利ノ混合ハ水締法デハ良結果ヲ與ヘルガ、是レ其中ニ相當ノ泥土又ハ粘土ヲ混入シテ居ル爲デアル。然シ碎石ト少シノ粘土デハ不滲透性ガ得ラレナイ。

粘土又ハ粘土樣ノ物質ガ餘リ多量ニ含マレテアルモノヲ堤土ニ用ヒレバ、

其水締土堰堤ハ陵夷スル恐レガ多分ニ在リ、極メテ徐々ニ堰堤ヲ作リ、且ツ又排水ヲ注意シナケレバ危險デアル。岩石及粘土ノミナラバ水締法ニ適シナイ。

195. **臺灣嘉南大圳烏山頭ノ土堰堤**　嘉南大圳ハ始メ宮田溪埤圳ト呼ビ、臺灣總督府土木局ニ於テ大正 6 年 11 月水源方面ノ測量ヲ開始シタノヲ端緒トシ、貯水池ヲ烏山頭ニ設ケテ 10 萬甲ニ灌漑セントシタモノデアル。大正 9 年 9 月嘉南大圳組合ガ成立シ、一切ノ調査設計ヲ引受ケテ之ヲ監掌シタ。臺南州大埔溪ノ右岸ニ烏山嶺取入口ガアツテ隧道ニ依リ、曾文郡六甲庄ニ至リ、西口暗渠及開渠ニ出デ、烏山頭ノ土堰堤ニ依ツテ貯水池ニ湛ヘラレルモノデ、大正 11 年 3 月以後漸次起工サレタ。

大埔溪ハ最大渴水量 30 個、最大洪水量 18 萬個、水位ノ差實ニ 38.5 尺ニ及ンデ居ル。取水量ハ渴水時其流量ノ 9 割、最大 2,000 個ヲ限度トシテアル。**取入口**ハ 3 段トシ、最下段ハ +267 尺、最上段ハ +275 尺デ平日ハ中段ト上段ヲ用ヒ、將來溪床低下シタ場合ニ下段ヲ使用スル計劃デアル。水門ハ 3 段共 72×108 尺デ外ニ非常水門 18×18 尺 1 個ヲ備ヘテアル。上下兩段ノ門扉ハ鐵製デ、下段ハ角落シヲ押入レ、當分使用シナイ。門扉ハ人力ト水力ノ二法ニ依ツテ操作スルコトガ出來、門扉ノ前面ニハ 2 寸目ノ鐵製塵除格子ヲ設ケ、開渠中心ニ向ヒ隔壁 6 個ヲ突出セシメテアル。非常水門ハ



第四百二圖　烏山頭取入口內面寫眞

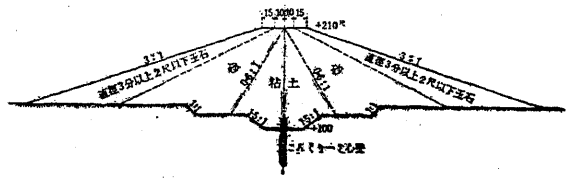
暗渠入口壁ニ設ケ、洪水時取入口水門ノ破損等ニ備ヘテアル。

取入口水門カラ**開渠**長サ 108 尺、幅 86 尺ヲ經テ**暗渠**ニ入ル。暗渠ハ徑 18 尺、長サ 324 尺。

烏山嶺隧道ハ內徑 18 尺、延長 1,710 間、勾配 1/1,200、最大流量 1,800 個、東西兩口共暗渠ニ接續シテ居ル。隧道ニ接續シタ**暗渠**ハ延長 129.3 間、之ニ連ツテ又開渠 200.0 間ヲ設ケタ。

烏山頭土堰堤ハ曾文郡宮田庄ニ在ツテ貯水量 55 億立尺滿水々面積 1 億方尺、始メ宮田溪ノ附替ヲ行ヒ、暗渠開渠及排水隧道ヲ用ヒタ。堰堤箇所ノ表土ハ 5 尺乃至 70 尺ノ第四紀層ト、其下ニ柔弱ナ頁岩カラ成ル第三紀新世層ガ細粗層薄不規則ナ地層ガ斷續シテ居ル。砂層中ニハ 厚サ 30 尺、徑 0.1 粍ノ粒子カラ成ルモノガアツタ。表土掘鑿ハ人力ト機械掘トヲ併用シ、粗掘ト多量ノ遠距離捨土ノ場合ニハ機械ヲ用ヒ、仕上法切及局部的ノモノハ人力ニ依リ、遠距離搬土ハ人力ニ依リ土運貨車ニ積込ミ、蒸汽機關車ニ依リ運搬捨土ヲ行ツタ。

堰堤中心線ニ沿ウテ**こんくりーと心壁**ヲ作リ、鐵筋ヲ其中ニ配置シタ。堰堤中心ノ地質ハ第三紀層ト第四紀層トカラ成リ、溪床附近デハ溪敷以下 7 尺乃至 10 尺デ第三紀層ニ達シタガ、中心カラ 0 間乃至 180 間ニハ 40 乃至 50 尺ノ深サデ始メテ第三紀層ニ達シタ。堰堤ノ中心線ニ沿ヒ、表土及中心掘鑿ニ依ツテ第三紀層表面マデ掘鑿シ、此掘鑿面以下 18 尺、掘鑿面上 12 尺、心壁ノ厚サ地下 5 尺、地上天端ニ於テ 3 尺ヲ標準トシテ堰堤中心線ニ沿ウテ施工埋戻ヲ爲



第四百三圖 1/1 堰堤標準斷面圖

シタ。心壁ハ長サ 10 間毎ニ絕緣シ、其深度ハ地質ニ應ジテ增減ガアル。第四百三圖ハ此土堰堤ノ標準橫斷面デアル。

土堰堤築造中中心池內ニ沈澱スル粘土分子ノ粒子分布、凝固ノ狀態及中心粒子資料ノ採取調査ヲ主ナル目的トシ、兼ネテ堰堤完成後其內部ノ變化ヲ時々調査スル爲メ、內徑 5 尺ノ八角形鐵筋こんくりーと製ノ人孔高サ 80 尺乃至 160 尺ノモノヲ 6 個所ニ設置シタ。人孔ノ中ニハ高サ 20 尺毎ニ八面ノ壁ニごーるどべっくノ壓力せるヲ 2 個、水壓計 1 個 6″ 及 3 ″ 管各 1 個ヲ挿入シテ水平垂直壓力測定ヲ行ツタガ、成績ハ面白クナカツタ。

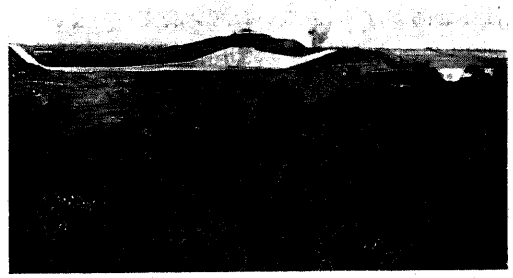
本堰堤ノ盛土ニハ水締法ヲ用ヒ、烏山頭附近ノ田畑ノ土砂ヲ水潟ニ依ツテ築堤個所ニ送ツタ。堰堤ノ表面ニハ砂利、中間ニハ砂、中心ニハ粘土ヲ用ヒ、各 36、29、14 萬立坪ヲ使用シタ。作業ニハ水位標高 90 尺迄ハ砂喞筒ヲ船上ニ据付ケ、任意ノ位置ニ於テ射水シ、過微粒分子ノ沈澱物ヲ動亂シテ微粒子ヲ浮動セシメ、浮木製吸入樋管ニ依リ 600 間附近ニ設置シタ 420 馬力ノ喞筒デ吸上ゲ堤外ニ排流シタ。水位標高 90 尺以上トナルニ及ンデ 220 間及 600 間附近ノ中心こんくりーと心壁中ニ內徑 2.5 尺角ノ角落シ排水竪坑ヲ 2 個所ニ設置シ、2 尺角ノ鐵筋こんくりーと暗渠ヲ以テ下流堤外ニ誘導排出シタ。

土砂ノ採集ニハ汽鏟ヲ用ヒ、運搬ニハ 2 立坪積放下車 12 輛ヲ用ヒテ編成シタ。

本堰堤ノ灌漑區域 10 萬甲又ハ 9.78 萬町歩（1 甲歩ハ 2,934 面坪）デ、常時 500 乃至 2,500 個非常時ニハ 7,500 個ヲ送水スルコトガ出來ル。此**送水工事**ハ堰堤中心 162 間附近ノ下部ヲ橫斷シテ作ラレタ旣設排水隧道ヲ利用シ、入口ニ除塵裝置ヲ有スル送水塔ヲ作リ、隧道ノ中央部ニ於テ之ヲ堰切リ、水壓開閉式非常弁徑 9 尺ノ蝶弁 2 基ヲ据附ケ、之ニ 2 條ノ徑 9 尺ノ鋼管

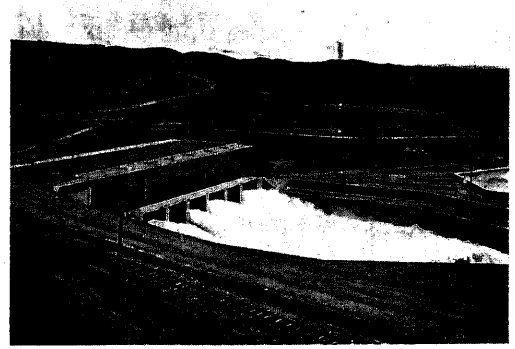
ヲ連絡シ、同隧道ノ出口附近ニ設ケタ 2 條ノ分岐隧道出口附近ニ於テ、前ニ述ベタ 9 呎鋼管 2 條カラ內徑 6 呎鐵管上段 4 條、下段 2 條計 6 條ニ分岐シテ出口送水弁室ニ至ル。此各鐵管ニハ先端ニ內經 9 呎ノにーどる弁 6 基ヲ裝置シ、上段 4 個ノ弁ヲ主働弁、下段 2 個ヲ補助弁トシテ送水量ヲ調節スル。尙 6 個ノにーどる弁ノ後部ニ各內徑 6 呎ノ手働式蝶弁ヲ設ケテアル。

送水出口ニ於ケル主働及補助弁ニ依リ放射セラレタ水勢ヲ消滅緩和セシメル爲水溜又ハぷーるヲ設ケテアル。99×185 尺、深サ 18.5 尺デ、更ニ 5.5 尺ノ煉瓦胸壁ヲ繞ラシテアル。



第四百四圖 送 水 吐 口

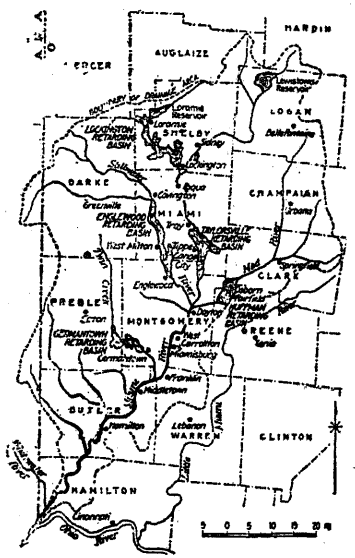
餘水吐ハ宮田溪締切堰堤ニ用ヒラレタモノデ、其ノ最大洪水 18,000 個ニ 5 割ヲ增シ、27,000 個ヲ自由ニ流出シ得ベク、非常時ニ於テハ 54,000 個ヲ放出シ得ル樣設計シタ。溢流堰又ハ開渠デ、鐵筋こんくりーとデ作ツタ。吐口幅 411.8 尺末端最小幅 60 尺、平均敷幅 73.24 尺最大勾配 1/6, 最小勾配 1/30、吐口敷高海拔 192 尺 吐口側壁高サ 30 尺、開渠側壁ノ高サ



第四百五圖 餘 水 吐 入 口

15 尺。餘水量 27,000 個ハ貯水面海拔 200 尺ノ時ニ相當シ、開渠內最大水深 7.5 尺トナル。但シ非常時ノ 54,000 個放流ノ場合ニハ水深 14 尺餘トナル。餘水吐ハ堰堤終點ヨリ約 120 間東南部ノ山ノ鞍部ヲ利用シテ吐口ヲ設ケ、途中低地ヲ通シ宮田溪曲流部ニ向ツテ直線ニ奔流セシメテアル。工費ハ取入口及隧道費 2.50 百萬圓、堰堤 6.30 百萬圓、雜工費 33 萬圓、其他 2.0 百萬圓、總計約 2 千萬圓ニ及ンダ。第四百四圖ハ送水吐口、第四百五圖ハ餘水吐入口ヲ示シタ寫眞デアル。

196. **まいあみ盂谷ノ五大貯水池**　北米合衆國みししっぴー河ノ左支ニおはいお河ガアリ、おはいお河ノ右支ニハまいみあみ河ガアル、流域面積10,360 方粁、1913 年 3 月 23 日カラ 28 日ニカケテノ大洪水ハ殆ド空前ト稱セラレ、沿岸ノでーとん (Dayton), はみるとん (Hamilton) 等ノ諸市ヲ浸シテ大損害ヲ與ヘ、破堤氾濫ノ慘害極點ニ達シタ。而シテでーとんニ於ケル流量ハ每秒 7,000 立米（250,000 立尺）ニ達シ、はみるとんニ於テモ亦 10,000 立米（350,000 立尺）ニ及ンダ。若シ氾濫セズニ洪水波ガ推寄セタナラバ恐クハ前者ハ每秒 8,500 立米、後者ハ 14,000 立米ニ達シタデアラウ。調査ノ結果水路ノ改修、捷路、堤防等ニテハ到底如上ノ程度ノ洪水ヲ防止スルコト不可能ナルコトガ知ラレ、終ニ 5 個ノ貯水池ヲ設ケテ下流ノ流量ヲ調整スルコトヽナツタ（第四百六圖）。

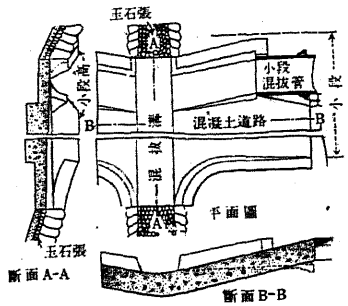


第四百六圖　まいあみ盂谷平面圖



第四百七圖　土堰堤標準斷面圖

各池ハ共ニ第四百七圖標準橫斷面圖ニ示シタ如キ土堰堤ヲ築イテ 2 個乃至 3 個ノ導水渠ヲ堰底ニ設ケ、平日ハ是等ノ導水渠ノミデ平水流量ヲ流スヲ得セシメ、全部開放シテ門扉ヲ備ヘズ。從テ池ハ平日水ヲ見ザル譯デアル。堰堤ハ 2 割乃至 4 割ノ緩イ法ヲ內外ニ用ヒ、堤脚ハ更ニ 10 割ニ達シ、處ニ依リ捨石ヲ用ヒテ居ル。堰底ノ土質ハろっきんぐとんノ比較的硬イ石灰岩床ヲ除ケバ他ハ頁岩又ハ硬粘土ヲ交ヘタ石灰岩デアル。遮斷溝ヲ設ケテ堤土ヲ舊來地盤ニ密着セシメル樣ニシタ。但シ表面ニハ被覆ヲ用ヒズ、又羽金ヲ用ヒテナイ。小段ヲ多ク設ケテ其側溝ニ依リ表水ノ排除ヲ速ニシタ（第四百八圖）。次表ハ五貯水池ノ大サ等ヲ示シタモノデアル。

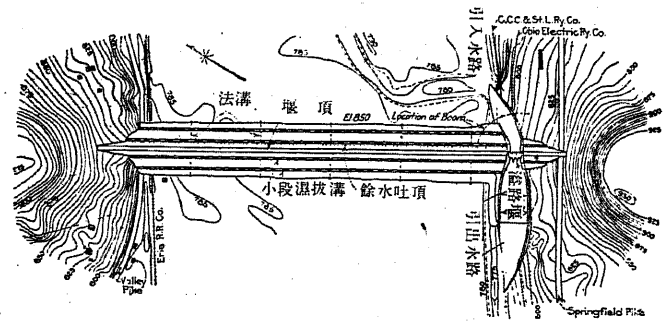


第四百八圖　堤腹ノ排水

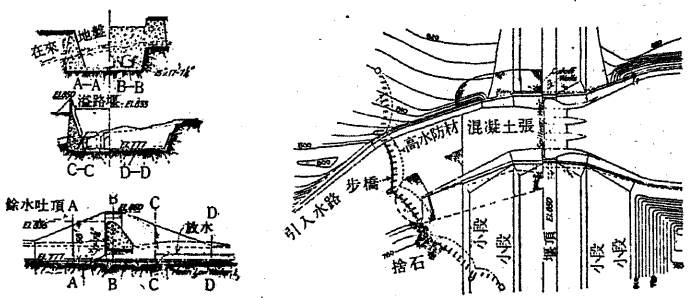
貯水池	堰堤高（米）	堤長（米）	流域面積（方粁）	水面積（へくたー）	貯水量（立米）	導水渠流量（每秒立米）（餘水吐面迄滿水）
ぢぁーまんたうん (Germantown)	32.6	368.8	699	1424.5	130,740,000	283.0
えんぐるうっど (Englewood)	37.7	1420.3	1686	3209.3	384,820,000	339.6
ろっきんぐとん (Lockington)	23.8	1950.7	660	1626.9		
てーろーるすゔぃる (Taylorsville)	23.8	908.3	2934	4451.7		
はふまん (Huffman)	22.3	1018.0	1738	3715.1		

86,338,000	249.4
229,410,000	1516.9
205,980,000	990.5

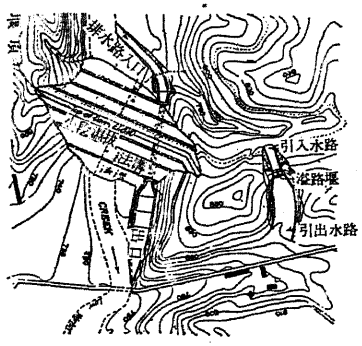
導水渠又ハ引入水路ノ入口ニハ浮防材ヲ用ヒ、浮游物ガ渠内ニ入ルヲ防イデ居ル。又餘水吐ヲ堰外ニ設ケテ居ルガ、3 日間 14 吋卽チ 355.6 粍ノ流出高ヲ想定洪水量トシ、恰カモ 1913 年ノ洪水ノ倍ニ等シイモノヲ用ヒテ居ル。此時ノ水位ハ堰頂カラ 5 呎下デ、尙餘水吐ノ底ハ之ヨリ 10 呎乃至 14 呎ノ下ニ在ル。第四百九圖ハはふまん堰ノ平面圖デ、左岸ニハ餘水吐ト排水路トガ連結セラレテ居ル。第四百十圖ハ餘水吐及排水路ノ明細圖デ、第四百十一圖ハぢぁーまんたうんノ餘水吐ト排水路トヲ分離シタルモノヲ示ス。又第四



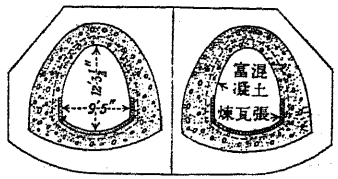
第四百九圖　　はふまん堰堤平面圖



第四百十圖　　餘水吐及排水路平面圖



第四百十一圖　ぢぁーまんたうん土堰堤
餘水吐及排水路



第四百十二圖　同　排水路斷面圖

百十二圖ハ其排水路ノ斷面圖デアル。

貯水池ノ築造工費豫算ハ 6,735,000 弗、土地買收費ハ 3,500,000 弗、其外水路改修其他ヲ併セテまいあみ洪水防禦工事ハ凡テ 18,210,000 弗デ 1920 年迄ニハ竣功ノ豫定デアツタガ歐洲大戰亂ト之ニ次テ起ツタ物價騰貴ヤ勞力不足等ノ關係デ、工費モ膨脹シ竣工モ後レタ。而シテ貯水量百萬立米ニ對シテ平均工費 300 弗卽毎立米 0.021 圓ニ當ツテ居ル。

197. **こーるどすぷりんぐす堰堤とめりまん堰堤**　米國ころんびや河ノ一支こーるどすぷりんぐすくりーく(Cold Springs Creek)ニ作ラレタ土堰堤ハ灌漑用水凡ソ 5 萬えーかー呎ヲ瀦留スル目的ヲ以ツテ 1907 年乃至 8 年ノ間ニ出來タ。此土堰堤ハ輾壓式デ、高サ溪床ノ上 87′.5、河床ノ最低點カラ 98′.5、止水溝ノ底カラ上 110′ デアル。堰頂ノ長サ 3,800′、馬踏 20′、上流側ノ法リ 3:1、下流側ノ法リ 2:1、全容量 673,000 立噸。

堰堤箇所ハころんびや河熔岩流ノ硬イ火成岩カラ成ル峽谷ノ上流ニ在ツテ、其岩盤ハ細微ナ壤塊狀砂質ノ土ヲ被ブリ、其深サハ 2′ 乃至 10′、其下ニハ細砂、泥土、粗砂及砂利ノ層ガアル。是等ノ層ノ或ルモノハ多少硬化シ、

其成層モ不規則デアル。峽谷ヲ形成シテ居ル岩石ハ兩緣ニ低クナリ、谷ヲ横切ツテ岩盤ニ堰堤ヲ接續出來ルケレドモ、堰堤ノ兩端ハ其接續工合良クナカツタ。火山岩デ水密性ガ疑ハシク、其上層ノ土中砂層モ亦同樣デアツタ。基礎ニハ幅 30′、最大深 20′ ノ止水溝ヲ上流3分ノ1ノ下ニ設ケ、更ニ4條ノ淺イ溝ヲ堰軸ノ上流地面上ニ掘鑿シタ。

築堤用ノ土砂ハ細カイ砂質壤塊、砂利及玄武岩デアツタガ、前二者ノ混合ハ最モ築堤ニ適シ、玄武岩ハ法リノ腹附ニ用ヒテ優秀デアツタ。而シテ上流側ニ最モ多クノ細砂質濾塊ヲ用ヒテ水密性ヲ與ヘ、下流側ニハ其最小量ヲ用ヒテ最小水密性ヲ帶ビル樣ニシタ。砂利ハ列車デ堰堤上ニ運ビ、棧橋カラ放下シ、細砂質濾塊ハ一部ハ列車デ、他ハ車輛すくれーばーデ持來リ、4″ 乃至 5″ ノ層ニ地均機デ撒擴ゲ、砂利ヲ其上ニ撒イタ。砂利ト濾塊ハ機械デ能ク混ゼ、水ヲ撒イテ厚サ 4″ 乃至 6″ ノ層ニ輾壓シタ。

堰堤ノ池側法リハ 12″ ノ石坑砂利及 24″ ノ岩石ヲ以テ、又**陸側ノ法リ**ハ 12″ ノ岩石ヲ以テ被覆シタ。

此ノこーるどすぷりんぐ堰堤ガ造ラレタ時僅カノ浸潤ガ堤體自身ニ起リ、又此浸潤ガ、基礎ヲ通シテモ現ハレルナラント豫期サレタ。排水溝ヲ下流側ニ設ケテ 8″ 排水管ヲ埋設シ、堰堤下流ノ地域ニハ排水ヲ良クシテ水漬ヲ妨ゲタ。

引出塔ハ峽谷ノ南側、基岩ノ上ニ立チ鐵筋こんくりーとノ導管ヲ以テ連絡シ、30′ ノ間隔ニ環金ヲ備ヘテ居ル。貯水池カラ塔ニ入ル所ニ水門扉ヲ設ケ、更ニ塔カラ導管ニ連ル所ニモ同樣ノ扉ヲ用ヒテ開閉調節ニ便ナラシメテアル。

餘水吐ハ峽谷ノ北側ニ在ツテ長サ 330′, 堰堤頂ヨリ 8′ 低ク、側壁ハ餘水吐ノ兩側ニ在ル。こんくりーとデ塗ツタ排水路ハ餘水吐ノ頂カラ堰堤下、峽

谷床上 40′ ノ高サニ降ツテアル。

めりまん堰堤 (Merriman Dam) ハにゅーよーく水道ノ爲ニ新設サレツヽアルろんだうと貯水池 (Rondout Reservoir) ノ湛水ニ役立チ、かっつきる山脈ノ一部カラ日量 1 億がろん（日量 13 百萬立呎）ヲにゅーよーく市ニ送ラントスルモノデ、次ニ附近ノ流域カラ更ニ日量 7 千萬がろんヲ得、更ニ第二次計畫トシテハでらゑや河ノ東部支流ニ一貯水池ヲ設ケかっつきる山脈ノ傾斜ヨリ日量 3.7 億がろんヲ得、第三次計畫トシテりっとるでらゑや河、びーばーきる及ねろーえもっくニ貯水池ヲ造ツテ日量 1.6 億がろんヲ集メ、斯クシテ總給水日量 7 億がろんヲ得ントスルノガでらゑや計畫ノ全貌デアル。此計劃ハ 1928 年にゅーよーく市ノ採用スル所トナツタガ、法廷ノ繫爭問題トナツテ、1937 年始メテ着手スルコトヽナツタ。

現在でらゑや計劃デハめりまん堰堤ヲ築イテろんだうと川(Rondout Creek)ノ水ヲ貯ヘ、ねばーしんく河 (Neversink R.) ノ貯水池ヲ設ケ、2.8 哩ノ岩盤ヲ掘鑿シテ隧道ヲ造リ、勾配ニ依ツテろんだうと貯水池ニ落シ、日量 1.7 億がろんヲ得ントスルノデアル。自餘ノでらゑや河東支流ニ第三ノ貯水池ヲ設ケテ 26.5 哩ノ隧道ヲ設ケ、前ノろんだうと貯水池ニ落シテ日量 3.7 億がろんヲ得テ總給水量 5.4 億がろんヲ集メントスル計畫ハ現在ノ計畫完成ヲ待ツテ着手サレルコトヽナツテ居ル。

めりまん堰堤ハ其堰頂ノ長サ凡ソ 2,500 呎、築堤個所ノ舊地盤上最高 200 呎、土砂輾壓ニ依ツテ作ラレル。馬踏ノ幅 60 呎、法リハ張石ヲ用ヒ、下流側ニハ土羽ヲ用ヒテ芝附ヲ行フ。馬踏ハ砂利ノ鋪裝ヲ施スコトニシテアル。輾壓築堤土量 5.6 百萬立噸、法尻ノ增填土砂 1,250,000 立噸、岩石 1 百萬立噸、貼芝 17 萬立噸、掘鑿 1.2 百萬立噸、岩盤掘鑿 41 萬立噸。心壁ニ用ヒタ潛函工事ノ爲ニ（189 參照）岩石掘鑿 3,500 立噸、岩盤面ノ仕上 5,500 立

噸ニ達スル豫定デアル。止水壁ノこんくりーと素掘 14.5 萬立噸、氣壓下ニ打ツモノ 1 萬立噸、堰堤ノ上流側ノ堤踵最高 50 呎ニ達スルモノハ分水堤ノ締切ノ用ヲ爲シテ居ル。分水隧道ハ徑 30 呎、長サ 2,445 呎、20,000 立/呎秒ヲ送リ得ル豫定デアル。

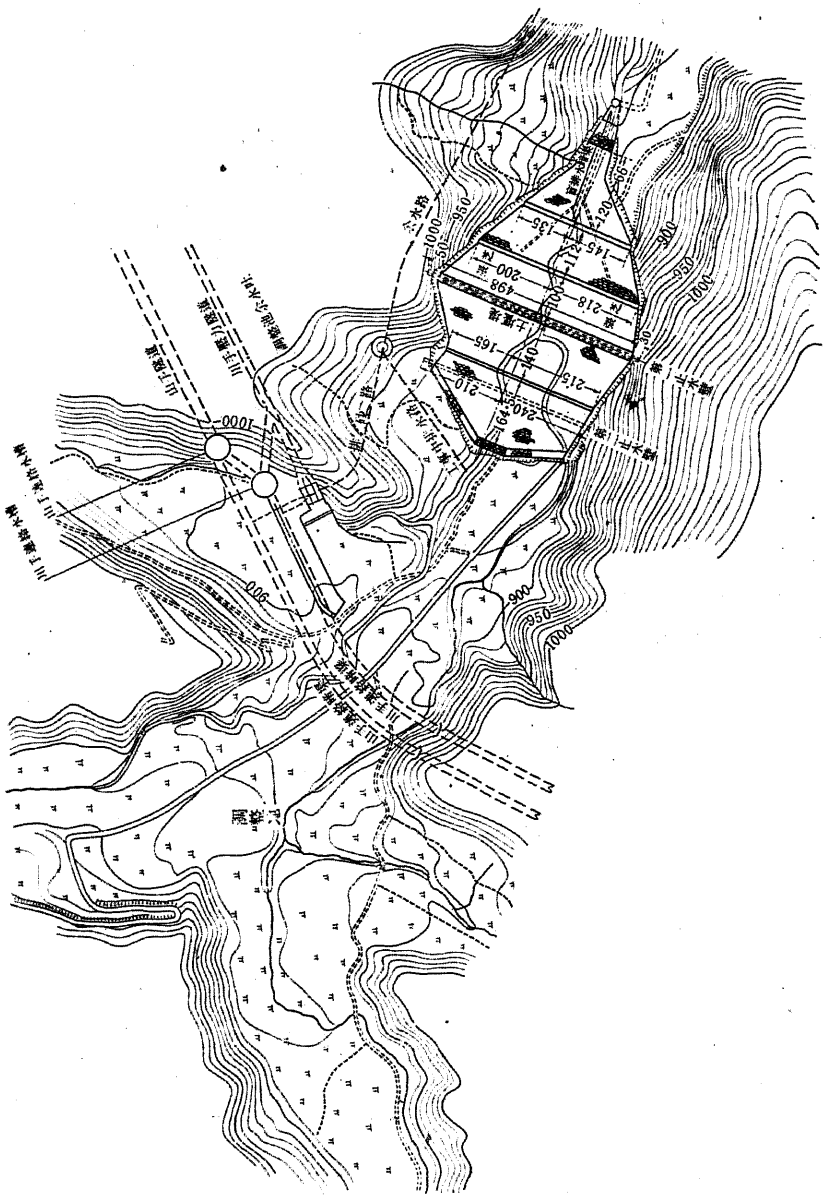
198. **信濃川水力發電ノ調整池土堰堤**　長野縣下水內郡岡山村○○○ニ於テ千曲川（信濃川）ヲ横斷シテ堰堤ヲ築造シ、其左岸ニ接續スル取出口ヨリ河水ヲ取入レ、沈砂池ヲ經テ山手、河手ノ 2 條ノ水路ニ依リ、之ヲ新潟縣中魚沼郡○○○○○○調整池內ニ設ケタ連絡水槽ニ導キ、使用水量ヲ調整シ、更ニ 2 條ノ隧道ニ依リ各々別箇ノ水槽ニ導入レル。山手水槽ニハ 3 條、川手水槽ニハ 2 條ノ水壓鐵管ヲ設置シテ發電所ニ送水シ、各々一臺ノ水車ヲ運轉シテ合計 ○○ 萬きろわっとノ發電ヲ爲サシメ、放水路ニ依リ信濃川ニ放流セシメル。水路延長 21.85 粁、取水量每秒 153 立米（5,500 立尺）、調整池ノ容量 78 立米（約 28 百萬立尺）、使用水量最大每秒○○立米（○○○立尺）、有效落差最大出力時ニ於テ山手○○○立米、川手○○○立米、發電力最大○○○○きろわっと。

取入口　（一）　**取入堰堤**ノ堰止高ハ在來ノ平水位上 5.288 米、堰堤ノ長サ 123.333 米、洪水吐水門ハ徑間 15.152 米、水深 6.667 米デ輻子扉 5 連ヲ用ヒテアル。土砂吐水門ハ徑間 7.273 米、水深 8.455 米亦輻子扉 2 連ヲ用ヒテ居ル。右岸ニ設ケタ魚道ハ幅 4.545 米乃至 5.454 米、流木路ノ幅 2.424 米。

（二）　**取水口**ハ總幅 70.909 米、制水門徑間 7.272 米、水深 3.182 米、輻子扉 8 連ヲ用ヒテアル。

（三）　本流ニ殆ド平行シテ設ケタ**沈砂池**ハ全長 381.818 米、最大幅 72.727 米、沈砂室ハ溢流式トシ、3 段ニ區分シテアル。

以上取入口ハ次節ニ其詳細ヲ示シテアル。



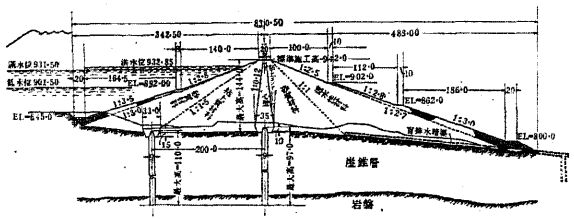
第四百十三圖　調整池及土堰堤平面圖

隧道　沈砂池ト調整池間ノ隧道ハ複線馬蹄形デ、内法幅高共 6.455 米、勾配 1/1800, 延長山手隧道ガ 17,974.912 米、川手隧道ガ 17,829.080 米デアル。隧道ト形狀勾配ヲ同ジクシタ**暗渠**ガ隧道ニ次ギ、唯鐵筋ヲ用ヒテアル。延長山手川手夫々 745.455 米及 893.636 米。

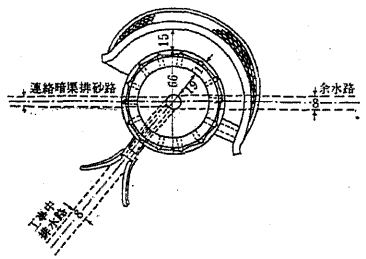
連絡暗渠　調整池ヲ横ツテ連絡暗渠ガ設ケラレ、複線壓力式圓形斷面ヲ用ヒ、亦鐵筋ヲ挿入シテアル。内法徑 5.909 米、延長山手、川手夫々 224.362 米及 200.871 米。

之ヨリ調整池水槽間ノ**隧道**デ、延長山手、川手夫々 276.245 米及 280.406 米、其内法及高サ夫々 7.394 米及 5.909 米、勾配夫々 1/1800 及 1/300（流量毎秒○○○○立米及○○○○立米。

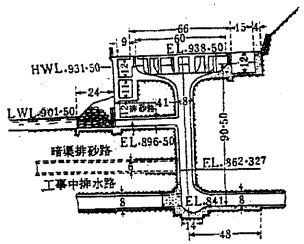
土堰堤　調整池ノ土堰堤ハ高サ 43.636 米、天端ノ長サ 150.909 米、利用水深 9.09 米有効貯水量 780,000 立米。



第四百十四圖　土堰堤標準斷面圖



第四百十五圖　溢流部平面圖



第四百十六圖 同 斷面圖

水槽　山手、川手共水槽ハ同筒形デ内法夫々 24.342 米及 22.727 米、深サ夫々 18.333 米及 28.636 米、水壓鐵管呑口夫々 3 個ト 2 個ヲ備ヘテ居ル。

水壓鐵管路　凡ベテ 5 條、直徑 3.8 米乃至 2.692 米ノ鋼管ヲ用ヒテアル。

放水路　梯形開渠デ敷幅 20 米、直高 12.727 米、勾配 1/3000, 延長 727.9 米。**餘水吐**ハ馬蹄形暗渠内法幅高共 4.848 米及 3.818 米ノ 2 種ト梯形開渠ヲ用ヒ、前者ハ延長 518 米、後者ハ 25.758 米。

第四十五表　　輾壓土堰堤 (A) 及水締土堰堤 (B)

堰堤	位置	河川	完成年次	基礎上ノ高サ m	堰堤ノ長サ m	馬踏ノ幅 m	羽金	法リ 上流	法リ 下流	堰堤ノ容積 m³
(A)										
Pudding-stone No. 1,2 &3	米國	San Dimas	1927	51	—	7.6	こんくりーと	2½:1 3½:1	2¼:1	1,223,000
Swift	〃	—	1914	50	—	—	鐵筋こんくりーと	1¼:1	—	—
Goose Creek	〃	Goose Creek	1913	44	—	5.0	〃	3:1	2:1	—
Lahontan	〃	Truckee	—	38	427	6.1	—	3:1	2:1	535,000
Stevens	〃	White	工事中	130	213	16.4	—	—	—	2,294,000
Cold Springs	〃	Cold Springs Creek	1908	27	116	6.1	—	3:1	2:1	517,000
辰ノ口	新潟縣	調整池	—	43.6	151	—	—	—	—	—
Merriman	米國	Rondout Creek	工事中	61	762	18.3	潜函	—	—	4,281,000
(B)										
Upper San Leandro	米國	San Leandro Creek	1926	66	208	22.9	—	3:1	2:1 3:1	957,000
San Pablo	〃	San Pablo	1921	67	375	15.2	—	3:1	3½:1	1,721,000
Ochoco	〃	—	1920	39	320	5.5	—	2½:1	2:1	414,000
Englewood	〃	—	1922	38	1,433	9.1	—	4:1 1¾:1	4:1 1¼:1	2,676,000
German-town	〃	—	1921	38	369	7.6	—	4:1	4:1	610,000
Shasta River	〃	Shasta	1928	32	381	7.6	—	2½:1	2:1	535,000
烏山頭	臺灣	大埔溪	1925	—	—	15.2	こんくりーと	3:1	3:1	—

水車　竪軸渦巻型ふらんしす水車デ、出力〇〇 kW、凡テ 5 臺カラ成リ、**發電機**ハ竪軸 3 相交流同期發動機デ出力〇〇〇 kVA、力率 95%、電壓 11,000 V, 周波數 50 又ハ 60 さいくる。常用 5 臺ヲ備ヘテアル。

前表ニ輾壓及水締土堰堤ノ若干ヲ表示シテアル。

第十五節　堰堤附帶工事

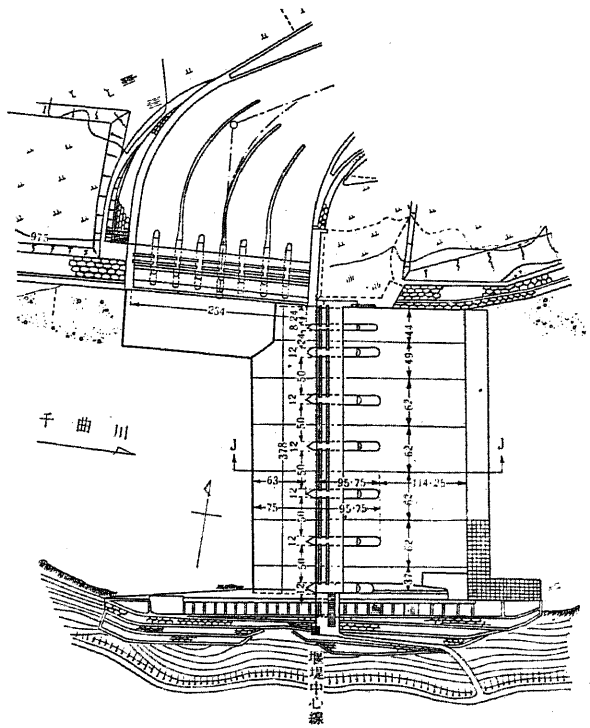
199. **堰堤附帶工事**　堰堤ニ附帶シタ工事トシテハ取入口、餘水吐、引出口、流材路及魚道等ガアル。其中**取入口**ハ河川カラ水ヲ貯水池ニ引込ム水路ノ前端ニ近ク必要ナモノデ、河川ヲ横ツテ分水堤ヲ設ケルニシテモ、又ハ之ヲ設ケナイニシテモ、本川ノ流量ニ消長ガアルカラ、取入レルベキ必要ノ水量ヲ調節スル爲ニ、此ニ調節門扉ヲ備ヘナケレバナラナイノミナラズ、水路ニ導入レタ水量モ豪雨其他ノ原因デ氾濫スル處ガアルカラ、**餘水吐**ヲ適當ノ處ニ設ケナケレバナラナイ。殊ニ水路ノ長イ場合、暗渠隧道水路橋ナドノ前ニハ亦常ニ餘水吐ヲ設ケテ締切ノ裝置ナドヲ本水路ニ設ケルノヲ普通トスル。

貯水池ヲ引用スルニハ勿論**引出口**ヲ要スル。

又**流材路**及**魚道**ハ堰堤ニ必要デアルガ、本書ニハ章ヲ改メテ後ニ述ベルカラ、本節ニハ取入口、餘水吐及引出口等ニ就イテ順次記述スル。

200. **取入口**　本川ノ流量ガ常ニ豐富ナ場合ニ、其一部ノ水量ヲ取入レルナラバ、別ニ本川自身ヲ締切ル必要ハナイ。然ラザレバ本川ニモ一種ノ堰ヲ作ツテ本川ノ流量ヲ一部取入口ニ送リ、洪水ニ備ヘル餘水吐及泥砂ヲ排除スル排砂門ナドヲ設ケル必要ガアル。

第四百十七圖ハ長野縣〇〇〇ニ於テ千曲川（信濃川上流）ヲ横斷シテ築造シタ**堰堤**及其左岸ニ接續シタ**取入口調節門扉**ノ平面圖デ、堰堤ノ堰止メ高サ在來ノ平水上 5.288 米、全長 123.333 米、洪水吐水門徑間 15.152 米、水深

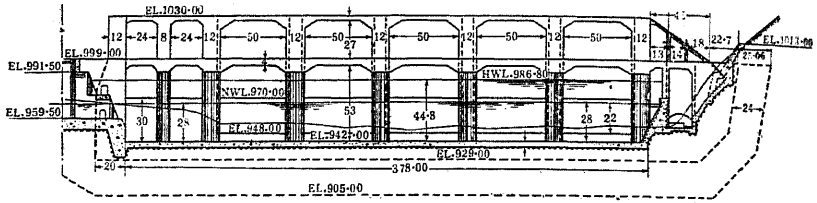


第四百十七圖　信濃川發電所取入口平面圖

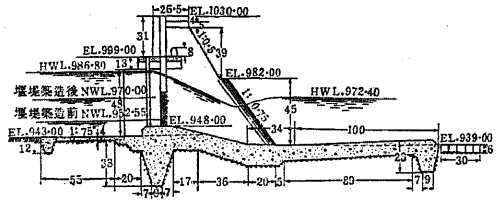
6.667 米、輾子扉 5 連ヲ備ヘ、土砂吐水門ハ徑間 7.273 米、水深 8.485 米、輾子扉 2 連カラ成ツテ居ル。**魚道**ハ幅 4.545 米乃至 5.454 米、**流材路**ハ幅 2.424 米。

第四百十八圖ハ堰堤ノ正面圖、第四百十九圖ハ其斷面圖ヲ示シタモノデアル。

取水量ハ毎秒〇〇立米（〇〇〇個）デ、沈砂池カラ 1/1800 ノ勾配デ隧道 17.8 米乃至 18.0 粁、暗渠 0.75 粁乃至 0.89 粁ヲ徑テ調整池ニ入ル。池ノ容量 78 萬立米、最大使用水量毎秒〇〇立米、有効落差〇〇乃至〇〇米、最大



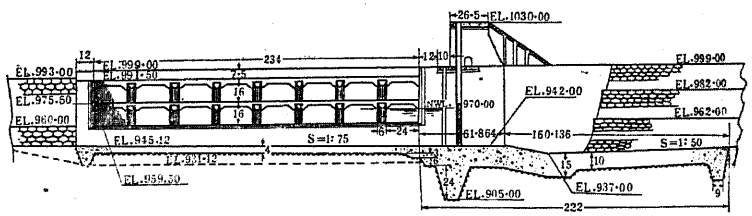
第四百十八圖　堰堤正面圖



第四百十九圖　同斷面圖

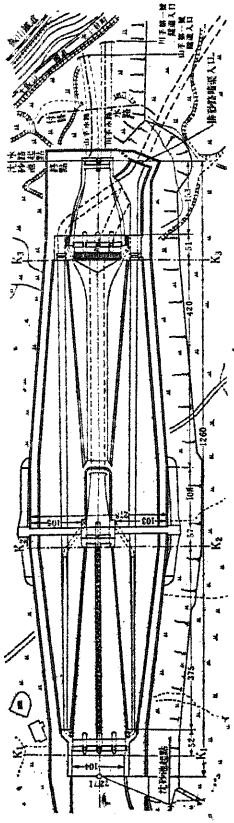
發電力〇〇千 kW。池ヲ潜ル連絡暗渠 224 乃至 200 米、隧道 1.66 乃至 1.68 粁ヲ徑テ水槽ニ達スル。

取入口ハ總幅 70.909 米、調整門又ハ制水門ハ徑間 7.273 米、水深 3.182 米デ、輾子扉 8 連ヲ備ヘテ居ル。第四百二十圖ハ調整門ノ正面圖デアル。

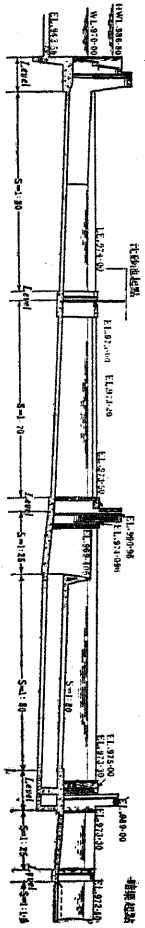


第四百二十圖　取入口調整門正面圖

沈砂池ハ略ボ本流ニ直角ニ作ラレタ取入口カラ水路ハ緩ク廻ツテ本流ニ約平行ノ方向デ設ケラレタモノデ、河水中ニ浮游沈轉スル土砂ヲ沈澱セシメル



第四百二十一圖　沈砂池平面圖

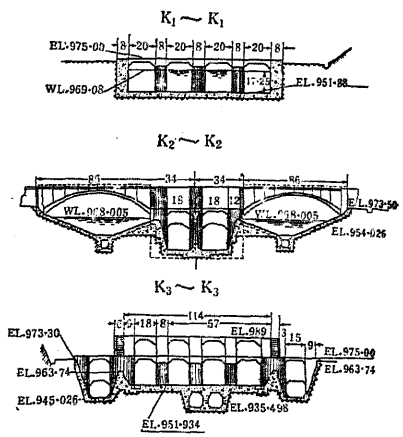


第四百二十二圖　同縦斷面圖

コトヲ目的トシテ居ル。第四百二十一圖ハ沈砂池ノ平面圖デ、長サ 381.818 米、最大幅 72.727 米、沈砂室ハ溢流式トシ、3 段ニ區分シテアル。第四百二十二圖ハ沈砂池ノ縦斷面圖デ第四百二十三圖 A, B, C ハ横斷面ヲ示シタモデノアル。

201. **餘水吐ノ位置容量及構造**　（第一）**位置**　堰堤ト貯水池ノ位置ガ定

マレバ氣象地質ナドノ關係カラ、其池内ニ瀦留スル水量ガ時ニ消長ガアリ、其少イ場合ニハ需用ニ對シテ足ラナイト云フ缺點ヲ見ルノデアルガ、其多イ時即洪水豪雨ナドノ際ニハ漫然水ヲ溜メル丈デハ溢水ノ危險ヲ伴フカラ、必要以上ノ水量ヲ成ルベク早ク流シ去ルヲ安全トスル。是レ**餘水吐**ガ常ニ堰堤ニ必要ナ所以デ、又破堤ナドガ屢々餘水吐カラ起ルノヲ見テハ其構築ハ特ニ愼重ヲ期スベク、決シテ之ヲ忽セニシテナラナイコトガ判カル。



第四百二十三圖　同　横斷面圖

堰堤ヤ貯水池ノ狀態カラ、餘水吐トシテ溢流堰カ又ハ非溢流堰ノ孰レガ用ヒラルベキカヾ知ラレル。若シ堰堤ガ非常ニ高イカ、又ハ堰堤下ノ地質ガ餘リ强堅デナイトカノ爲ニ溢流水勢ノ爲ニ堰堤ノ水叩又ハ前垂等ニ起ル破壞ノ可能性ガ非常ニ大ナルカ、又ハ貯水池ノ緣邊適當ノ處ニ堰堤構造物以外ノ地點ニ經濟的ニ作リ得ルナラバ、餘水吐ハ堰堤トハ無關係ニ獨立シテ之ヲ設ケルヲ得策トスル。出來ルナラバ堰堤カラ多少離レテ池ノ鞍部又ハ其他ノ低凹ノ處、或ハ堰堤ノ一端若クハ兩端ノ自然ノ地盤ヲ開拓シテ餘水吐ヲ設ケルガ宜シイ。場合ニ依ツテハこんくりーと堰堤ノ堤體ノ一部ニ餘水吐ヲ設ケルコトモ珍シクナイガ、土堰堤ノ堤頂ニハ餘水吐ヲ設ケルコトハ極力之ヲ避クベク、成ルベク地山即チ自然ノ地盤ノ低イ處ナドヲ利用スベキデアル。

（第二）**餘水吐ノ容量**　卯筭揚水ニ依リ、或ハ流量ノ限ラレテアル溝渠運河ナドニ依ツテ給水セラレ、著シイ流込ミヲ持ツタ河川ナドガ無イ貯水池ニハ小サイ餘水吐デ事足ルベク、場合ニ依ツテハ卯筭ナリ溝渠等デ豫メ池ニ入ル流量ガ調節サレルカラ、餘水吐ヲ設ケナイコトモアル。然シ相當ノ流域面積ヲ有スル河川ナドニ堰堤ヲ築イテ池ヲ作ル場合ニハ、充分ノ容量ヲ有スル餘水吐ヲ作ラナケレバナラナイ。

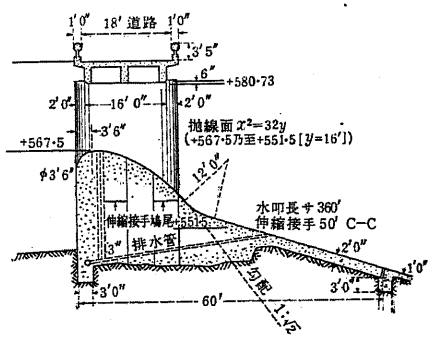
理論上カラ言フナラバ、餘水吐ハ此池カラ上流ノ全流域ノ最大洪水流量ヲ安全ニ吐キ得ルコトヲ必要トスル。是レ此洪水時ニ於テ池ハ滿水シテ居ルモノト假定スル爲ニ起ル結果デアルカラ、一方ニハ必ズシモ滿水ハシテ居ラナイノト、他ノ一方ニハ過去ノ洪水記錄ハ將來果シテ破ラレルコトナキヤナドハ、餘水吐ノ容量ヲ定メルニ至大ノ影響ガアル。從ツテ洪水記錄ガ 20 年未滿ナラバ 50 乃至 100% ノ餘裕ヲ見込ミ、20 年以上ノ記錄ナラバ 25 乃至 50% ノ餘裕ヲ取ルヲ安全トスル。時トシテハ破壞ニ依ル損害ヲ加味シテ餘水吐ノ餘裕ヲ非常ニ大ナラシメルコトモアル。

（第三）**餘水吐ノ構造**　餘水吐ハ取附溝、溢流頂、尾溝及鎭靜裝置ナドカラ成ル、**取附溝**ハ池カラ溢流堰ニ至ル間ノ水路デ、充分ナ幅ヲ有シ、之ヨリ普通低ク、溢流部ハ稍々高クシタモノガ多イ。若シ迂回シテアツテモ其曲率ハ徐々ナルヲ要スル。**溢流頂**ハ即チ溢流堰デアル。**尾溝**モ亦障害ノ無イ水路デ、水叩狀ヲ爲スカ、又ハ階段狀ナドヲ爲シテ水ノ勳勢ヲ弱メル。**鎭靜裝置**ト云フノハ尾溝カラ本水路ニ流レタ水ノ流速ヲ鎭靜スル作用ヲ營ンデ居ル。蓋シ此ニ水勢ハ或ハ激突ヲ生ジ、或ハ侵蝕ヲ伴フカラ、或ハ低堰ヲ下流ニ作ツタリ、或ハ阻柱ヲ設ケナドシテ奔騰スル水勢ヲ減殺スルヲ常トスル。時トシテ鎭靜ぷーるヲ尾溝ノ終リニ設ケルコトガアル。

202. **餘水吐ノ調節**　溢流堰及非溢流堰ノ獨立餘水吐ハ貯水池ノ洪水時ニハ之ヲ撤去シ、高水位ノ通過シタ後復タ利用サレル調節裝置ヲ有スルモノガ多イ。**之ヲ利用スレバ溢流堰及餘水吐ノ流量ハ貯水池ノ與ヘラレタ水位ニ對**

シ、洪水時ニハ之ヲ增加シ、低水位ノ際ニハ貯水量ヲ增加スル利益ガアル。之ガ爲ニハ溢流堰及餘水吐ノ堰頂ハ之ヲ低クシテ洪水時ニハヨリ大ナル排水量ヲ得、開閉扉ノ類デ水ヲ滯ヘ、低水位ノ際ニ其貯水量ヲ增スノデアツテ、言ハヾ或種ノ動堰ヲ堰頂ニ裝置スルノデアル。斯クシテ池邊沿岸ノ地域殊ニ接壤ノ耕地ナドハ洪水ニ際シテ冠水シ、時ニハ水腐ヲ生ズル處モ、高水位低減ノ爲ニ其被害ヲ免レ、又ハ之ヲ輕減スルコトガ出來ル。普通ノ角落シ、又ハ決潟板、滑動扉、てーんとる扉、すとーにー扉又ハ輾子扉ナドガ調節ニ用ヒラレルコトハ第八節 161 等ニ述ベタ通リデアル。又前ニ述ベタさいふぉん餘水吐モ亦水位ノ調節ニ用ヒラレル效ガアル（161 參照）。

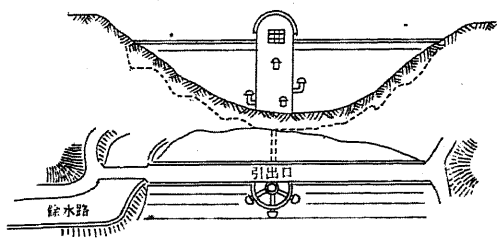
第四百二十四圖ハ米國かりふぉるにやノぱるでー貯水池 (Pardee Reservoir) ニ用ヒラレテアル餘水吐ノ斷面圖デ、長サ 847'.5、120,000 個ノ流量ヲ有シ、龜裂ノ多イ斑礫岩ノ上ニ作ラレタ。此餘水吐ニハ徑間 40' 橋脚 2'6" ノモノ 20 連ヲ持ツテ居ル。



第四百二十四圖　ぱるでー貯水池南餘水吐斷面圖

203. 貯水池ノ引出口　貯水池ノ最高貯水水位ガ定マレバ、之以上ノ水ハ餘水吐ニ依ツテ流出セシメル筈デアルガ、池ノ低イ處ニ更ニ引出口ヲ設ケルコトハ屢々便利デ且ツ實際上望マシイ上ニ、通例引出口ヲ池底ニ設ケテ水ト共ニ泥ヲ排除スルヲ常トシテ居ル。土堰堤ノ場合ニハ堰堤下ノ隧道ノ中ニ引出口ヲ設ケ、屢々池水ヲ引出ス目的ニ用ヒテ居ル。石堰堤デハ之ヲ通ジテ引出線ヲ作リ得ルガ、隧道ヲ用ヒテ堰堤ノ一端ニ近ク水ヲ引出スコトガ多ク、便利デ且ツ安全デアル。土堰堤石塊堰堤又ハ石堰堤ニ此種ノ隧

道ヲ設ケレバ、工事中河水ヲ疏通スル便ガアル。勿論此隧道ノ斷面ハ相當ノ洪水ヲ流ス丈ノ大サヲ必要トスル。貯水池ヲ水道ノ水源トスル樣ナ場合ニ、特ニ河水ヲ分水スル附替水路又ハ分水々路ヲ設ケナイ時ハ堰堤下ニ工事中河水ヲ流ス放水路トシテ隧道ヲ利用シ、工事完成後ニハ全然此隧道ヲこんくりーとナドデ閉塞スルヲ常トスル。然シ此場合ニハ別ニ引出塔ヲ作リ、其中ニ種々ノ高サニ引出弁ヲ設ケ、殊ニ底部ニハ泥吐口ヲ作リ、各弁ニ依ツテ任意ノ高サカラ水ヲ引出シ得ル樣ニシテアルモノガ多イ。勿論堰堤ノ下ハ隧道ニ依ツテ引出管ヲ外ニ連絡シテ置クノデアル。



第四百二十五圖　貯水池ノ引出口

貯水池ノ容量ガ定マリ、其流込ミ、望マレル流出量ヤ池內水位ノ變化及必要ナ流量ヲ有スル最低水位等ガ知ラレヽバ、引出口ノ大サヲ定メルコトガ出來ル。此最低水頭ハ勿論成ルベク高クテ、貯水量ヲ出來ル丈ケ失ハナイ樣デナケレバナラナイト同時ニ、流速ガ過大ニ失シテハナラナイ。高堰堤ニ於テ流速ノ過大ノ爲ニ、引出口ノ水門扉ニ異常ナ振動ヲ生ジ、扉閘ヲ破壞シタ苦イ經驗ヲ嘗メタコトガアル。今日デハ引出裝置ニ大ナル改善ガ加ヘラレテ此種ノ失敗ハ殆ド少クナツタ。稀ニハ每秒 30 米ノ流速モ用ヒラレタガ、每秒 7.5 米位ガ最大デアル。

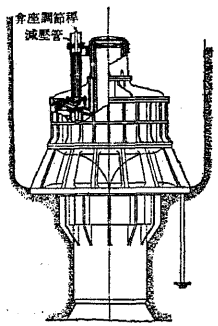
引出口ハ一方ニハ堰堤構造ノ齊一ヲ破リ、他ノ一方ニハ自身危險ヲ伴ツテ居ル。從ツテ引出口ノ安全ハ堰堤ノ安全ヲ意味スルノデアツテ、引出口ヨリ破壞ヲ招イタ例ハ枚擧ニ遑ガナイ。是等ノ理由カラ引出口ハ强固ナ地盤ノ上ニ築イテ堰堤ノ荷重ナドノ爲ニ沈下ヲ生ゼザラシメル必要ガアル。土堰堤ナ

ド＝引出口又ハ引出用鐵管ヲ敷設スルトキハ、引出口構造物又ハ鐵管＝沿ウテ水ガ浸潤シ、延イテ漏水沈下ナドヲ來ス虞ガアルカラ、から一又ハ環金ヲ引出口又ハ鐵管ノ入口＝近ク附設シテ之＝備ヘナケレバナラナイ。

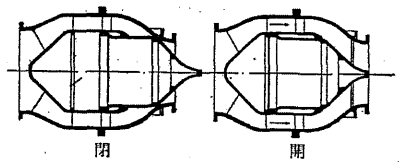
引出塔ヲ用ヒナケレバ引出口ノ上流端ハ塵埃屑片ナドノ粗大ナルモノヲ除ク爲＝、鐵格子等ノ塵除ケヲ以テ之ヲ保護スルヲ便トスル。格子ノ目ノ間隔ハ 12 粍カラ 25 粍位デアル。

引出口＝ハ適當ナ流量調節ノ裝置ヲ設ケルコトガ最モ必要デアル。之＝ハ引出用ノ管即チ導管＝弁若クハ扉ヲ設ケル。而カモ極小サイ構造デナイ限リ、一般＝二重ノ調節裝置ヲ併備ヘ、非常＝重要性ノアルモノ＝ハ時トシテ三重ノ調節ヲ設ケルコトガアル。凡テノ場合＝第二調節ハ引出管ノ上端＝設ケテ必要＝應ジ修繕ヲ導管＝加ヘ得ル樣＝スル。第一調節ハ若シ導管ガ貯水池ノ全水壓＝堪ヘ得ル樣＝設計サレテアルナラバ管ノ引出端＝置カルベク、若シ然ラザレバ入口＝置カナケレバナラナイ。流量ヤ水頭＝應ジテ種々ノ弁類及扉類ガ用ヒラレル。

204. **辨類**　**にーどる弁**ハ錐狀體ノ出入＝依ツテ開閉スルモノデ、之＝ハ



第四百二十六圖 A　外流型にーどる弁（北米合衆國開拓局型）



第四百二十六圖 B　內流型にーどる弁（北米合衆國開拓局型）

外部ヲ流レルモノト內部ヲ流レルモノトノ 2 種アル。第四百二十六圖 A ハ前者デ、B ハ後者ヲ示ス。外流型＝於テハ水ガ弁ノ外側ヲ通リ、內流型＝於テハ弁自身ノ內部ヲ通ル、孰レノ型デモ卵子又ハぴすとんガ圓壔ノ中＝在ツテにーどる狀ノ尖端ヲ有シ、圓形ノ流出口ヲ通シテ水ヲ調節流出スル。瓣ノ形ハ圓錐形ノ射出流ヲ生ジ、卵子ノ水壓ヲ平衡シ、渦卷ヲ生ズルヲ妨ゲル。にーどる弁ハ器機的＝運轉スルモノト、卵子ノ水壓ヲ調節シテ運轉スルモノトアリ、前者ヲ**非平衡型**、後者ヲ**平衡型**ト呼ブ。

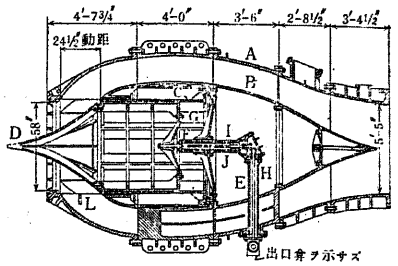
にーどる弁ノ第一方針ハ之ヲ通ル水ノ流量流速ノ方向＝急激ナ變化ヲ避ケル＝在ル。從ツテ弁ヲ貫キ又ハ之ヲ過グル水ノ通路ハ殆ド一樣ナルカ又ハ減少面積デ、入リ來ル流線面積ハ弁又ハ其內部＝漸擴シ、更＝出口ノ咽喉部＝漸縮スル。咽喉部ヲ過ギテ出口ハ射出流＝空氣ヲ接近セシメル樣＝漸擴スル。內流型デハ水ノ通路ヲ橫ツテ居ル肋ハ上流緣及下流緣＝尖ツテ居ルガ、其目的ハ水ノ通路ノ周壁＝突當ル流水ヲ集メテ、眞空ヲ生ズルコトナカラシメル＝在ル。卽チ弁＝達シタ水ハ咽喉部＝迸出ル迄一樣ナ又ハ增加スル流速ヲ保タシメル。

大落差ノ場合＝ハにーどる弁內＝働ク力ハ異常＝大キイカラ、各部ハ最モ良イ材料ヲ用ヒナケレバナラナイ。座金環ヤ尖嘴端ナドハ滿俺眞鍮デ作リ、內部錐形ノ支導部及螺旋、ぼると並＝なっとナドハ含燐眞鍮、弁體ハ鋼又ハ鑄鋼、內部准形ハ鑄鐵又ハ鑄鋼デ作ル。

非平衡にーどる弁ヲ動カスニハ手力又ハ器械＝依ル。小形ノ弁ナレバ普通ノ手輪又ハ曲柄ト弁體外ノ聯動裝置＝依リ、螺絲及なっと又ハ小輪及卵子トノ聯動齒棒連絡ヲ利用スル。大形ノ弁トナレバすゐっちヲ有スル電動機ト聯動裝置ヲ用ヒル。時トシテ水力壔ヲ用ヒテ運轉セラレル。

平衡にーどる弁ノ最モ發達シタモノハ一端閉鎖シテ輻射狀肋＝依ツテ弁體

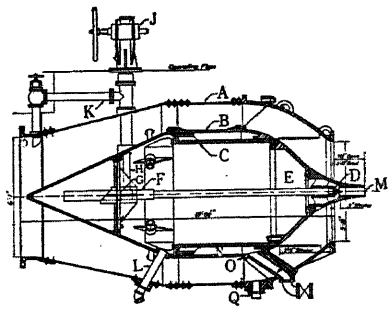
ニ連絡シタ内部錐形ヲ含ム圓形體カラ成リ、尖ツタ啣子又ハにーどるガ肋ノ中ニ運轉シ、弁體ニ離着スル。啣子ノ被包端ニ於ケル壓力ハ啣子ト内部錐形ノ間ノ隙間ヨリ大キナ隙間ノ調節管又ハ排水管ニ依ツテ調節セラレル。此種ノモノデハ米國開拓局型及らるなーじょんそん型ナド最モ有名デアル。第四百二十七圖ハ米國わいおみんぐ州のーすぷっらと河 (North Platte R.) ノぱっすふあいんだー堰堤 (Pathfinder) ノ引出調整ニ用ヒラレタ開拓局型デ、外部弁體 A, 内部錐形 B ハ其間ニ水ノ通路ヲ挟ム。水壓デ平衡ヲ保ツ啣子 C ハ其一端ニにーどる尖端 D ヲ備ヘテアル。啣子ノ背部、F 室ニ水ヲ導入レル水壓管 E, 啣子ノ上ノ環 G, 調節環 H ハ啣子ノ背後カラ水量ヲ調節スル爲メ錐形ノ軸 J ノ上ノすりーぶ I, 檢査又ハ修繕ヲ要スル時弁體ヲ排水スル爲ノ排水線 K 及啣子ノ位置ヲ示ス指示器 L ガアル。



第四百二十七圖
米國開拓局型にーどる弁

環ハ啣子ノ主體ヨリ大キナ直徑ヲ有シ、内部錐形ニ密着シテ居リ、其周圍ノ餘隙ハ内胴ノ孔カラ出來テ居ル餘隙ト併セテ、調節管ガ閉サレタ時錐形内外ノ水壓ヲ平衡セシメルニ充分デアル。又調節管ハ之ヲ開ケバ啣子ノ壓力ヲ氣壓迄ニ下ゲルニ充分ナ程大キイ。此運轉ノ理窟ヲ説明スル爲ニ、弁ガ啣子ノ背後ノ貯水池ノ水壓ニ依ツテ閉メラレルベキモノト假定スレバ、此水壓ハ環ノ向フノ水壓ヤ啣子ノ尖端ノ氣壓ヨリモ大デアル。從ツテ啣子ハ其座金ニ壓附ケラレ、弁ハ閉ヅルコトニナル。次ニ弁ヲ開ケルニハ、調節管ノ弁ヲ開イテ啣子背後ノ壓力ヲ拔ケバ啣子尖端ノ氣壓ハ啣子背後ノ呼應シタ面積ノ壓力デ平衡シ、啣子ト弁ノ流出側ノ環ノ間ノ周圍ノ空隙ハ貯水池ノ水壓ヲ受ケ

ルガ、此水壓ハ同一面積ノ啣子ノ背後ノ氣壓ヨリモ大キイカラ、啣子ニ働イテ之ヲ錐形ノ方ニ壓戻シテ、啣子ノ水ガ錐形カラ推出サレルヤ否ヤ弁ヲ動カス。弁ヲ閉メルニハ調節管ヲ閉メレバ貯水池ノ水壓ハ環ノ周圍ノ餘隙ヲ通ジテ啣子ノ背後ノ錐形ニ集マル。錐形内ノ壓力ハ圓環ノ壓力ニ同一デアリ、啣子尖端ノ壓力ハ流水ノ流速頭ノ故ヲ以テ啣子他端ニ於ケル同一面積ノ壓力ヨリモ稍々小サイカラ、弁ハ閉マル。調節ノ目的ノ爲ニハ弁ノ啣子ヲ豫メ定メタ位置ニ保ツテ適當ノ流量ヲ與ヘシメル樣ニスルコトガ必要デアル。之ガ爲ニ啣子ノ壓力ヲ略ボ平衡セシメナケレバナラナイ。壓力ノ平衡ハ啣子ノ上ニ載セラレテ出口管カラ出ル水ノ流量ヲ調節スル圓形弁ニ依ツテ保タレル。此調節ハ出口管ニ取付ケテアル可動座金ヲ用ヒテ、此管ノ内側ニ在ツテ主弁ノ外部ニ在ル手動調節桿ヲ以テ運用サレル。可動座金ト圓形弁ノ相互ノ位置ハ啣子ノ背後ノ水ノ流出量ヲ調節シ、從ツテ室内ノ壓力ヲ調節スル。斯クシテ啣子前後ノ壓力ハ平衡スル。啣子ヲ極僅カ閉メル方ニ動セバ調節弁ノ開キガ增シテ、水ノ流出ガ多クナリ、錐形ノ壓力ヲ緩和シ、啣子ハ再ビ原位置ニ戻ル。啣子ヲ開ク方ニ極僅カ動セバ調節弁ノ開キガ減ジテ啣子ノ後ノ流出量ガ少クナリ、錐形ノ壓力ヲ增シ、再ビ啣子ヲ戻ス。斯クシテ啣子ハ一定位置ニ保タレ、又ハ僅カノ距離靜カニ前後ニ動ク。



第四百二十八圖　らるなーじょんそん
N 式流出調節器

らるなーじょんそん型 (Larner-Johnson) ト呼バレルにーどる弁ハ色々ノ種類ガアルガ、N式調節器ハ最モ面白イ。此弁ハ内流型デ且ツ平衡型デアル。第四百二十八圖ハぱるちー堰堤ノ樋管ノ一ニ取附ケタ 72 吋ノモ

ノデ、一般ニ圓形體 A ハ内部錐形 B ヲ圍ミ、B ハ一端閉ヂテ輻射線狀肋ニ依ツテ A ニ連結セラレ、肋ノ中ニ尖ツタ啣子 C ガ出入スル。而シテ C ハ弁ヲ流出孔ノ座金ト接觸シテ弁ヲ閉メ得ル樣ニシテアル。ばいろっと弁 D ハ室 E カラ啣子ノ尖端マデ流出量ヲ調節スル作用ヲ營ミ、齒棒 F ニ依リ小輪 G ト連絡シ、軸 H ニ依ツテ運轉スル。H ハ又螺絲輪聯動 J ニ依ツテ弁體ノ外部ニ連絡シテ居ル。貯水池ノ水壓ハ水壓管 K ニ依ツテ室 E ニ傳ハリ、排水管 L 又ハぽーと M ニ依ツテ減ゼラレル。貯水池ノ水壓ハ孔 O カラ N 室ニ傳ハリ、排水管 P ニ依ツテ緩メラレル。弁體ノ排水ハ排水管 Q ニ依ル。

此弁ハ貯水池ト啣子背後ノ E 室ノ間ノ水壓管及 N 室カラノ排水管ニ依ツテ水理的ニ平衡シ、又非平衡トナル。弁ヲ閉メテ座金ニ密接セシメヨウト思ヘバ、P 管ヲ開ケテ N 室ノ水ヲ拔ケバ堰堤下ノ氣壓トナリ、貯水池ノ水壓ヲ持ツタ水ハ水壓管 K ヲ通ジテ E 室ニ入リ弁ヲ壓シテばいろっと弁 D ヲ閉メル。啣子背後ノ壓力ハ貯水池ノ水壓ニ基ヅクモノデアルカラ、啣子ノ尖端ニ於ケル動水ニ依ル背壓ハ背後ノ壓力ヨリ小ナルベク、弁ノ此大キイ水壓ハ啣子ヲ推附ケテ弁ハ閉マル。弁ヲ開ケルニハ排水管 L ヲ開イテばいろっと弁ヲ開イテ E 室ノ水ヲ拔クトキハ N 室内啣子ノ餘剩面積ノ壓力ハ弁ヲ座金ヨリ離シテ開イタ位置ニ之ヲ齎ラスニ充分デアル。弁ヲ通過スル流量ヲ調節スル爲ニ、ばいろっと弁ヲ動シテ望ム開キヲ得ル樣ナ位置ニ之ヲ確定スル。若シ啣子ガ止メタばいろっと弁ヨリ更ニ多ク動ケバ、ぽーとノ開キガ增シテ E 室カラノ排水ハ增シ、壓力ハ減少シ、啣子ハ望マレル位置ニ復歸スル。若シ又啣子ガばいろっと弁ノ方ニ動ケバ此弁ハ口ヲ塞ギ、E 室カラ出ル水ヲ遮斷シ、啣子背後ノ壓力ヲ壓シ、望マレル位置ニ啣子ヲ壓戻ス。斯クシテ弁ハばいろっと弁ニ依ツテ定マツタ位置ニ据エラレル。

205. 門扉及扉弁 鑄鐵、鑄鋼又ハ構造鋼デ作ラレル堰堤ノ樋管又ハ水壓管ト共ニ屢々扉弁ガ用ヒラレル。扉弁ハ堰堤ノ上流面ニ近ク引出口ニ据エラレ、操縱ノ機構ハ堤頂ニ設ケラレ、又ハ堰堤内ノ操縱室ニ設ケラレル。時トシテ堰堤ノ下流面引出口ノ下端ニ取附ケレラルコトモアル。引出管ガ水密ニ作ラレヌ限リハ此最後ノ配置ハ堰堤ノ内部ニ貯水池ノ全水壓ヲ及ボスコトガアル。從ツテ調節裝置ガ堰堤ノ下流面ニ設ケラレルナラバ、引出口ノ上流端ニモ應急閉鎖ノ設備ヲ爲ス必要ガアリ、殊ニ貯水池ノ水壓ガ大ナラバ最モ然リデアル。落差ガ非常ニ大ナル場合ニハ、扉弁ハ全開又ハ全閉ノ位置ニノミ操縱サレネバナラナイガ、小落差ノ時ハ調節ノ目的ニ用ヒラレルコトモアル。

扉弁ハ其扉桿ノ動態、材質、座金ノ種類、壓力量及操縱ノ法ナドニ依ツテ分類サレル。

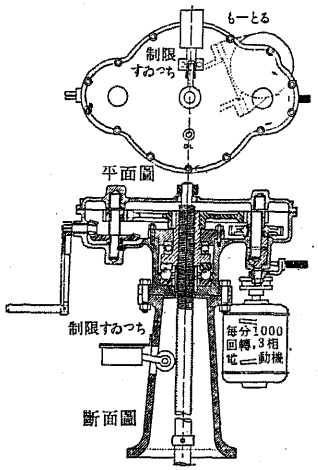
扉桿ハ扉弁ヲ動カス所ノ桿デ、扉平盤ノ螺旋ニ螺旋ほぬすとガ作用シテ桿ガ廻轉スルトキハ扉ハ桿ノ螺旋ニ依ツテ上下スルケレドモ、桿自身ハ昇降シナイ。然シ扉ガ桿ノ下端ニ取附ケラレテアレバ桿自身ハ運轉機構ノ動向ニ從ツテ昇降スル。

扉弁ノ弁體ハ低壓ノモノニハ鑄鐵ヲ用ヒ、高壓ニハ鑄鋼ヲ用ヒ、座金環、扉桿及平盤、ぼると、母螺旋等ニハ眞鍮ヲ用ヒル。**扉座金**ト云フノハ扉ヲ受ケル周圍ノ框デ、楔形ト平行面形トアル。楔形扉座金デハ扉ヲ上部デ幅廣ク、下部デ幅狹ク、扉弁體ニ取附ケタ眞鍮面ト扉ノ眞鍮面トガ楔狀ノ接觸ヲ爲スモノデアル。平行面形扉座金デハ二ツノ平行平盤ガ扉ヲ爲シテ弁體ノ上ノ眞鍮座金ニ會スル平盤上ノ眞鍮座金ト密接スル樣ニ配置サレテアル。扉ガ其座金ニ來レバ平盤ノ背部ニ於ケル楔ノ上ニ作用スル桿ハ座金ヲ固ク締メル。

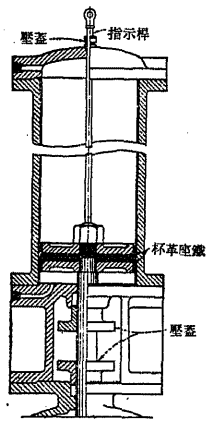
弁體及平盤其他扉弁ノ他ノ部分ハ特種ノ壓力ニ堪ヘル樣ニ作ラレ、輕壓、標準壓、重壓及超重壓弁ナドニ區別サレル。扉弁ノ常用壓及試驗壓ハ扉弁ノ徑ガ增スト共ニ減少スル。普通壓デ普通ノ大サノ扉弁ハ通例手力ニ依ル手輪

ほゐすとデ操縦スル。壓力ガ增シ、大サモ大キクナレバ聯動ほゐすとヲ用ヒ、高壓大弁トナレバ水壓、がそりん又ハ電力ナドガ用ヒラレル。

扉弁ヲ動カスほゐすとニハ**螺旋型**ト**水壓型**トアル。第四百二十九圖Aニ示シタモノハ螺旋型ノモノデ、電力瓦斯機關ナドヲ用ヒテ運轉シ、且ツ手力ニテモ動カシ得ル樣ニシテアルヲ通例トスル。球承又ハぼーるべありんぐヲ用ヒテ軸ノ回轉摩擦ヲ減ジタモノモアリ、殊ニ重イほゐすとニハ普通之ヲ用ヒテアル。



第四百二十九圖 A
動力操縦の螺旋型ほゐすと



第四百二十九圖 B
水力ほゐすと

手力運轉ノほゐすとデハ1人能ク**始動**ニ 22.5 瓲又ハ 50 封度ヲ超エザルベク、**繼動**ニ 11 瓲又ハ 25 封度ヲ超エテハイケナイ。手力デ曲柄ヲ動カス速サハ毎分 15 米又ハ 50 呎位ヲ概準トスベキデアル。

高壓トナレバ水力ほゐすとナドヲ用ヒ、喞子ノ壓力ノ下ニ水又ハ油ヲ用ヒテ、眞鍮又ハ黃銅ヲ貼ツタ錐形ノ中ニ入レテアル。喞子ノ周圍又ハ扉ヤ喞子桿ノ周圍ノぱっきんぐハ特ニ水密デナケレバナラナイ。第四百二十九圖B ハ

水力ほゐすとノ1例ヲ示シタモノデアル。

北米合衆國開拓局デ推奬シタ諸機械ノ摩擦係數（滑動及廻轉）ヤ實用應力ハ次表ノ如クデアル。

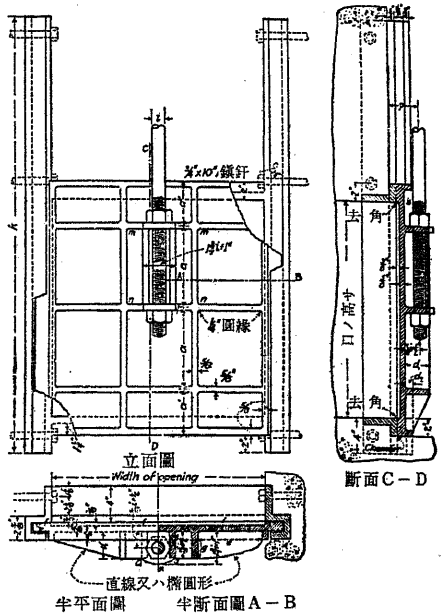
第四十六表　摩擦係數及實用應力表

工種又ハ操作	滑動摩擦係數	廻轉摩擦係數	能率	實用應力 瓲	實用應力 封度	實用應力 毎方糎瓲	實用應力 毎方吋封度
鑄鐵又ハ鋼ノ上ノ眞鍮線べありんぐ、母螺旋	0.15						
〃	0.2						
平底母螺旋及螺絲	0.125						
ばびっと合金上ノ鋼		0.002					
球承又ハぼーるべありんぐ							
扉座金、始動	0.7						
〃　繼動	0.35						
すぱーぎあー及べありんぐ、齒ヲ切リシモノ			0.9				
〃			0.85				
齒ヲ鑄造セシモノ							
斜齒輪聯動及べありんぐ、齒ヲ切リシモノ			0.85				
〃			0.80				
齒ヲ鑄造セシモノ							
實用手力、始動				18	40		
〃　繼動				9	20		
冷輾鋼扉桿、實用引張應力又ハ壓縮應力（軸應力及捩レヲ伴フ）						840	12,000
〃　實用剪斷應力（　〃　）						700	10,000
螺絲ノ實用載荷々重						52.5	750
眞鍮ノ實用剪斷應力						105	1,500
冷輾鋼軸ノ實用引張應力（曲ゲ及捩レヲ伴フ）						700	10,000
〃　實用剪斷應力（　〃　）						560	8,000

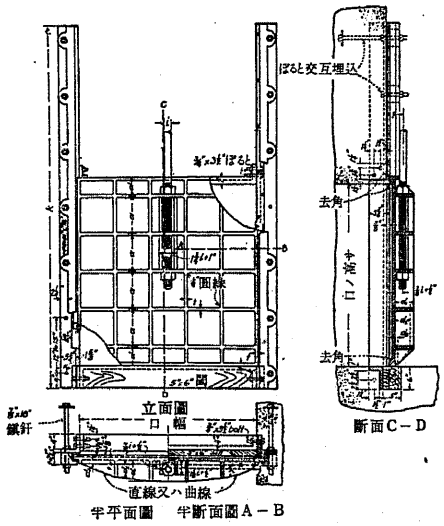
滑動扉　餘水吐ヲ過グル水量ガ比較的少ク、水位ノ差モ亦多クナク、3.0 米ヲ超エナイ樣ナ場合ニ滑動扉ハ用ヒラレ、又堰堤ノ引出口ガ 35 米以下デ流

量ガ比較的多クナイ時ナドニ用ヒラレル。鑄鐵又ハ鑄鋼デわんぴーすトシテ作ラレ、又ハ輾成鋼ノ部分カラ作ル。鑄物ノ框ハ扉膜ト同材質デ作リ、扉膜ハ縦横ノ肋ヲ以テ補強シ、ぼるすとヲ用ヒテ運轉スル。第四百三十圖及三十一圖ハ低壓滑動扉、前者ハ**襲閉型**、後者ハ**直接端閉型**ヲ示シタモノデアル。前者ハ幅 0.6 米乃至 1.8 米、高サ 0.6 米乃至 2.7 米、落差ハ 3 米乃至 15 米ノ間ニ在ル。扉ノ重量ハ桿及眞鍮座金ヲ除イテ凡ソ 7,200 kg/m³ 又ハ 450 lb/呎³ 位デアル。

他ノ扉弁　(一) 滑動扉ノ滑動摩擦係數ノ大ナルニ鑑ミ、扉座金ノ處ニ輾子若干ヲ用ヒテ廻轉摩擦トシタルモノハ**輾子扉**デアル。之ニハ普通ノモノヽ外ニすとーにー (Stoney)、さーにっと (Sirnit)



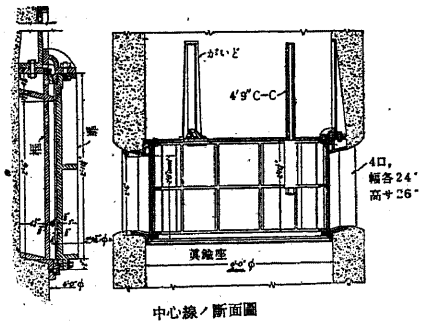
第四百三十圖　鑄鐵製滑動扉



第四百三十一圖　同

及ぶるーむ (Broome) ナドノ種類ガアル。普通ノ輾子扉デハ輾子ヲ扉框ニ取附ケルカ、又ハ扉自身ニ取附ケルノデアツテ、殊ニ後者ガ多イ。すとーにー型デハ輾子群ヲ扉ニ關係ノ無イ框ニ駢ベテ取附ケ、此框ヲ扉ト扉框ノ間ニ吊ルシ、扉ト異ツタ割合デ動ク。さーにっと型デハ扉ノ側ニ導構又ハがいとヲ備ヘ、其中ニ廻ル輪ヲ備ヘテアル。扉ガ座金ニ達スレバ輪ハがいどノ中ノ落込ニ轉ゲ込ミ、扉ノ金座ト框ノ座金トガ密着スル。今扉ヲ引揚ゲルニハ落込カラ輪ヲ引出ス程充分揚力ヲ加ヘナケレバナラナイ。落込ハ比較的淺ク座金面ト僅カノ傾斜ヲ保ツテ居ル。ぶるーむ型デハ輾子列ガアリ、輾子ハ扉ノ上ノ軌道ト框ノ上ノ軌道ニ載セラレテアル。框座金ハ底ノ方デ扉ノ方ニ傾イテ居ルカラ、扉ハ重量ト竪ノ水壓デ座金ヲ壓附ケ、輾子ノ荷重ハ減ル。輾子型ノ扉ハ 20 米以下ノ落差ニ用ヒラレルガ、普通ノ滑動扉ヨリモ大キナ徑間ニ適スル。是レ主トシテ摩擦抵抗ガ少イ爲デアル。

(二) **ばったーふらい扉**　ばったーふらい扉又ハ蝶扉ハ通例管ノ中ニ取附ケ、大キナ地平軸ト管ニ適合スル圓形盤カラ成リ、扉ガ閉メラレル時ハ管内ノ座金ニ密着スル。扉ガ全開又ハ全閉スレバ水壓ハ平衡スルガ、其間ノ位置デハ非平衡ヲ爲ス。從ツテ大キナ水頭デハ水量ヲ調節スルコトガ六ケシイガ、屢々全開全閉ノ高水頭ニ用ヒラレル。此種ノ扉ハ低頭ニ用ヒテ優秀デアル。



第四百三十二圖　圓錐形扉

(三) **圓錐形弁又ハ扉**　水量ヲ調節スベキ孔又ハ口ガ地平面上ニ在ツテ圓錐形又ハしりんだー底ノ中心ノ下ニ在ル。水壓ハしりんだーノ壔體ニ依ツテ荷ハレルガ、實際ニハ肋

ヲ以テ壕ヲ補強シナケレバナラナイ。輾子扉ト同ジク其面ニ於ケル水壓ハ平衡シテ居ル爲ニ扉ヲ閉メルニ容易デアル。小サイ扉ニハ1條又ハ2條ノ扉桿ヲ用ヒ、大キナ扉ニハ3條ヲ要スル。しりんだーノ周圍ニハ少クモ3本以上ノがいどヲ配置シテ、此等ノがいどニ滑動スル面ヲしりんだーノ外面ニ設ケテアル。

（四）**てーんとる扉**　てーんとる扉ハ圓弧又ハ弓形カラ成リ、水面ニ對シテ上流ハ凸出シ、之ヲ支ヘル抗壓材ハ弓形ノ中心樞軸ニ達シテ居ル。此扉ハ通例鋼材ヲ以テ作ルガ、時トシテハ圓弧又ハ弓形ノ鋼材ノ上ニくれおそーとヲ注入シタ木材デ被覆シタモノモアル。揚重ヲ減少スル爲ニ對重ヲ用ヒルコトモアル。此種ノ扉ハ其面ノ水壓ガ平衡シテ居ル爲メ、閉メルニ容易デアル。扉ノ底ヤ側面ノ水密ヲ得ル爲ニ、特別ノ裝置ヲ必要トスル。本扉ハ 139 ニ述ベテアル。

（五）**角落シ及決瀉版**　此種ノ扉モ亦 130 乃至 131 ニ詳述シテアル。

（六）**自働扉**　亦 143 ニ詳述シテアルカラ此ニハ重ネテ擧ゲナイ。

（七）**推上扉又ハべあとらっぷ扉**　亦 138 ニ述ベテアル。

第十六節　多元的貯水池ト全體主義ノ上ニ立ツ河水調節

206. **多元的貯水池**　河流ヲ横ツテ堰堤ヲ作リ、流水ヲ堰止メテ貯水池ヲ作ル目的ハ前ニ述ベタ通リ或ハ洪水ノ調節、或ハ水力發電ノ爲ニ、或ハ灌漑用水ノ補給、或ハ上水道ノ水源又或ハ水運航深ナドノ爲ニスルニ在ルガ、場合ニ依ツテハ是等ノ目的ヲ二三以上共通シテ堰堤ヲ作リ、貯水池ヲ設ケルコトガアル。之ヲ**多元的貯水池**又ハ**多方面目的ノ貯水池**ト呼ンデ居ル。例ヘバ獨逸わるでっき堰堤ハ運河ノ給水、ゐーざー河航深ノ改善、洪水ノ調節及水力發電ナドノ諸目的ニ兼用セラレテ居リ、米國ぶはなん堰堤ノ如キハ洪水防禦、水力發電、灌漑用水ノ補給ナドノ目的ヲ兼備ヘテ作ラレタ。

多元的貯水池ハ其何レノ目的ニ主力ヲ置クカニ依ツテ多少其構造ヲ異ニスル。例ヘバ洪水調節ヤ水力發電ナドニ重キヲ置ク堰堤ハ高イ程貯水量ヲ增ス長所ガアルケレドモ、水運ノ爲ニ渠化スル目的デ作ラレル時ハ、水閘ノ閘程ヲ必要以上ニ增サヌ關係カラ、堰堤ハ餘リ高クナイ方ガ便利デアル。

又多元的貯水池ニ於テハ時トシテ甲ノ目的ガ乙ノ目的ニ背馳スルコトアルハ想像シ得ラレル。之レハ獨リ貯水池ノミデナク、天然ノ湖沼ナドニモ屢々起ル問題デ、單ニ原始的狀態ニ委シテ自然ノ成行ニ委セテアルモノハ暫ク之ヲ措キ、少クモ洪水調節トカ灌漑補給ナドノ目的デ施工セラレタ工作物ガアル場合ニハ、多少ノ矛盾扞挌ヲ招クコトガアル。例ヘバ琵琶湖口瀨多川ノ洗堰ハ洪水調節ヲ主要ナル目的トシテ居ルガ、仔細ニ研究シテ見レバ、非常ナ洪水ノ際、堰板ヲ外シテ下流ニ放流スレバ、下流ハ氾濫シテ洪水ノ被害ニ喘グニ至ルケレドモ、若シ堰板ヲ取外サズ之ヲ存置スレバ湖岸ノ耕地ニ氾濫シテ水漬ヲ除クコトガ出來ナイ。同樣ニ多元的貯水池デ洪水ノ爲ニ多量ノ水ヲ湛ヘレバ、水力發電ノ機能ヲ脅カシ、又ハ沿岸ノ耕地ニ冠水スルヲ免レナイ。

以上ニ述ベタ樣ノ理由デ多元的貯水池ガ一ノ流域ニ若干併存シテアル場合ナドハ全體ノ現狀ヲ知悉シテ按配ヲ試ミナケレバナラナイコトガ多イ。是レ全體主義カラ打算シタ河水ノ調節ト呼ンダモノデアル。例ヘバ雨期洪水ガ起リ易イ時期ニハ、其以前ニ成ルベク貯水池ノ水ヲ少クシテ、一朝洪水ガ來テモ成ルベク之ニ堪ヘ得ルヲ良シトスル。然シ之ガ爲ニ次ノ灌漑時期ニ用水ノ不足ヲ招ク樣ナコトガアツテハナラナイ。卽チ雨量ノ豫想、流量ノ適當ナ知識ヲ必要トシ、河水調節ノ諸機關ヲ運轉シテ將來ニ對應スルニハ、大ナル熟練ト果斷邁進ノ必要ガアル。

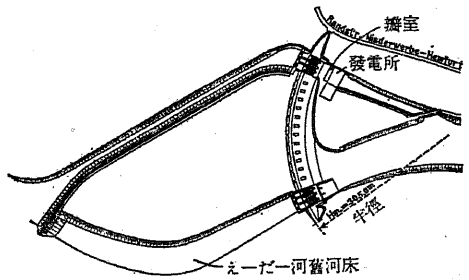
多元的河水調節ハ近來米國ノ各河川ニ試ミラレテ居ルガ、尙多少ノ苦情ガ起ラナイデモナイ。てきさす州ノころらど河 (Colorado R.) ニハ洪水阻止、水力、灌漑及上水供給等ノ各方向ニ亙ツテ調節ヲ行ツテ居ルガ、前ノ琵琶湖ニ起ツタ樣ナ經營ノ困難ヲ見ルコトガアル。ぶはなん堰堤 (Buchanan Dam) ニ起ツタ事件ハ其一例デ、貯水池ハ 1938 年 7 月ノ洪水ヲ貯留スルニ充分ナ筈デアツタ。然ルニ一方ニハ下ころらど治水委員會 (Lower Colorado River Authority) ハ洪水前ニ此貯水池ニ餘リ多クノ貯水ヲシタト批難シ、他ノ一方ニハ下流ニ損害ヲ與ヘル程ノ貯水開放ヲ行ツタ爲メ氾濫ヲ惹起シタト批評シタ。卽チ進退兩難ニ陷ツタ觀ガアツタノハ東西其揆ヲ一ニスルモノガアツタ。

207. **わるでっき溪堰**　獨逸ゑーざー河ノ左支ニふるだ河 (Fulda) ガアル。ふるだ河ノ左支ニ亦えーだー河 (Eder) ガアル。えーだー河ハ多雨ノろーたーる山脈 (Rothaargebirge) ニ源ヲ發シ、ゑーざー流域内デハ最モ洪水ノ危險ガ多イ河トシテ恐レラレテ居ル。1905 年 4 月 1 日ノ法律デへむふーると (Hemfurt) ニ近イわるでっきニ一大溪堰ヲ築キ、更ニぢーめる河 (Diemel) ノ上流へるみんぐはうぜん (Helminghausen) ニ他ノ小溪堰ヲ作ツテえーだー河ノ水ヲ湛へ、以テ水害ヲ除キ運河ニ給水シ、河ノ航路水深ヲ保チ、兼ネテ水力發電ヲ爲スニ至ツタ。

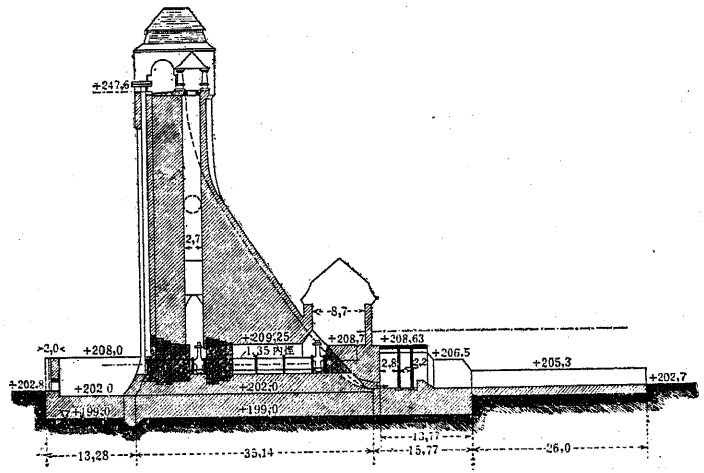
えーでる河ハわるでっきヨリ上ノ流域面積 1,426 方粁、平均年雨量 830 粍、へむふーるとニ於ケル平均年流量ハ 6 億立米デ、最大流量ハ毎秒 900 立米、最小 1 立米デアル。而シテ夏ノ最大洪水流量ハ毎秒 250 立米デ此程度迄ハ下流ニ水害ヲ及スコトガナイ。

此溪堰ハ切石練積ノ弧形堰デ、曲率半徑 305 米、高 48 米、長 600 米(第四百三十三圖)、貯水池ノ長サ 35 粁、最大幅 1.5 粁水面積 1,200 へくたー

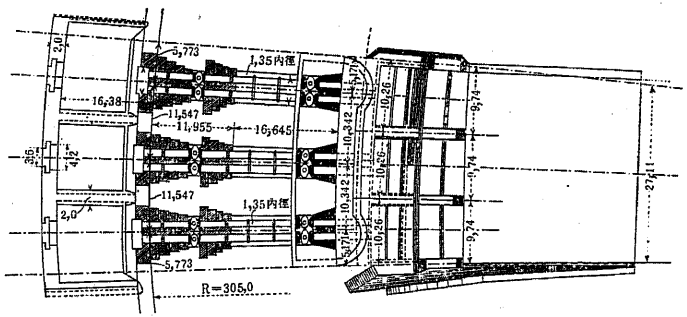
ニ達シ、蒸發滲透ニ依ル水ノ減損ヲ除クモ尙 202.4 百萬立米ノ貯水量ヲ持ツテ居ル。1912 年迄ニしれじゃ、らいんらんど及ゑすとふぁりやニ作ラレタ堰堤ハ 25 個モアルガ、貯水量ニ於テハ之ヲ白眉トスル。溪堰ノ天端ノ厚サハ 5.79 米、地盤上ノ厚サハ 35 米デ、6 米モ深ク基岩ニ切込デ有ル。堰ノ容積 30 萬立米ニ達シ、內部ニ良好ナル粘土頁岩ヲ用ヒタ外ハ全部火成岩ノ切石



第四百三十三圖　わるでっき堰堤附近斷面圖



第四百三十四圖　同　斷　面　圖



第四百三十五圖　同　發　電　所

積デ、石灰 1、火山灰 1.5、砂 2（共ニ容積）ノ膠泥ヲ用ヒテ練積トシ、1 立米ノ石積ニ 0.39 立米ノ膠泥ヲ使用シタ（第四百三十四圖）。

工事中えーだー河ハ之ヲ左方ニ移シ、更ニ左側ノ堰底ニ幅 4 米、高 3.75 米ノ隧道3本ヲ作リ、各2本ヲ1組トシタ鐵管ヲ以テ河水ヲ通シタ。其後堰底ノ右岸ニ近ク亦6本ノ鐵管ヲ通シ、2 本ヲ1組トシテ前ト同ジ大サノ隧道内ニ裝置シ、孰レモ2個ノ制水瓣ヲ持ツテ居ル。右6本ノ鐵管ハ直徑 1.35 米、左6本ハ徑 1.6 米、12 本ノ全面積 19.2 方米デ、全部ニ通水スレバ凡テ毎秒 250 立米ノ流量ヲ得ルコトヽナル。此中左ノ 6 本ノ水壓管ハ發電用ニ充テラレルモノデアル（第四百三十五圖）。

此溪堰ノ漏水ヲ防グ爲ニハ或ハ池側ノ堰脚ヲ深ク岩盤中ニ切込ミ、又ハ池側ノ堰面ヲしでろすてんト名ヅケル水密塗料ヲ以テ2回モ之ヲ塗上ゲ、更ニ其上ニ厚 75 糎ノ保護壁ヲ以テ之ヲ覆ヒ、鐵錆デ之ヲ堰身ニ取付ケ、又ハ幅 30 米ノ壜層ヲ堰前ニ布イテ水ノ滲透ヲ防ギ、尙堰中ニハ滲水ヲ排除スル爲

大小ノ排水管ヲ埋沒シタ。

此溪堰ハへるみんはうぜん溪堰ノ貯水量 20 百萬立米ト併セテ 222 百萬立米ヲ貯水シ、次ノ四ノ働ヲシテ居ル。

（一）**らいんゑーざー運河** (Rhein-Weser Kanal) **ノ給水**　此運河ハみんでん (Minden) デゑーざー河カラ喞筒デ水ヲ汲上ゲテ給水シテ居ルガ、河水乾魃ノ時ハ之ニ1年 75 百萬立米ノ補充ヲ要シ、運河ニハ毎秒 7.5 立米ヲ給水スル。而シテ兩貯水池ノ水ハ勿論此需用ヲ充シテ餘リアル。

（二）**ゑーざー河航路水深ノ改善**　貯水池ノ水ハ渴水ノ時全部ゑーざー河ニ送ラレ、75 萬立米ヲ運河ニ用ヒル外ハ航路ノ水深ヲ增スコトヽナル。卽チみゅんでん (Münden) カラかーるすはーふぇん (Karlshafen) マデ 35 糎、かーるすはーふぇんカラはーめるん (Hameln) マデ 30 糎、之ヨリみんでんマデ 25 糎、あれる (Aller) 河口マデ 15 糎、此河口以下ハ 5 糎ノ水深ヲ增シタ。

（三）**洪水々害ノ輕減**　へむふーるとニ於ケルえーでる河ノ洪水量ハ毎秒 900 立米カラ減少セラレテ 250 立米トナリ、へるみんぐはうぜんニ於ケルぢーめる河ハ 100 立米カラ 20 立米ニ減少シタ結果、下流ふるだ河及ゑーざー河ハ共ニ其餘惠ヲ受ケ、例ヘバえーだー河ガふるだ河ニ合流スルかっせる (Kassel) デハ洪水流量ガ毎秒 2,000 立米カラ 1,450 立米トナリ、單一水路ニ洪水ヲ疏通スルヲ得ル爲、水害ヲ免レ得タルハ勿論、從來ノ氾濫地域ヲ有用ノ目的ニ利用スルヲ得ルニ至ツタ。其外河岸ノ諸都會モ亦同樣デ、ほいや (Hoya) ぶれめん (Bremen) 間ノ有堤低地ノ如キハ著シク水害ヲ免ルヽヲ得ルニ至ツタ。

（四）**水力電氣**　えーだー河ノ貯水池滿水ノ時ニハ 14 米ノ落差ヲ得、20 百萬立米ノ水ガ池中ニ存在スル迄ハ同一ノ落差ヲ保ツテ居ル。又ぢーめるノ滿

水貯水池デハ 34.9 米ノ落差ヲ得、5 百萬立米ニ減水シテモ尙 21.5 米ノ高ヲ得テ居ル。斯クテへむふーるとニ 15,000 馬力、へるみんはうぜんニ 2,400 馬力、みゅんでんニ 40,00 馬力ノ電力ヲ發生スルヲ得タ。而シテ電力輸送及其外ノ附屬設備ノ爲ニ 9 百萬馬克ヲ費シ、1 きろわっと時 3 ふぇにっひデ電力ヲ供給シ得タ。

之ヲ要スルニわるでっき溪堰ノ利用ハ偉大ナルモノデアル。溪堰ノ築造工費 7,900,000 馬克、土地買收費 9,000,000 馬克、其他 2,850,000 馬克ヲ併セテ全工費19,750,000馬克、卽チ1立米ノ貯水量ニ對シ工費僅カニ 0.1 馬克ニ達セヌ勘定デアル。

208. **ぶはなん堰堤**　1938 年 7 月てきさす州ころらど河ノおーすちんノ上流ニ作ラレタぶはなん堰堤ニハ其上下ニ起ツタ洪水ノ被害ニ就キ白熱化シタ論爭ガ行ハレタ。堰堤ヨリ上流ノ不動產所有者ハ堰堤アルガ爲ニ耕地ニ氾濫シタガ、是レ水力發電ノ爲ニ湛水シテアツタカラデ、若シ堰堤ノ無イ場合ノ如ク、河川ノ水位ガ低クカツタナラバ洪水ハ起ラナカツタト主張シタ。又堰堤下流ノ土地所有者ハ餘リ早ク貯水池カラ水ヲ放流シタ爲ニ、豫想以上ノ流量ヲ下流ニ出現シ、堰堤ガナケレバ起ラナカツタ損害ヲ招イタト要求シタ。

以上ノ批難ノ當否ヲ定メルコトハ容易デナイ。下ころらど河治水委員會ハ水利保存、洪水調節及水力發電ノ目的ヲ以テ此堰堤ヲ作リ、更ニ他ノ堰堤ヲ作リツヽアルノデアルガ、前記ノ批難ノ謂レナイコトヲ主張シタ。委員會々議長ハ水利保存ト洪水調節ハ委員會ノ出來タ法律ノ下ニハ輕重ハナク、又發電ノ爲ノ貯水ハ委員會ノ重要ナ職能デアルト述ベ、且ツ水力ヲ販賣スルニハ計畫ノ費用ヲ償却スルニ必要デアルト言ツテ居ル。

州ノ法律ハ樣々アルガ、曾ク之ヲ措キ、動力ハ利得ヲ與ヘルカラ、先ヅ之ヲ考慮ニ入レルハ自然デアル。但シ水力ノ企畫者ガ誰デアツテ國家ニ對シ如何ナル關係ニアルカナドハ先ヅ研究スベキ問題トナル。

一般ニ言フナラバ多元的貯水池ノ運用ニ當ツテ、洪水防禦ト水利保存ハ第一次的ノモノデ、水利發電ハ第二次的ノモノデアル。然シ灌漑事業ニ於テ水ハ收穫ニ死活ノ關係ガアリ、之ヲ除ケバ動力ハ運用者ノ第一位ニ來ルモノデアル。

邦ニ依リ立法ノ觀念ハ必ズシモ同一デナイガ、各其々ノ邦ノ法律慣習ニ立脚シテ考ヘナケレバナラナイ。今公衆ノ利益ノ爲ニ多元的貯水池ガ各地ニ出現シツヽアルガ、大河ノ洪水調節ハ國家ノ責任デアルトノ觀點カラ治水ヲ計畫セラレツヽアルハ洋ノ東西ヲ問ハナイ。勿論此計畫ハ貯水及使用ノ調節ヲ含ムベキデ、從ツテ是等全體ヲ統轄シテ管理スルノ必要ガ起ルガ、各々ノ立場デ個々ノ管理ヲ行フノハ相剋ヲ招ク處ガアル。米國デハころらど河治水委員會ヤてねしー盆谷治水委員會ノ如キ組織ガアツテ、貯水ノ管理權ヲ州治水委員會又ハ州技師ノ手ニ委ヌルノヲ至當トスルト考ヘテ居ル。但シ米國ノ可航河川調節ハ陸軍ノ監督ニ屬シテ居ツテ、我國ノ如キ內務省若クハ遞信省ノ管轄ト其趣ヲ異ニシテ居ル。

209. **全體主義ノ上ニ立ツ河水調節**　一ノ河川ニ落差ガ多イ時ハ、若干ノ堰堤ヲ作ツテ夫々其落差ヲ利用スルトキハ大ナル水力ヲ得テ、更ニ灌漑水運ナドノ利水ノ目的ヲ達成スルコトガ出來ルガ、洪水ノ疏通ニ對シテハ幾多ノ障害物ヲ與ヘルコトヽナル。從ツテ河川全體ノ上ヲ通覽シテ其流量又ハ水位等ヲ參酌シ、之ニ前記利水ノ方面ヲ併セ考ヘテ河水ノ調節ヲ行フトキハ、水害ヲ輕減シ更ニ利用ノ擴充ヲ圖ルコトガ出來ル。例ヘバ前ニモ述ベタ如ク、洪水ノ將ニ來ラントスル前ニハ、成ルベク貯水池ノ湛水量ヲ少クシテ後日ニ備ヘルガ如キ是デアツテ、利水及除害ヲ全體主義ノ上カラ打算シテ流量ノ調節ヲ圖ルコトガ出來ル。

近來此方面ニハ各國水工專門家ノ注意ヲ引イテ居リ、個々ノ堰堤ヲ個々ニ考ヘズニ打ツテ一丸トスルノ有利ナルコトガ知ラレルニ至ツタ。

210. **北米合衆國てねしー河ノ河水調節**　A. **概說**　みしゝっぴー河ノ左支おはいお河ノ左支ニてねしー河 (Tennessee) ガアル。流域面積 41,000 方哩 (106,200 方粁)、高サ 1 哩ノ高地カラ、海面上數百呎ノ低地モアリ、年雨量 52 吋 (1320,8 粍)、方ニみすりー盆谷ノ雨量ニ 2 倍シ、おはいお盆谷ノ凡ソ 1.5 倍ニ當ル。12 月カラ 4 月ニカケめきしこ灣ノ嵐ハ此雨量ノ大部ヲ齎ラシ、西カラ來ル雷雨ハ 7 月カラ 11 月ノ西印度ノはりけーんノ起ル季節ニ現ハレル。是等夏ノ間同ジ脅威ハ大西洋岸カラ熱帶旋風ノ形トナツテ來リ、濕氣ヲ荷ツタ風ガ海岸カラ吹込ンデ高い南あっぱらしあん山脈ニ突當ル前短距離ヲ吹過ギテ、てねしー河ノ支流わたうが (Watauga)、ふれんちぶらうど (French Broad)、ぴぜおん (Pigeon)、りっとるてねしー (Little Tennessee)、ひわっせー (Hiwassee) 及おこえー (Ocoee) ニ沛然タル豪雨ヲ降ラセル。

てねしー河ノ水位ノ變化ハ以上ノ雨期及乾期ニ應ジテ、夏期くのっくすびるニ於ケル流量ハ屢々 3,000 個ニ落チルガ、冬ト春ノ雨ニ續ク數ケ月後ハ水深 23 呎ヲ增シ、流量 10 萬個ヲ超エル。ますくるしょーるすヨリモ下流デハ季節的ノ差ガ更ニ甚シク、ぴくねっくらんぢんぐニ於テ尙未ダ調節ヲ行ツテ居ラナイ時ニ、流量ハ 7,000 個ニ落チルガ、洪水ノ時ニハ深サ 44 呎ヲ增シ、堤防ニ冠水シテ 318,000 個ニ達スル。最高水位ハ 1867 年 3 月ニ起ツテちゃったぬーがニ於テ 428,000 個ノ流量ヲ示シタ。

てねしー河ハ其流域ノ形、歪ンダ瓢丹形ヲ爲シ、ちゃったぬーが市 (Chattanooga) ノ附近ガ中クビレニ當ツテ居ル。水流ハ由來此中クビレノ邊カラ南西ニ流レテめきしこ灣ニ注イダノデアルガ、地殼ノ隆起ノ爲ニ舊河口ハ塞ガレ、上流カラ西シ、更ニ北シテおはいお河ニ合スルニ至ツタ。下流々域ノ地形ハ低クシテ畝リ、流速ハ上流ニ比スレバ甚ダ遲イ。洪水波々頂ハ此緩勾配ニ依ツテ著シク遲メラレル上ニ、おはいお河ノ合流點カラ其堰水ノ爲ニ輪ヲカケテ遲クナツテ居ル。

最大比流量ハてねしー河上流々域ニ於テ凡毎方哩 34 個デアリ、其面積ハ 21 400 方哩デアルカラ、河ノ整理ヲ無視スレバ、ちゃったぬーがニ於テ 730,000 個ノ洪水流量ヲ期待スルハ決シテ不合理デナイ。

てねしー治水委員會 (The Tennessee Valley Authority, T.V.A.) ハ此巨量ノ水ヲ征服シテ公安ヲ保タンガ爲ニ起ツタ。而シテ一方ニハ農耕植林ヲ奬勵シテ地下水ノ瀦溜ヲ增シ、他方ニハ主ナル支流ニ貯水堰堤若干ヲ築造シ、並ニてねしー河ノ本流ニハ高イ水運堰堤ヲ作ラントスル工事中デアル。

委員會ノ農業熟練家ハ全流域ニ農耕ヲ改良スレバ更ニ雨量ノ 4 吋ヲ吸收シ得ベク、更ニのーりす堰堤ノ凡ソ 2 倍ノ容量ニ匹敵スル地下水貯瀦ヲ爲サシメルコトガ出來ルト云ツテ居ル。

斯種ノ地中貯水ハ堰堤ニ給水スル貴重ナルモノデ、又水ヲ調節スル主ナル作用ヲ營ム。てねしー河本流ニハ 9 個ノ高堰堤及 1 個ノ低揚程ノ水閘ガ設ケラレントシテ居ル。其中 3 個ハ旣ニ現存シテ居リ、私有ノへーるすばー堰堤 (Hales Bar Dam) ハちゃったぬーがノ下流 40 哩ニ在リ、戰時中造ツタゐるそん堰堤 (Wilson Dam) ハますくるしょーるす (Muscle Shoals) ニ在リ、ほゐーらー堰堤 (Wheeler Dam) ハゐるそん湖ノ上端ニ在ツテ 1936 年 TVA ガ完成シタモノデアル。其外 4 個ハ今工事中デ、ぎるばーつびる堰堤 (Gilbertsville Dam) ハ同名ノ市ノ近クニ在リ、ぴくねっくらんぢんぐ堰堤 (Pickwick Landing Dam) ハゐるそん堰堤ノ下流 53 哩ニ、ぎゅんたーすびる堰堤 (Guntersville Dam) ハ同名ノ市ニ近ク、且ツちっかまうが堰堤 (Chickamauga Dam) ハちゃったぬーが市 (Chattanooga) ニ近イ。更ニ 2 個ノ堰堤ハばぢゅか

ー (Paducah) カラのっくすびる (Knoxville) 迄てねしー河ヲ可航水路ニ改造シ、兼ネテ洪水調節ノ目的ヲ達シ、發電水力ヲ爲サントスルモノデ、ぴーくらんどニ近イわっつばー計畫 (Watts Bar project) 及るのあ市 (Lenoir City) ニ近イくーるたーしょーるす計畫 (Coulter Shoals project) ガ即チ之デアル。此兩堰共ちゃったぬーがトのっくすびるノ間ニ在ル。

てねしー河ニ流込ム流量ヲ調節スル爲ニ高地ニハ委員會デ1個ノ貯水堰ヲ造リ、第二ヲ築造シツヽアリ、第三堰堤ヲ計畫シタ。のーりす堰堤 (Norris Dam) ハ北東てねしー州ノくりんち河 (Clinch River) ニ完成サレ、1936年中利用ヲ開始シタ。ひわっせー堰堤 (Hiwassee Dam) ハ南西のーるすかろらいな州ノ同名河上ニ在ツテ今漸ク工事ニ着手シタ。第三ノ高堰堤ハふぁんたな (Fontana) ニ近イりっとるてねしー河 (Little Tennessee R.) 上ニ造ルコトニナツテ居ル。

以上ノ單塊こんくりーと堰堤ガ其能力ヲ發揮スレバ次ギ次ギニ貯水池ノ連鎖ヲ通ツテ流域內ノ水ハ駿足ヲ止メテ並足デ進ムコトニナリ、延長652哩ノ可航水路ヲ年中出現シ、洪水波頂ヲ匾平ニシ、且ツ2百萬馬力ノ電力ヲ發生スルコトヽナラウ。

之ニハ各支流ニ於ケル雨量ノ觀測ト水路ヲ流下ル流量ノ測定ガ少數技術者ノ手ニ依ツテ一年中行ハレナケレバナラナイ。雨量、繼續時間、及雨量强度ヲ基礎トシ、之ニ河川ノ流出量ヲ知レバ、特定地域ニ於ケル表面流出ノ平均週期及地下水流出ノ呼應シタ平均週期ヲ知ルベク、72時間前ニ豫報スルコトガ出來、雨量ノ何割ガ流出シ、又洪水波ノ波頂ガ下流ノ特定點ニ達スル時間ヲ知ルコトガ出來ル。

此ノ爲ニ流域內ニ毎日雨量ノ觀測所156箇所、自記雨量測定所42箇所ヲ設ケ、更ニ官私ノ147箇所カラ報告ヲ受ケ、合衆國地質測量ノ水資源部

(Water Resources Branch) ト共力シテ、委員會ハてねしー河本支流ニ沿ウテ設ケテアル120箇所ノ流量觀測點カラ流量ノ報告ヲ受ケル。是等ノ材料カラ地表又ハ河川ノ全流出量ガ續イテ記錄セラレ、何時デモ利用スルコトガ出來ル。更ニ蒸發ニ依ル減損ノ量ヲ測ル所ノ測點モ設ケラレタ。

斯クシテ各支流及本流ノ流出量ヲ推定シ、大小各洪水波速ヲ4, 5日前ニ定メテ、其波速ノ都市又ハ重要地點ニ達スル時日及高サヲ豫知シ、其洪水ニ對スル豫防ヲ爲スコトガ出來ル。許多ノ可變量ヲ有スル時間表ヲ數字デ書ク樣ナモノデ、而カモ其時間表ハ日々變ハリ行ク。水位、雨量及1日前ニ豫報シタ複刷報ガのっくすびるカラ毎日凡ソ150ノ關係團體ニ通報セラレ、同一ノ報告ガ毎朝TVAノ諸堰堤及てねしー河諸都市ニ電話サレル。孤立シタ觀測點デハ短波らぢおニ依ツテ1日2回報告ヲ爲ス實驗中デアル。目覺マシイ發展ハ二ノ自働らぢお報告裝置デ、TVAノ發明ニ係リ、かりふぉるにやデ州技術部ガ灌漑渠ノ變化スル水位ヲ通報スルニ用ヒタ裝置ヲ研究シテ出來タモノデアル。

其一ハ自働水位らぢお通報器デアル。えるく河 (Elk R.) 流域カラ非常ニ速イ流出ガアリ、ほわーらー貯水池ニ直グ影響スル爲メ、ぷろすぺくとノ水位觀測點 (Prospect, Tenn.) ニ是等自働裝置ノ第一者ヲ据付ケタ。其裝置ノ主ナ姿ハ水位ニ相當スル處ニきーガ差込マレ自働的ニ短波らぢおせっとデ2時間毎ニ放送スル。點線信號法デ送ツタ電文ハおるそん堰堤デ受信シ、電話デ之ヲのっくすびる事務所ニ繼送スル。

河ノ水位ノ昇降ト共ニ亦昇降スル金屬製浮子ハ細イ鐵索ニ吊サレ、鐵索ハ觀測所ノ小圓筒ニ取付ケラレタ車ニ捲付ケテアル。水位ガ變化スレバ浮子ハ昇降シテ圓筒ヲ廻ハス。圓筒ノ周圍ニハ水位ニ呼應シタ銅線ガ電觸シテ、何時デモ點線法デ他ノ地點ニ水位ヲ知ラセルコトガ出來ル。

遠隔地ニ在ル觀測者ハ點線ヲ數ヘテ之カラ其時ノ水位ヲ知ルコトガ出來、放送ハ望ム時間ヲ隔テヽ爲サレル。是等自働通報機ハ流域內ノ必要ナ測點ニ据エラレテアル。

第二ノ裝置ハらぢお雨量測點デ自働水位測點ト同ジ作用ヲ營ム。現在4個ガ運轉シテ居ル。

例ヘバ 1937 年 7 月 30 日舟運及まらりや撲滅ノ爲ニ夏期のーりす、ほゐーらー及ゐるそん貯水池ノ運用ニ關スル計畫ヲ發表スルコトヽナツタ。舟運ノ爲ニハ凡テ3貯水池カラ水ヲ開放シテふろれんす (Florence, Alabama) ニ於テてねしー河ノ平均流量ヲ 17,000 個ニ保ツコトガ必要ダツタ。まらりや撲滅ノ爲ニハ沿岸ノ卑濕潦ニ繁殖セシメナイデ、蚊幼蟲ヲ高ク乾スコトガ肝要デ、水位引下ノ計畫ヲほるーらー及ゐるそん兩貯水池ニ實施シタ。此計畫ハ勿論一時的ニハ必要ニ應ジ洪水ノ調整、舟運又ハ TVA ノ建設作用ノ爲ニ臨時中絕スルコトモアル。

兩貯水池ノ容量ハ合セテ 1,980,000 えーかー呎ニ達シテ居ルガ、其調節ノ取扱ノ簡單ナコトハ1個ばけつノ水ヲ盈虛スルト同ジダ、然ルニ7月ニ是等中斷ノーガ突發シテ河水調節ノ何クルヤヲ說明シ得タ。

びくゐっくらんぢんぐノ第三圍堰ニ鋼矢板ヲ打込マントシテ居ルト言ツテ來タ。此ハ 8,000 個ニ流量ヲ減ジナケレバナラナカツタ。又 7 月ノ第3週ニ漫遊船ガ下てねしー河ヲ遡航スルコトニナツテ居タ。當時 7 月 18 日カラ同ジク 22 日一杯ハゐるそん堰堤ニ 7,000 個ノ流量ヲ保タシメルガ、此流量ハてねしー河ノ下流ニ約 6 呎ノ最少航深ヲ生ズベキ勘定ダツタ。7 月 22 日ゐるそん堰堤ノ流量ヲ增シテ 17,000 個トスレバしぇっふぃーるとかつと (Sheffield Cut) ニハ凡ソ 5.7 呎、びっくしょーるす (Big Shoals) ニハ凡ソ 7.0 呎ノ最少航深ヲ生ズル豫定デ、此增加流量ハ 7 月 25 日中ニじょんそんびる

(Johnsonville) ニ達スベキ豫定ダツタ。漫遊船ガしぇっふぃーるどかっとニ達スル 6 時間前ニ流量ヲ增シテ 2 萬個トスレバ此地點ノ水深ハ凡ソ 6 呎トナルベク、其船ガ復航シテ河ヲ下ル迄此開放ヲ繼續スル案デアツタ。卽チ TVA ハまらりや撲滅、流量調節及航運維持ノ一石三鳥ノ目的ヲ達シタ。

此外洪水時ニ當ツテ其流量ヲ調節シテ或ハ沿岸都市及耕地ヲ氾濫ノ厄カラ救ヒ、或ハ工事中ノ災厄ヲ免レ得タ事ナド偉大ナ效果ヲ擧ゲツヽアリ。

B. **てねしー河ノ諸堰堤**　てねしー河々水調節ノ爲ニ旣存又ハ工事中及計劃中ノ堰堤ヲ下流カラ擧ゲテ見レバ次ノ通リデアル。

てねしー河本流ニ

ぎるばーつひる堰堤 (Gilbertsville Dam)

びくゐっくらんぢんぐ堰堤 (Pickwick Landing Dam)

ゐるそん堰堤 (Wilson Dam)

ほゐーらー堰堤 (Wheeler Dam)

ぎゅんたーすびる堰堤 (Guntersville Dam)

ちっかまうが堰堤 (Chickamauga Dam)

わっつばー堰堤 (Wattsbar Dam)

くーるたーしょーるす堰堤 (Coulter Shoals Dam)

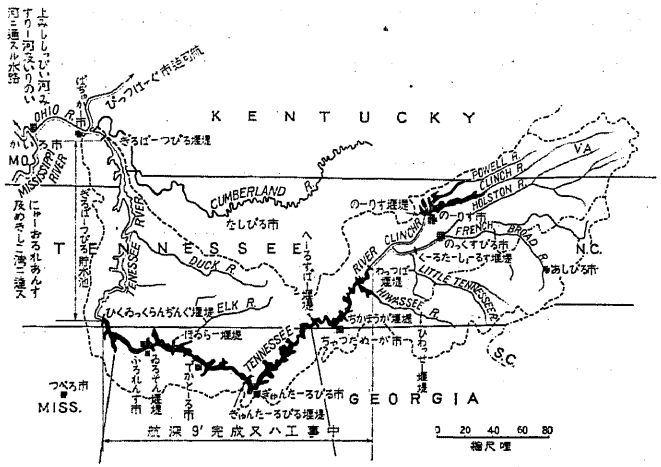
左支ひわっせー河

ひわっせー堰堤 (Hiwassee Dam)

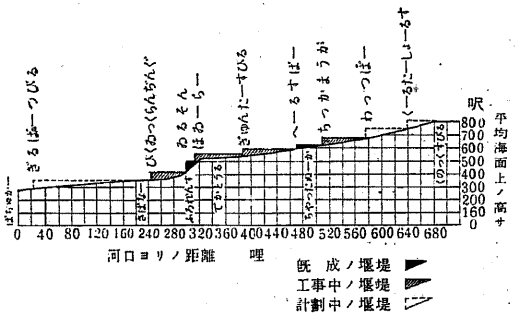
右支くっんち河

のーりす堰堤 (Norris Dam)

第一　ぎるばーつひる堰堤　以上ノ中ぎるばーつひる堰堤ハばづかー市ニ於テてねしー河トおはいお河トガ合流スル點ヨリ凡ソ 22.5 哩ノ上流ニ在リ、恰カモ竣功シタびくゐっくらんぢんぐ堰堤ノ下 184 哩ニ在ル。又此堰堤ハ凡



第四百三十六圖　てねしー河平面圖



第四百三十七圖　てねしー河縱斷面圖

ソ 27 哩下流ノおはいお河ノ第 52 號堰堤ノ舟運渠內ニ在ル。

ぎ貯水池ノ水面積ハ 160,000 えーかーデ浸水池ノ面積ハ 136,000 えーかーデ、耕地ガ約半分アル。

洪水調節及水力發電ヲ考慮シテ、てねしー河々口カラのっくすびる迄 9′ 水深ノ航路ヲ得ル爲本堰ヲ設ケタモノデ、長サ 1,210′ ノこんくりーと餘水吐、一側ニ水閘ヲ備ヘ、他側ニ他日發電所ヲ作ルベキ豫定地トナツテ居ル部分ヲ

有シ、之ニ東西ノ土堰堤ノ部分ヲ加ヘテ全堤頂 8,600′ アル。こんくりーと餘水吐ノ最大高ハ岩盤カラ操作臺ノ頂迄 145′ デ、土堰堤ノ最高ハ 65′、閘室ハ 600×110 呎デ最大閘程ハ 68′、餘水吐ハ固定輻子型ノ調節扉ヲ有シ、96 萬個ヲ通スコトガ出來ル、方ニ記錄ノ最大流量ノ 2 倍ニ當ツテ居ル。

發電所ハ今之ヲ建設セザレドモ取入口ヲ設ケ、將來 6 基ノ發電機ヲ据付ケレバ全出力 192,000 kw ヲ得ベシ。總豫算 112,000,000 弗。

平均貯水面ノ高サハ +359′ デ、おはいお河ノ水面ヲ拔クコト 57′ デアル。又洪水貯水面ハ稀ニ起ル超洪水ヲ除ケバ +375′ デアル。おはいお河ガみししっぴー河ニ合流スル所ノかいろ市 (Cairo) デ 2,600,000 個ノ流量ヲ見ル時ハ +380′ トナル。

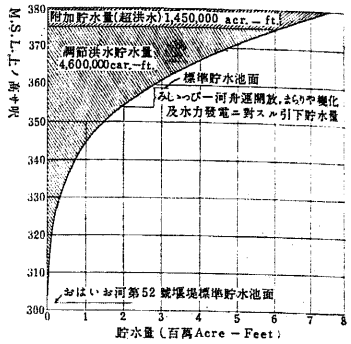
洪水季間ノ始ニハ舟運ニ差支ナイ最低水位ニ貯水池ノ水ヲ引下ロシテ、之ヲ +350′ トシテ置ク。斯クシテおはいお及みししっぴー兩河ノ大洪水ヲ豫想シテ最大洪水貯水量ヲ利用シ得ラレル。2′ 以上大洪水ヲ低クスル大貯水量ハ小洪水ニハ 5′ 以上低減スルコトガ出來ル。4 月末カラ 5 月ニ來ル洪水ニハ貯水量ハ其全能方ヲ發揮スルコトガ出來ル。大洪水ガ終ツタ後春ニハ貯水池ハ平均ノ水位 +359′ ニ復セシメル。水位ハ乾期みししっぴー河舟運ト有效適切ナまらりや撲滅及水力發電ノ要求ニ合フ爲ニ次第ニ +354′ ニ引下ロサレル。

洪水調節ノ價値　ぎるばーつびるハかいろカラ 1 日流程ノ內ニ在ツテかいろニ及其下ニ洪水調節ノ效果ガ多イ。蓋シおはいお河ハ下みししっぴー河ノ大洪水ニ對シテ最大ノ寄與者デ、てねしー河ハ亦おはいお河ノ最大支流デアル。ぎるばーとノ上流々域 4 萬方哩カラ流來ル洪水流量ノ調節ニ利用シ得ベキ大貯水量ハみししっぴー河ニ取ツテ屈强ノ好位置デアル。

第四百三十八圖ハ貯水池ノ貯水量曲線デ、+350′ ト +375′ ノ間ニ貯水量ハ 4,600,000 えーかー呎アル。若シ現存ノ期待ヲ裏切ツテ更ニ大キナ洪水ガ

何時カ起ルトモ +375′ ト +380′ マデ尙ホ餘分ノ 1,450,000 えーかー呎ノ貯水ニ堪ヘル。

過去ノ洪水ヲ仔細ニ分解シテ見レバ +375′ 迄貯水スレバ貯水池ハかいろデ 2.3′ 乃至 2.8′ 丈ケ洪水々位ヲ低下シ、184,000 個乃至 220,000 個丈ケ流量ヲ減少スル。卽チ結論トシテぎるばーつびる貯水池ハかいろニ於テ洪水水位ヲ 2.3′ 以上引下ゲ、流量ヲ 200,000 個以上減少スルコトヽナル。



第四百三十八圖
ぎるばーつびる貯水池ノ洪水貯水量

てねしー河ハおはいお河ノ河口ニ近ク之ニ合流シテ居ルカラ、て河洪水波頂ハ一般ニお河波頂ヨリモ前ニ進來ル。從ツテぎるばーつびる貯水渠ニ於テ上昇水位ノ爲ニ洪水浸水低地ニ冠ブツタ水ハて河ノ下降水位トナツテお河ノ波頂ニ加ハル。之レ 1937 年 1 月 2 月ノ洪水ハ全ク此通リデアツタ。然シ若シぎるばーつびる貯水池ガ完成ノ後ニハ、下ノ河ニ多クノ餘裕ガアル時ニ、洪水ノ初期ニ貯水ノ一部ヲ開放シ、お河ノ波頭ガ通過シ去ル迄、て河ノ流量ヲ保持スルコトガ出來ル。

ぎるばーつびるノ洪水調節ニ要スル經費ヲ流量 1 個ノ減少ニ要スル工費又

洪水輕減ニ要スル工費比較表

貯水池ノ位置	かいろニ於ケル洪水輕減(個)	輕減 1 個ニ對スル工費(弗)
おはいお河	200,000	1,236
みすりー河及中部みしゝっぴー河	140,000	1,006
ぎるばーつびる	200,000	560

ハえーかー呎ノ工費デ測ツテ、かいろデ 2,250,000 個以上ノ大洪水ニ於テ、おはいお河ヤみすりー河及中部みしゝっぴーノ貯水池デ、夫々 11,261,000 及 11,480,000 えーかー呎ノ貯水量ヲ有スルモノト、前記ぎるばーつびるノ場合ト比較シテ前ノ數字ヲ得タ。

ぎるばーつびる堰堤ニ依ツてぱぢゅーかートちっかまうが貯水池ノ上端ニ至ルマデてねしー河ノ渠化ガ完成セラレ、全長 520 哩ニ及ンデ居ル。之ニ依ツテ長サ 184 哩ノ貯水池ガ 9′ ノ航深ヲ以テ出現シ、唯 1 個ノ閘程デおはいお河ノぱぢゅかーカラぴくねっくらんぢんぐ堰堤ニ達スル。斯クシテぎるばーつびる貯水池ハてねしー河ヲシテ上下みしゝっぴー河、おはいお河かむばーらんど河 (Cumberland) いりのい河 (Illinois) 及みすりー河ヲ含ムみしゝっぴー盂谷ノ舟運幹線ノ必要ナ役目ヲ取リ得ル樣ニナル。

洪水調節ノ大利益　かいろ市ノ洪水流量 2,600,000 個ニ、2½′ ノ水位低下ガ齎ラス利益ノ數々ハ擧ゲルニ勝ヘナイ程デアル。沿岸ノ都市村落ハ浸水ノ厄ヲ免カレ、鐵道々路ヲ高クスル工費ヲ減ジ、耕地氾濫ノ害ヲ無クシ、堤防修繕ノ累ヲ少クシ、一般ニ完全ナ防護カラ地價ヲ高メルナド是デアル。單ニぎるばーつびる堰堤ニ屬スル利益ヲ擧ゲテ見テモ、土地ノ防護、みしゝっぴー河ノ砂磧盂谷ノ上部ノ改善ナド、內輪ニ積ツテモ凡ソ 90,000,000 弗ニ達スルト言ハレテアル。此外人命ノ保障、商業及交通ノ中絕ヲ無クシ、金錢ニ見積ラレナイ他ノ利益モアル。之レ凡テ洪水調節ノ工費ヲ遙カニ超過スル。

第二　ぴくねっくらんぢんぐ堰堤　1935 年 3 月 30 日ニ着手シタモノデ、ねるそん堰堤ノ下 53 哩、てねしー河口ノ上 27 哩ニ在ル。貯水池ハ 53 哩ニ亘リ、1,032,000 えーかー呎ノ容量ヲ持ツテ居ル。此堰堤ノ爲ニ 9′ ノ最少水深ヲ確保シ得タ上ニ、大水力發電ニ好個ノ場所デ、平均落差ハ 53′、最大利用容量ハ 204,000 kw、但シ始メハ 48,000 HP ノ發電機 2 基ヲ据附ケタ。

此堰堤ハてねしー河ノ洪水氾濫ヲ横ツテ作ラレ、全長 7715′、南部ノ水締土堤ハ 4682′、之ニ次クこんくりーと餘水吐が 1156′、餘水吐ノ南ニ單楊程水閘ガアル。閘室ノ幅 110′、有効長 600′、其最大閘程 66′ アル。餘水吐ノ北端ニ長サ 500 ノこんくりーと部分がアリ、發電所ノ取入口ヲ備ヘテ居リ、更ニ其ノ北ニ長サ 266′ ノこんくりーと非溢流部ガアリ、土堰堤ガ之ニ繋ガツテ居ル。

餘水吐ハ底幅 90′、最大高 109′、溢流頂ハ床岩ノ上 47′、輾子扉 40×40′ 24 個ヲ備ヘ、全部扉ヲ揚ゲレバ最大流量 75 萬個ヲ放流スルコトガ出來ル。之レびくねっくらんぢんぐノ記錄的最大流量ノ 2 倍ニ等シク、扉ヲ閉セバ 40 萬えーかー呎ノ洪水ヲ瀦留スルコトガ出來ル。土堰堤ハ馬踏 20′、最大底幅 350′、貯水池ノ計畫高水位ヨリ高キコト 5′。上流及下流ノ法リニハ厚サ 3′ ノ捨石ヲ以テ保護シ、上流側ノ捨石ハ 12″ ノ砂利床ノ上ニ載セテアル。堰堤ノ軸ニハ鋼矢板ヲ止水壁トシテ床岩ニ達セシメタ。南土堰堤ハ水中ノ浚渫土砂 1,150,000 立噸ヲ用ヒ、北土堰堤ハ捲出法ヲ用ヒ、6″ ノ薄層トシテ搗固メタ。本堰堤ノ溢流部ノ仕事ハ後ニ出來上ツタ。

第三　ゐるそん堰堤　此堰堤ハあらばま州てねしー河ノますくるしょーるす (Muscle Shoals) ノ水力發電ノ目的ヲ以テ作ラレタモノデ、全延長 4,900 呎中堰堤ハ 3,098 呎其中ニ北側壁ノ 200 呎、餘水吐 2,668 呎、樋門 230 呎ヲ有シ、發電所ハ 1,250 呎、水閘及側壁 150 呎、開閉室 400 呎ヲ含ンデ居ル。北側壁ハ普通ノ重力式デ、前面ハ法リ、背面ハ垂直、堰頂ハ +506′、上ノ橋脚及拱ハ橋梁ヲ爲シテ水閘ヲ横ギル可動徑間ヲ繋イデ居ル。

餘水吐ノ面ハおーぢー曲線ヲ爲シ、背面ハ垂直デ堰堤ハ +483′。此部分ハ亦橋脚ヲ有シ、拱ヲ支ヘテ橋梁ヲ形ヅクツテ居ル。橋脚厚サ 8 呎、純徑間 38 呎、此種ノ 58 徑間ヲ有シ、水位 +501′ デ 11,800 秒呎。各徑間ハ高サ 18 呎ノ鋼製扉ヲ備ヘ、輾子列デ引揚ゲラレル。

樋門部ハ堰頂 +506′ ノ重力式デ、亦橋脚ト拱カラ成ル橋梁ヲ有シ、徑 9 呎ノ樋管 13 本ト幅 23.5 呎ノとらっしゅしゅーとヲ備ヘテ居ル。

堰堤ノ底數 160 呎、洪水量ハ河底ノ上 98 呎デ、廣イ水叩ヲ設ケ岩盤ノ侵蝕ニ備ヘタ。

發電所及前渠ノ全長ハ 1,250 呎、幅 160 呎、發電所ノ頂カラ基礎岩盤マデ凡ソ 150 呎、前渠ノ構造物ニハ調節扉、格子及 54 個ノこんくりーと導水管ヲ含ミ、18 個ノ水車ニ送水サレ、其上ニこんくりーと橋梁ガ架セラレテアル。

堰堤ハ +411′ ニ監査廊ヲ備ヘ、原岩盤ノ上 9 呎、廊ハ 6′×9′ ノ大サデアル。

發電機ハ 3 萬馬力 4 基、3.6 萬馬力 4 基、竪軸デアル。初ノ 4 基ハ 25,000 kVa、殘ノモノハ 32,500 kVa ノ容量ヲ持ツテ居リ、三相交流 60 さいくるデ 12,000 ぼるとノ電壓デアル。

1924 年 9 月ノ工費約 50,000,000 弗、612,000 馬力ノ發電ヲシテ居ル。

こんくりーと 1,400,000 立噸、岩盤掘鑿 700,000 立噸、土砂掘鑿 350,000 立噸、其外若干ノ附帶工事ガアル。

工事ハ 1918 年春始メラレ、戰時ノ餘波ヲ受ケテ工事ハ實際其翌年ニ始メラレ、1925 年 1 月工費ハ水閘 2,200,000 弗、餘水吐 16,000,000 弗、發電所 15,000,000 弗、土地買收費 1,700,000 弗、總計 34,800,000 弗、其外附帶工事費ヲ加ヘテ 36,500,000 弗デアツタ。

第四　ほゐーらー堰堤　ゐるそん堰堤ノ上流凡ソ 16 哩、其ノ堰水ノ生ズル貯水池ノ最上端ニ在リ、てねしー河ヲ凡ソ 74 哩モ堰上ゲタ。1933 年 11 月 30 日ニ起工シ、1936 年 10 月 23 日貯水ヲ開始シ、水力發電ハ 1937 年

11 月 1 日ニ開始シタガ、貯水容量 1,030,000 えーかー呎、洪水調節貯水量ハ 350,000 えーかー呎デ、非常洪水ニハ更ニ 140,000 えーかー呎ノ貯水量ヲ増ス。本堰堤ハ其瀦水内ノ舟運改良ヲ目的トシ、高閘程ノ水閘1個ヲ設ケテアル。有效室幅 60′、長サ 360′、導壁 400′ ヲ陸側ノ水閘側ニ作リ、又保障壁 200′ ヲ下流ノ河側ニ作ツテアル。後ニハ現在ノ水閘ト河岸ノ間ニ將來貨物ガ輻輳シタ時ニ第二ノ大水閘室幅 110′、長サ 600′ ガ作ラレル豫定ニナツテ居ル。水閘ヲ除イテ本堰堤ハ 6336′ ノ長サヲ有シ、餘水吐ノ頂點ハ河ノ床岩ヨリ高イコト 43′、但シ堰堤ノ上ノ道路ハ餘水吐ヨリ 27′ 高イ。堤體ハ重力式こんくりーとデ底幅 59′、こんくりーとノ量 630,000 立噸、水閘ハ堰ノ北端ニ在リ、發電所ハ其向側ニ在ル。發電所ハ長サ 800′、幅 170′、現在 45,000 馬力ノぷろぺらー型たーびん 2 基ヲ備ヘテ居ルガ、最後ノ設計容量ハ 8 個ノ主發電機ヲ備ヘ、360,000 馬力ニ達セシメル豫定デアル。

發電所ニ近ク幅 45′ ノ除塵路ガアリ、之ニ續イテ長サ 480′ ノ非溢流堰部ガアル。次ニ 60 ニ小分サレタ長サ 2700′ ノ餘水吐ガアリ、各部ノ長サ 45′、高サ 15′ 弓形扉ヲ備ヘテ居ル。此餘水吐ト水閘ノ間ニ長サ 1637′ ノ非溢流堰ガアリ、更ニ幅 45′ ノ第二ノ除塵路ガアル。水閘ニハ架橋シテ其最高水位トノ餘隙 57′、橋ノ兩端ノ寄附ハ合セテ 1,650′。

本堰堤ノ床岩ハ緻密ナ青石灰岩デ、地平層ヲ爲シ、廣汎ナルせめんと注入ヲ必要トセズ、又止水溝モ河床ノ岩盤面下 6′ ノ深サニ掘鑿シタ。餘水吐ノ水叩ハ 8:1 ノ傾斜ヲ爲シ、厚サ 5′ ノ最小斷面ヲ有スル楔路ニ終リ、16′5″ 以上ノ高サトナツテ居ル。岩ノ掘鑿量 500,000 立噸。5 個ノ箱框ヲ順次ニ下ゲ、載車錐ヲ以テ岩盤ヲ穿孔發破シタ。こんくりーとノ混合及練上ハ平底鋼船デ之ヲ行ツタ。

第五　ぎゃんたーすびる堰堤　T. V. A. ガ着手シタ大治水工事ノ第四番目

デ、のーりす、ほわーらー、ぴくわっくらんぢんぐニ次ギ、1935 年 12 月ニ着手シタ。てねしー河口ヨリ上流 349 哩、ほわーらー堰堤ノ上流 74 哩ノ處ニ在ル。同名ノぎゃんたーすびる市ハ此堰堤ノ上流凡ソ 10 哩ニ在ル。9′ 水路ヲ上流 82 哩ニ延バシ、私設發電所堰堤へーるすばー (Hales Bar Dam) ノ放水路ニ達セシメル積リデアル。本堰堤ハ 242,000 えーかー呎ノ洪水貯水量ヲ得ベク、全長 3980′ デ 3 部カラ成ツテ居ル。即チ二ノ土堰堤ト其中間ノ長イこんくりーとノ部分ガ是デ、こんくりーとノ部分ニハ 1 個ノ可航水閘、發電所及餘水吐トガアル。北土堰堤ハ其全長ニ渉ツテ軸ニ鋼矢板ノ止水壁ヲ持ツテ居リ、矢板ハ床岩ニ達シ、其上端ハ馬踏面ノ 5′ 下ニ終ツテ居ル。南北兩土堰堤ノ一端ハこんくりーとト翼デ附近ノ石灰岩崖ニ連ツテ居ル。馬踏 20′、高サ約 40′、貯水池ノ最高洪水面ニタツプリ露頭ヲ持ツテ居ル。又堰堤ノ上下流側共捨石デ法リヲ防護テシアル。

水閘ハ 43′ ノ最大閘程ヲ有シ、室幅 60′、長サ 360′、必要ニ應ジ、第二ノ水閘ヲ作ル用意ガアル。室幅 110′、長サ 600′ ノ豫定デアル。堰堤ノ最大高ハ河ノ中央斷面ノ低點カラ扉ノ操作臺マデ 89′、餘水吐ノ最大斷面幅ハ 204′、其中ニ幅 144′ ノ水叩ヲ含ム、餘水吐ハ幅 40′、高サ 40′ ノ扉ニ依ツテ 19 個ノ仕切ニ小分セラレ、之ヲ全開スレバ 625,000 個ノ洪水ヲ通過セシメルコトガ出來、1867 年ノ記錄的洪水流量ヨリ 193,000 個丈ケ多イ。發電所ハ其建造ヲ他日ニ讓ツテ居ルガ、34,000 HP 2 基ヲ設備スルコトガ出來ル。後日更ニ增設ヲ假定シ、全出力ヲ 100,000 kw ニ增加スルコトガ出來ル。標準落差ハ 38′ デアル。

こんくりーと工事ハ常ニ又ハ間歇的ニ洪水氾濫區域ノ排水ヲ必要トシ、細胞狀圍堰ノ中デ之ヲ打ツタ。圍堰ハぴくわっくらんぢんぐ堰堤ト同ジク鋼矢板ヲ用ヒ、引拔イテ反覆之ヲ用ヒタ。堰堤下ノ床岩ハ石灰岩デ、龜裂モ一般

ニ少サク、其掘鑿ハ載車錐、動力鏟、無軌道とらっく等ヲ用ヒテ除却シタ。貯水池區域ノ伐開ハ 48,000 えーかーニ亘リ、119 哩ノ道路附替ヲ必要トシタ。

第六　へーるすばー堰堤　私有ノへーるすばー堰堤カラ上流ニ擴ガツテ居ル貯水池ハちゃっつたぬーが港ニ達シ、此ニ 6′ ノ水路トナツテ居ル。堰堤個所ニ於テ基礎ノ狀態ヤ他ノ環境ハちゃ港迄 9′ ノ水深ヲ與ヘル樣ニ高サヲ增スコトガ出來ナイカラ、現在ノ計畫デハ浚渫デ增深ヲ確保スルヨリ外ニ道ハナイ。本堰堤ハ 1913 年ニてねしー電力會社ノ築造シタモノデ、池內ニ泥土ノ沈澱ヲ來シ、其容量ヲ凡ソ 1/3 丈ケ減少シタ。洪水時てねしー河ノ流去ル沈澱物ノ巨量ハ T. V. A. ガ其農業ノ活躍ニ於テ開拓シタ耕地ノ傳統的ニ迅速ナ侵蝕ヲ少クスル方法ヲ採用スル樣ニト、農夫ニ敎ヘツヽアル理由ノ一デアル。

第七　ちっかまうが堰堤　此堰堤ハ最大 337,000 えーかー呎ノ水ヲ瀦留シテ洪水調節ニ役立ツコトニナツテ居リ、其目的ノ爲ニ本堰堤ハちゃったぬーがカラ上流 7 哩ノ北ニ後退サレタ。

ちゃったぬーが市ハ人口 12 萬人、鐵道ノ中心デ又工業都市トシテてねしー流域ノ第一流ニ位シテ居ル。71 年前て河ノ氾濫ノ爲ニ市ノ商工業目抜ノ中心ガ 6′ ノ深サマデ浸水シタコトガアル。

本堰堤ハ 1936 年 1 月ノ半頃工事ニ着手シタ。始メ堰堤豫定地ニ斷層ヲ發見シタ爲メ、地質ノ調査ニ手間取ツテ、且ツぐらうちんぐヲ施シタ、堰堤ノ全長 5,800′、其內南土堰堤 2,870′、北堰堤 1,410′、其間ニこんくりーと部ヲ含ンデ居ル。之ニハ水閘室幅 60′、長サ 360′、閘程 51′ 及餘水吐 960′ 並ニ發電所長サ 415′、幅 148′ ヲ持ツテ居ル。外ノ堰堤ト同ジク、第二ノ水閘幅 110′、長サ 600′ ヲ作リ得ル樣準備ガシテアル。餘水吐ハこんくりーと重力式ノ堰堤デ、床岩ト操作臺ノ間高サ 111′ デアル。餘水吐ノ頂ハ幅 8′ ノびやデ

18 個ノ仕切ニ小分サレ、40×40′ ノ扉デ閉鎖シ、若シ全部ノ扉ヲ開放スレバ最大流量 600,000 個ヲ得ベク、1867 年ノ記錄的洪水量ヨリ 30% 多イ。堰堤ガ出來上レバ T. V. A. ハ 25,000 kw 2 基ヲ發電所ニ据エル豫定デ、最後ニハ 100,000 kw ノ出力ヲ豫定シテアル。河ノ平均水位デ落差 47′ デアル。本堰堤ノ作ル貯水池ハ 59 哩ノ間 9′ ノ航深ヲ有スル舟運ガ得ラレル。但シ現在デハ舟航屢々危險デ、低水位ニ於テ水深僅カ 1′ ノ處モアル。てねしー河ノ左支ひわっせー河ガ貯水池內ニ流込ンデ居ル爲メ、本堰堤ハ亦ひ河ノ下流ニ水深ヲ增シテ居ル。水閘發電所及餘水吐ハ順次ニ鋼矢板ノ細胞狀圍堰ノ中ニ作ラレ、又ハ作ラレツヽアル。本堰堤ノ爲メのーるすちっかまうが川ノ附替ヲ餘儀ナクサレ、底幅 40′、法リ 2:1、長サ 2,000′ ノ新水路ガ掘鑿サレタ。

北土堰堤ハ馬踏 20′、最大高 50′、南土堰堤ハ馬踏 36′、最大高 56′、法面ハ捨石ノ保護ヲ施シタ。

第八　ひわっせー堰堤　てねしー河カラ支流ノひわっせー河ヲ遡ルコト凡ソ 75 哩、1936 年 1 月ニ起工シタ。此地方ハ山地デ堰堤ノ上凡ソ 980 方哩ノ流域ハ重ク且ツ速イ流出ヲ爲ス。本堰堤ノ生ズル貯水池ハ 435,000 えーかー呎ノ容量ヲ有シ、上流 22 哩ニ達スル。

本堰堤ハ床岩上高サ 292′ デ堰頂ノ長サ 1,250′ 直線重力式ノこんくりーと造デアル。T. V. A. 系ノ洪水調節トシテ役立ツ外ニ水力發電ノ設備ヲ持ツテ居ル。計劃出力ハ 5,700,000 噸ノ貨物ヲ動スニ堪ヘ、T. V. A. ノ推定ニ依レバ 1950 年ニハてねしー河ノ改修ハ 17,800,000 噸ノ水運發達ヲ見ルベク、年々運賃ノ減少ハ 22,800,000 弗ニ達スルデアラウ。

第九　のーりす堰堤　本堰堤ハ 1933 年ニ起工セラレ、1936 年 3 月 4 日ニハ貯水ヲ開始シ、7 月ニハ 2 基ノ發電機ニ依ツテ各 56,000 kVA ノ出力ヲ得タ。のっくすびるノ北西凡ソ 25 哩ノくりんち河 (Clinch) ニ臨ミ、く河ト

ぱゑる河 (Pawell) ノ合流點ノ少シ下ニ在ル。く河ハ 200 乃至 76,000 個ノ流量ヲ有シ、本堰堤ニ依ルく河ノ堰水距離ハ 72 哩、ば河ハ 56 哩ニ達シ、且ツ 2,567,000 えーかー呎ノ貯水容量ヲ持ツテ居ル。本堰堤ハ亦 1937 年ノ洪水デちゃったぬーがノ水位ヲ 4′ 低メタト信ゼラレテアル。

本堰堤ノ堰頂ノ長サハ 1872′、高サ 253′、底部ノ最大幅 210′ デアル。二ノ主ナル部分カラ成リ、こんくりーとノ部分ハ長サ 1570′、盛土ノ部分ハ長サ 302′ デアル。餘水吐ハ各內法 100′ ノ 3 仕切ヲ存シ、各仕切ニハ高サ 14′ ノ弓形扉ガ据附ケラレテアル。

こんくりーとハ上流ノ谷カラ採ツタ石灰岩ヲ碎石機デ粉碎シテ作リ 825,000 立噸ヲ要シ、砂ハ少粒ノモノヲ篩落シテ手ニ入レ、425,000 立噸ニ達シ、砂粒ガ角張ツテアツタ爲せめんとノ量ハ節約サレ、こんくりーとノ硬化ノ際其溫度上昇ガ低カツタ。又表面及內部共振動器ヲ用ヒタ爲メ、比較的乾燥混合ニ依ルコトガ出來、こんくりーとノ試料ハ每立方呎 160 封度ノ重量ヲ示シタ。こんくりーとハ中央ノ設備デ自動運轉ノ混合機デ練込ミ、6 立噸ノ底開ばけつヲ 2 條ノ鍊條デ堰軸ニ沿ヒ谷ヲ橫ツテ動カシ、適當ノ場所ニ放下シタ。鍊條ハ各 1,926′ ノ純徑間ヲ持ツテ居タ。

河底ハ堰堤ノ處デ幅 300′、箱枠デ 2 ノ圍堰ヲ作リ、水ヲ替出シテ仕事ヲシタ。床岩ハ石灰岩ノ堅緻ナ質デアルガ、粘土ヤ其外ノ夾雜物、時トシテ砂岩ナドノ層ガ重ツテさんどゐっち狀ノ龜裂ガアツタ。露岩ハ深サ 52′ マデ 36″ ノ心鑽デ地質ヲ調ベタ。斯クシテ全基礎下ニ心々 5′ ノ正シイ距離デ深サ 30′ 乃至 40′ ニ孔ヲ穿ツコト總計 4,000 個許リ、每方吋 30 封度ノ最大壓力デぐらうとヲ推込ミ、更ニ徑 5½″ ノ孔ヲ心鑽デ穿チ、逆ニシタ潛望鏡ヲ吊ルシ、6 倍ノ接眼鏡ヲ上端ニ取付ケ、照明用電燈ヲ下端ニ用ヒテ橫斷龜裂ヲ檢查シタ。

C. **洪水豫報の一法**　米國のてねしー河盆谷委員會 T. V. A. ハ最近同河ノ洪水ニ依ル損害ヲ最小ニシ、年中水運ヲ可能ナラシメ、蚊害ヲ除キ、且ツ水力發電ノ目的ヲ以テ瀦水ヲ行フ爲メ、全流域ノ超人事業ヲ企テタ。此計劃ノ中ノ一事業ニてねしー河及其支流ノ洪水豫報ガアル。幾ツカノ堰堤ノ在ル所ニ調整扉ヲ設ケ、之ガ調整ニ依ツテ洪水々位ヲ加減シ、洪水ノ狂暴ヲ抑制セントスルノデアル。此方法ニ依リ 1937 年 1 月ノ洪水ニ際シかいろ市 (Cairo) ノ氾濫ヲ防ギ得タ。卽チ數吋デ同市ヲ浸水カラ救ヒ、豪雨ニ面シテ扉ヲ閉ヂテ 6 吋モ洪水々位ノ增加ヲ防ギ、堤防ノ冠水ヲ止メ得タ。是レ洪水ニ對スル人類ノ勝利ノ紀念碑トシテ T. V. A. ノ偉大ナ功績ト考ヘラレテアル。

おはいお盆谷ノ洪水被害ハ深刻ナ印象ヲ與ヘタ。其支流ナルてねしー河ニハ巨大ナ堤防ヲ用ヒルコトガ行ヒ難ク、外ノ洪水調節ノ方法モ實行不可能デアツタ。えりー湖ノ大ニ必敵スル貯水池モ狂瀾逆卷ク時ニハおはいお河ノ洪水ヲ防ギ得ナイコトガ判ツタ。

由來西印度ニ發源スル颱風ハ太平洋ノ西端ニ生ズルモノト世界二大暴風デ、初メ西進シ、中頃圓ク北進シ、最後ニ北東ノ進路ヲ辿ツテ、豪雨ヲ降ラシ、狂暴ナル風ヲ伴フ。此結果ハ諸川氾濫橫溢シテ至ル所ニ風水害ヲ殘シ、荒廢ノ跡ヲ見ル。但シ其經由スル所必ズシモ一定セズ、或ハ大西洋ニ去リ、或ハ首ヲ西シテろっきーノ峻嶺ヲ掃ク。又時トシテみしゝっぴー盆谷ヲ襲ツテ、更ニ東進スルコトモアル。

今多クノ支流ガ沛然トシテ豪雨ノ襲來ヲ受ケル時ハ山腹ノ雨ハ溪谷ニ集リ、溪谷ノ水ハ上流小川ニ會シ、小川ハ大河ニ集リ、殊ニ風ヲ伴ツタ樹林草木ハ空中貯水ノ力ヲ失ヒ、濁流ハ同時ニ本流ニ推寄セ、此ニ**洪水**トナル。

颱風ノ徑路又ハ强弱ハ雨量ノ强度ト共ニ天氣豫報ニ依ツテ豫知スルコトガ出來ル。從ツテ T. V. A. ハ雨量等カラ河ノ出水ヲ豫知シ、其水位ヲ若干時前ニ豫報スルコトガ出來ル。

洪水波ノ速度ハ可ナリ遲イコトハ第三篇ニ述ベタ通リデアル。今河ノ一ノ斷面ノ最大流速ヲ毎秒 6 m トシテ洪水波ノ速度ハ其 3/4 即毎秒 2.25 m ノ上ニ出デナイ。即チ時速 8100 m 又ハ 8 粁ヲ越エルコト多クナイ。之レ自働車デモ容易ニ追從シ得ラレル緩速度デアルカラ、洪水ガ一ノ川ニ起ルトキハ初メ水位ガ上昇シ、暫ラク波頂ノ停滯ヲ示シ、之ガ再ビ下降スル。從ツテ自働車ニ依ツテ洪水派遣員ヲ上流ニ送出シテ洪水前後ノ撮影ヲ行ヒ、流ニ從ツテ降ルトキハ其各所ノ狀況ヲ知悉スルコトガ出來ル。

現在おはいお河ノ如キ大河ノ洪水ヲ阻止スルコトハ全ク不可能デ、懸ツテ將來ニ在ルモノト考ヘラレル。然シ洪水ノ進路ニ從フコトハ今直グニモ出來ルコトデアル。即チ自働車デ多クノ支流ノ水位ヲ觀測シ、其流量ヲ知レバ其本流ニ及ボス全流量ヲ若干期日ノ前ニ知ルコトハ容易デアリ、更ニ之カラ其水位ヲ豫知スルコトガ出來ル。

然ルニ洪水ニハ通例浸水崩壞又ハ電柱ノ倒拆等ノ爲ニ交通通信ガ杜絶スルコトガ多イ。斯カル場合ニハ短波らぢおハ此空缺ヲ補フコトガ出來、更ニ如何ナル空缺ヲモ補塡スルコトガ出來ル。

野外ノ狀態ニ應ジテらぢおデ洪水ヲ報告スルニハ派遣車ノ一ニ 40 わっとノ聽音器トとらんすみったーヲ携ヘ、半馬力ノがそりん發動機ノ電力ヲ利用シテ凡テ是等らぢお裝置ヲ車上ニ載セテ運搬シ、屋內倉庫又ハ天幕等ニ僅々 10 分間デ取附ケラレル。1 本ノ 40 呎ノ瓦斯管ハあんてなトシテ用ヒラレ、細イ銅線ヲ地中線トシテ延バシ。更ニばわーせっとヲ車ニ裝備シ置イテ、通信ガ出來ルガ、其通信範圍ハ大デナイ。

あんてな管ハ螺旋デ繼合ハセ、燒物ノ絕緣體ニ載セテ地上ニ樹立スル。之ニハ 1 人デ此管ヲ地中ニ差込ンデ支ヘテ居ル間ニ他ノ 1 人ハ 3 本ノ控線ノ端ニ杭ヲ打込ム。後ニハ取外シテ車ニ載セ、地中線ヲ捲上ゲ、豫備たいやノ後

ニ置ク。

1938 年ノ春始メテ洪水派遣ヲ試ミタガ、此時波水ノ脅威ハ實際ニ起ツテナカツタ。唯其實行可能ナリヤ否ヤヲ試驗スル爲デ、實際ノ危急ニ際シテ望マシキ報告ガドノ位速ク集メラレルカラ見ントスルモノデアツタ。今洪水ガ脅カシ來ツタ時新聞ハ其讀者ニ報告ヲ行ヒ得ベク、浸水氾濫等ノ警告ハ確實性ヲ以テ發セラレ得ル。從ツテ氾濫ニ脅カサレル區域ノ住民ハ唯徒ラニ周章狼狽スル必要モナク、亦不用意ニ水害ニ罹ル心配モナイコトニナル。

211. 鴨綠江水力發電　鴨綠江ハ朝鮮ト滿洲トノ界ヲナシテ居ル大河デ、源ヲ白頭山天池ニ發シ、蜿蜒西流シテ黃海ニ注イデ居ル。鴨綠江水力發電株式會社ハ 7 個ノ大小堰堤ヲ厚昌、中江、慈城、滿浦、渭原、水豐、義州ニ設ケテ水力發電ヲ爲サントスルモノデ、水豐ハ今工事中ニ屬シテ居ル。

最大落差ハ水豐ノ〇〇米カラ義州ノ〇〇米ニ至ルマデ大小各々差ハアルガ、合セテ〇〇米ノ落差ガアリ、最上流ノ厚昌貯水池滿水面ノ標高ハ〇〇〇米デアルカラ、鴨綠江ノ殆ド全落差ト全水量ヲ水力發電ニ利用シタモノデアルノミナラズ、貯水池ノ湛水ヲ直チニ水車ニ落シテ發電セシメルモノデアル。

最大使用水量ハ厚昌ニ於テ毎秒〇〇〇立米、義州ニ於テ〇〇〇秒米、水豐ニ於テ〇〇〇秒米デアル。又有效落差ハ義州ノ〇〇米ヲ最小、厚昌ノ〇〇米ヲ最大トシ、水豐ハ〇〇〇米デアル。斯クシテ最大出力ハ水豐ノ〇〇萬きろわっとヲ最トシ臨江ノ〇〇萬きろわっとヲ最低トシ、合計〇〇〇〇千きろわっとニ達シ、平均出力〇〇〇千きろわっとデ負荷率 54.5% ヲ示シテ居ル。次表ハ發電ノ要項ヲ示シタモノデアル。

水豐發電所ハ昭和 13 年 10 月 1 日着工サレ、長サ〇〇〇米、高サ〇〇米ノ大堰堤ヲ作ツテ鴨綠江ヲ堰止メ、湛水距離上流 162 粁、面積 345 方粁ニ達スル。霞ケ浦ノ面積ハ 188 方粁デアルガ、水豐堰堤ノ湛水面積ハ方ニ其

第四十七表　鴨綠江水力

種別＼地點名		厚昌	臨江	慈城
堰堤天場延長	(米)	450	460	600
岩盤ヨリノ堰堤直高	(米)	97.00	53.00	55.00
溢流部堤頂標高	(米)	496.0	401.0	326.0
堤底(岩盤)標高	(米)	399.0	348.0	271.0
溢流水門(連數×幅(米)×高さ(米))		35×8.5×4	25×8.5×4	29×8.5×4
滿水面標高	(米)	500.0	405.0	330.0
洪水面標高	(米)	500.2	405.3	330.6
貯水池滿水面積	(粁²)	76.325	24.00	50 54
貯水池集水面積	(粁²)	10.935	875 11.810	2521 14.321
有効貯水量	(米³)	1.311.000.000	200.000.000	600.860.000
最大使用水量	(米³/秒)	—	—	—
有効落差	(米)	—	—	—
最大理論馬力	(馬力)	—	—	—
最大發電力	(kw)	—	—	—
負荷率	(%)	48.4	49.3	52.5
洪水量ノ計算ニ使用セル日雨量	(粍)	150	140	130
洪水量	(米³/秒)	9.219	5.104	5.998
溢流量	(米³/秒)	6.914	3.318	4.199
溢流量ト洪水量トノ比	(%)	75	65	70
堰堤相互間ノ距離	(粁)	—	—	—
溢流堤頂ヨリ門扉天端迄ノ貯水量	(米³)	293,450,000	89,500,000	188,920,000
溢流堤頂ヨリ水門天端迄ノ貯水量ヲ流域面積ノ水深ニ換算セルモノ	(粍)	27	33	40
工事費概算	(萬圓)	—	—	—

18. 倍ニ相當シテ居ル。發電機ハ〇〇萬きろわっとノモノ〇臺ヲ据付ケル豫定ト傳ヘラレテ居ル。昭和 16 年末ニハ工事完成ノ豫定デアルガ、全工事完成ハ 15 年ヲ要シ、工費豫算 3.5 億圓。

212. 米國そるとりばー堰堤系　米國そーるとりばーノ灌漑工事ガ認可サ

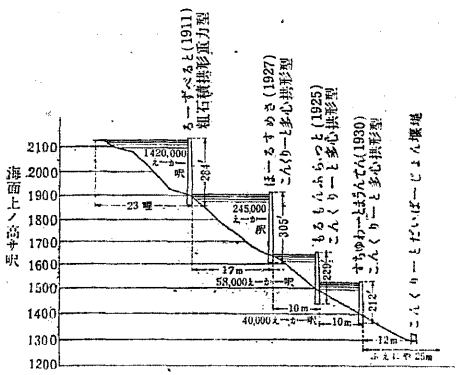
地點要項一覽表

揖安	渭原	水豐	義州	摘要
730	450	850	2,000	
84.00	50.00	93.89	32.70	
276.5	163.5	114.5	24.5	
192.5	113.5	27.61	−8.2	
28×8.5×3.5	40×8.5×6.5	50×8.5×5.5	50×8.5×4	
280.0	170.0	120.0	28.5	
280.6	170.5	120.8	29.1	
85.00	38.05	274.0	94.61	
2,935	6,720	21,549	2,628	各貯水池單獨ノ集水面積
17,266	23,986	45,533	48,163	上流ヨリノ合計
780,000,000	310,400,000	5,500,000,000	428,650,000	
—	—	—	—	
—	—	—	—	
—	—	—	—	
—	—	—	—	計最大 〇〇〇〇 kw 平均 〇〇〇〇 負荷率 54.5%
55.6	50.8	57.1	57.0	
140	160	160	230	
5,801	12,066	19,386	11,138	
3,481	10,859	11,632	7,240	=(局部洪水量+上流堤溢流量流出率)×流出率
60	90	60	65	
—	—	—	—	
285,845,000	220,512,500	1,419,962,500	339,440,000	
50	50	55	59	
—	—	—	—	計　—

レタノハ 1903 年デ、其中最モ必要ナ貯水用ノるーすべると堰堤 (Roosevelt Dam) ハ 1911 年開拓局ノ手ニ依ツテ完成サレ、下流凡ソ 50 哩ノぐらにっとりーふニ分水堰堤ヲ設ケタ。1923 年此河ノ水力利用ノ計劃ガ發表セラレ、るーすべると堰堤ノ下ニほーるすめさ (Horse Mesa)、もるもんふらっと (Mor-

mon Flat) 及すちゅわーとまうんてん (Stewart Mountain) ノ諸堰堤ガ次々ニ 1930 年迄ニ出來上ツタ。然ルニ全系統ノ運用ガ全然滿足デハナカツタ、殊ニ多クノ貯水池ヲ充分ナ流量デ水ヲ通ス點ニ於テ然リデアツタ。模型試驗ヲ行ツタ結果、各堰堤ハ其餘水吐ガ設計ノ 150,000 個ヲ通過セシメルニ足ラナカツタカラ、此容量ヲ通ス丈ノモノヲ作ルコトニナツタ。ばーとれっと堰堤 (Bartlett Dam) ハそーるとりばーノ一支べるとりばー (Verde R.) ニ設ケタモノデ、一種ノ補助貯水池ヲ形作ツタ。

第一．るーすべると堰堤　高サ 284 呎、粗石積拱形重力式、貯水量 1,420,000 えーかー呎、23 哩ノ間ニ亙リ、24,000 馬力ノ發電ヲ爲シツヽアリ。餘水吐ノ床面ヲ 6 呎下ゲテ 19 個ノ放射線狀門扉ヲ改築シタ。之ニ伴ツテ新ニもーとる及揚扉裝置ヲ各門扉ニ設ケ、從來一條ノ地平軸ニ依ル運轉ヲ改メタ。是等ノもーとるハ 2 臺ノがそりんヲ用ヒテ直流發動機カラ電力ノ供給ヲ受ケル。



第四百三十九圖　そーるとりばー堰堤系圖

第二　ほるすめさ堰堤　高サ 305 呎、17 哩ニ亙リ、こんくりーと多心拱形で 1927 年ニ出來上リ、43,000 馬力ノ發電ヲ爲シ、貯水量 245,000 えーかー呎ニ達ス。4 堰堤中最高ノモノデ、平原又ハめさノ 3,000′ 呎モ高イ斷崖ヲ峽谷ニ作ツタモノデアル。此斷崖ノ一方貯水池ニ滿水シテアル處ニ徑 30 呎ノ側隧道ヲ北方堰翼ニ新設シ、河ノ水面上 200 呎ノ崖面ニ打拔イタノハ驚異ニ値スベキ工事デアル。此外 9 個ノ餘水吐用放射線狀門扉ヲ改造シ、扉脚ヲ補强シ、其尖端デ圓クシタ。

個々ノ揚扉用もーとる及新揚扉裝置ハるーすべると堰堤ト同一ダ。更ニ此工事ノ困難ハ 6 哩ノ間ニ 2,000 呎ノ落差ガアツテ、現場ニ近ヅクニハ險峻ナ羊腸タル山谷ヲ辿ラナケレバナラナイコトデ、250 人ヲ容レル天幕ヲ立テル空地ガ無カツタ。

徑 30 呎ノ側隧道ハ亦種々ナ他ノ特色ヲ持ツテ居ル。其上端ハ高サ 56 呎、上幅 40 呎ノ馬蹄形ヲ爲シタ斷面ニ始マリ、始ノ過渡部 150 呎ヲ經テ圓形斷面トナリ、反拱部ハ拋線デ 102 呎落下スル。圓形斷面ノ初 75 呎ハ圓形縱曲線ヲ爲シ 42 呎落下スル。但シ隧道ノ次ギノ 225 呎ハ 3% ノ勾配ヲ爲シタ直線デアル。下端ノ掘鑿ハ導孔ヲ用ヒ、且ツ豆隧道ヲ掘進シダガ、岩質ガ良好デ支保工ヲ要セズ、隧道ハこんくりーとヲ用ヒテらいにんぐヲ施シタ。

門扉幅 60 呎、高サ 160 呎ニ對スル隧道上端ニ在ル上部構造ノ掘鑿ハ貯水池面上凡ソ 450 呎ノ懸崖面ニ施工シタ。材料ハ動力鏈及函船ノ上ニ現場ニ架シタ 3 臺ノ車デ取扱ヒ、貯水池ノ上凡ソ 1/4 哩延シタ道路ノ上ニ運轉シタ。此危險ナ且ツ困難ナ掘鑿ハ非常ニ注意シタ發破ニ依ツタ。之ガ完成スルヤ否ヤこんくりーと拱ノ圍堰ヲ取付溝ヲ橫ツテ作リ、貯水池ニ直接水ヲ湛ヘルコトニシタ。池ノ水位ハ一時下ゲテ仕事ヲシタ。こんくりーとヲ打ツタリ、重量 130 噸ノ 40′×44.5′ ノ固定有輪扉及運轉裝置ヲ据付ケル凡テノ作業ハ此圍堰ノ背面デ行ツタ。圍堰ノ半徑 30 呎、厚サ 12 吋、高サ 57 呎デアツタ。圍堰ハ高サ 4 呎ヅヽニ作リ、各部ハ金屬接手デ二ノ半圓ニ分タレタ。

元來餘水吐ハ 150,000 個ヲ排水シ得ル樣ニ設計サレタガ、實際 9 萬個ヲ通水スルコトガ出來ナカツタ。而シテ再築サレタ餘水吐ハ 10 萬個ヲ流スニ足ル。更ニ新隧道ノ排水容量ハ 5 萬個デ、併セテ 15 萬個ヲ完全ニ流スコトガ出來ル。之ニ加フルニ貯水池ノ水位ガ餘水吐ノ頂ノ高サヨリモ低イ時ニ發電所ノたーびんヲ通シテ送水スル代リニ新隧道ヲ通ジテ灌漑水ヲ送ルコトガ

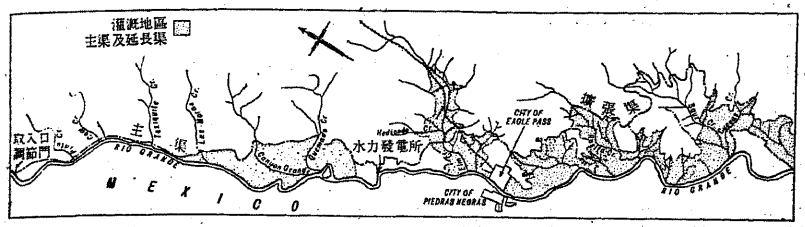
出來ルノハ一大特色デアルノミナラズ、此隧道ハ洪水ノ間流量ヲ增ス效ガアル。其工費約百萬弗。

第三　もるもんふらっと堰堤ノ新餘水吐　此堰堤ハ 1925 年ニ出來タモノデ、高サ 229 呎、10 哩ノ湛水長ヲ有シ、58,000 えーかー呎ノ容量ヲ持ツテ居ル。こんくりーと多心拱型デ、10,000 馬力ノ發電能力ヲ備ヘテ居ル。此堰堤ノ餘水吐改造ハ全然舊餘水吐及 9 個ノ放射線狀門扉ヲ撤去シ、其代リニ曲線ヲ爲シタ高架溝ヲ左側堰翼ヲ繞ツテ作リ、流路ヲ橫ツテ舊餘水吐ノ軸ニ直角ニ 50′×50′ ノ調節扉ヲ設ケ水量ヲ調節スル樣ニシタ。舊餘水吐ノ扉脚ハ流入水路ニ對シテ斜ニナツテ居タ爲、設計流量ノ 60% ヲ流シ得ルニ過ギナカツタ。こんくりーとデ塗ツタ新水路ハ長サ 450 呎、深サ 50 呎デ、扉ノ所デ巾 100 呎カラ 45 呎ニ漸次狹クナツテ居ル。

此場合ニ舊門扉ノ取壞ニハあせちれーん瓦斯ヲ用ヒテ切斷シ、餘水吐ノ水路こんくりーとヲ取崩スニハ重サ 6,000 封度ノ鐵球ヲ起重機デ吊シテ揚ゲテハ卸シタ。又新水路ノ掘鑿ハ大部分岩盤デアル爲メ、發破ヲ用ヒテ堰堤左翼ヲ傷メナイ樣ニ特ニ用意周到ヲ極メタ。工費 85 萬弗。

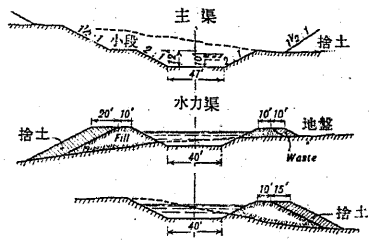
第四　すちゅわーとまうんてん水叩擴張　此堰堤ハ 1930 年ニ竣工シタモノデ湛水 10 哩ニ亘リ、容量 70,000 えーかー呎デアル。高サ 212 呎デ、こんくりーと多心拱形、17,500 馬力ヲ發電シテ居ル。9 個ノ放射線狀門扉ヲ改造シ、新ニ個々ノもーとる ト揚扉裝置ヲ据付ケ、外ニ 2 臺ノがそりん運轉直流發電機ヲ取付ケ、更ニ長サ 450 呎、幅 265 呎ノ排水路ヲ新ニ掘鑿シ、餘水吐ノ下ニこんくりーとヲ塗ツテ水叩ヲ强化シタ。

213. 米國りおぐらんどノ灌漑及水力發電並ニ下りおぐらんどノ補水渠計劃　第一. りおぐらんどノ灌漑ト發電　米國てきさす州ノりおぐらんどノ水ヲ引イテ灌漑ニ充テ、更ニ水力發電ニ利用シ、各獨立シテ利水ヲ企テタノハ



第四百四十圖　りおぐらんど及灌漑水力渠

異常ノ事業ト見ラレタ。但シ當初灌漑事業ガ先ヅ計劃セラレタガ、水力發電ノ計劃アルニ及ンデ、水量ノ增加カラ主渠ヲ擴張シタ。卽チ發電ノ爲ニ常時 1,250 個ノ水ヲ必要トシタノミナラズ、溢流ニ備ヘル爲メ、餘水吐ヤ側管ナドノ設備モ肝要デアツタ。



第四百四十一圖　主渠及水力渠斷面圖

主渠ハ其取入口カラ發電所ノ分岐點マデ 32 哩アツテ、灌漑ト水力ノ双方ニ給水スルヲ目的トシテ居ル。始ノ 12 哩間ハりおぐらんどノ本流ニ近ク、其後發電所ノ邊デ再ビ河ニ接近シ、其中間デハ 3 乃至 5 哩河カラ離レテ居ル。流量ハ毎秒 1,500 立呎デアル。滲透性土質及岩盤切取カラ成ル約 6 哩間ノ法リ及底ハがんないとデ 4 吋方眼ノ針金ノ上ヲ吹付ケタ。又 2 哩許リハ厚サ 1/2″、幅 8″ ノれっどうっとノ板ヲ平ニ法リニ貼ツタ處ガアル。

取入口ニハ別ニ本川ニ誘導堰堤ヲ設ケズ、唯堤防ニ水門ト暗渠ヲ用ヒタノミナノハ一奇デアルガ、岩礁ガ此ニ河床ヲ橫ツテ居リ、一種ノ潛堰又ハ床閾ヲ爲シテ貯水池ヲ形ヅクツテアル。此岩礁ヲ凡ソ底幅 41 呎、長サ 2500 呎掘鑿シタガ、底ノ高サハ河ノ低水位ノ下約 10 呎ニ取入口ヲ設ケタ。こんくりーとヲ塗ツタ前渠ハ粗石ト捨土ヲ以テ河ト界シ、主渠トノ間ニハ盛土デ區

劃セラレ、3 條ノ平行暗渠ヲ設ケテ洪水ノ侵入ニ備ヘタ。暗渠ハ馬蹄形デ、幅 17′6″、高サ 13′4″ デ、10′×6′ ノ入口ニハ昇降扉ヲ有ツテ居ル。

りおぐらんどハ土砂ヲ含ムコトガ多イカラ、入口ノ前渠デ沈澱物ヲ洗去ルコトヲ必要トスル。之ガ爲ニ河側ノ暗渠頭門ノ前ニ 4 個ノ門扉 4′×6′ ヲ取付ケ、樋管ヲ設ケ、其門閥ヲ暗渠頭門ノ底ヨリ 3 呎低クシ、頭門ヲ閉デテ樋管扉ヲ開ケレバ急流ハ前渠及樋管ヲ浚ツテ泥又ハ沈澱物ヲ河ニ戻ス。

同一理由デ主渠自身ニモ其 2 箇所ニ門扉ヲ備ヘ、恰カモ閘門ノ如ク作用シテ渠側ノ樋管門ニ依ツテ補助サレテアル。渠門ヲ閉デテ之ニ呼應シタ樋管門ヲ開ケレバ泥土ハ樋管ノ水路カラ河ニ復歸スル。他ノ淤泥排除門扉ハこんくりーとノ逆彎管ニ取附ケラレテアリ、彎管ハ皆其底ニ 36″ ノ洗流用ノ扉ヲ有ツテ居ル。

32 哩ノ主渠ニ沿ウテこんくりーとノ側面排水口ガアリ、鋼製ノ調節扉デ灌漑溝ニ送水シテ居ル。之等ノ溝ハ總計 25 哩ノ長サヲ有シ、小サイ溝ト共ニ渠ト河ノ間ノ 15,000 えーかーノ土地ニ灌漑シテ居ル。

主渠ハ水力渠ノ取入口ニ終リ、灌漑ハ凡ソ 57 哩ニ達シ、10,000 えーかーノ地域ヲ潤シテ居ル。灌漑溝ノ斷面ハ稍々小サク、底幅 14′、水深 8′、毎秒 500 立呎ノ流量ヲ有ツテ居ル。灌漑溝カラハ枝溝ヲ出シ、更ニ餘分ノ水ヲ排水渠ニ依ツテ排除シテ全工事ガ終ル譯デアル。二ノ調節門扉ガ擴張水路ノ始ニ在ツテ主渠カラノ流量ヲ阻止調節シテ居ル。

然ルニりおぐらんどニ未曾有ノ洪水ガ起ツテ灌漑水力ノ運轉ヲ有効適切ニスルコトガ妨ゲラレタ。即チ從前ノ記錄以上ニ 20 呎モ高イ出水ヲ見、汎イ面積ニ氾濫シ、河ト渠ノ界ヲ 14 哩モ越水シ、非常ニ多量ノ泥土ヲ殘シタ。之ヲ掃除スルニ甚シキ失費ヲ要シ、永イ時日ヲ要シタ。但シ外ノ部分ハ損害ヲ免レタ。掃除ニハ 2 立嗎ノ摑子ヲ持ツタ綱張掘鑿機ヲ使用シタ。主渠ヲ築

造スル當時取入口ノ河ノ平均水位ハ海面上 +819′ デ、洪水ハ此地點デ +857′ ニ達シタ。

水力發電ハ 13,500 馬力ノ容量ヲ有シ、主渠カラ分岐シテ水ヲ取入レ、再ビりおぐらんどヲ尾渠トシテ居ル。流量 1,250 個、分岐點ノ處デ水面ノ高サ +797′ 水車ノ處デ +716′ 恰カモ 81′ ノ落差ヲ有シテ居ル。尾渠テ河ノ低水位 +712′、特別高水位 +750′、發電機室ノ下デハ常ニ水ニ漬カラヌコトヲ必要トシタ。

貯水池ガナク、直接渠カラ水車ニ給水スルカラ、特別ノ方法ヲ用ヒナケレバ荷重ノ變化ノ爲ニ運轉ガ出來ズ、又檢査ノ爲ニ閉鎖スルコトモ出來ナイカラ、前渠ノ一側ニ排水堰ト餘水吐ヲ備ヘテ側道ノ作用ヲ營ミ、水ガ水車ヲ通過シナイ場合ニ渠カラ直接河ニ送水シ得ル樣ニシタ。

水力渠又ハ**前渠**ハ長サ 1,250′、底敷 40′、法リ 2:1、こんくりーとノ頭門デ主渠カラ分離シ、頭門ニハ幅 16′ ノ 4 徑間ナル竪ノ昇降扉ヲ有シ、流込水量ヲ調節シ、水稅算定ノ基礎ヲ爲シテ居ル。主渠ノ終ト灌漑擴張渠トノ間ノ水門ハ水力渠ノ水位ヲ一定ナラシメル作用ヲ營ンデ居リ、此渠ノ終ニ發電所ノこんくりーと取入口ガアル。3 個ノ水門 14′6″×13′6″、側框ニ載ル 18″ ノ輾子ヲ備ヘ、手力操縱ヲ爲シ得ル電動機ニ依ツテ扉ヲ動カシ、格子ヲ備ヘテ浮屑ノ類ヲ除イテ居ル。

3 條ノ水壓管內徑 11′ 鋼版ヲ釘接シタモノ、補强環ニハ 5″×5″ ノ鋼角版ヲ 4′ 乃至 8′ ニ配置シテ居ル。管ハ凡ベテ土中ニ埋沒シテ溫度ノ變化ヲ少クシ、水車ノ下ニハ吸出管ヲ備ヘテ河ニ連ル溝ニ放水シ、尾渠ノ長サ凡ソ 1,500 呎。

3 臺ノ水車ト發電機ノ內各 1 臺ハ豫備デふらんしす型竪軸デ、輪徑 56½″、225 回轉ト 81 呎ノ落差デ各 4,775 馬力ノ出力ヲ爲シ、高壓油差ノ法ヲ用ヒ、

最大壓力1,000封度ヲ一指デ油ガ差セル。發電機ハ4,000kVA ノ容量デ周波數606,900 ぼるとヲ發電シ、60 哩ノ送電線デ66,000 ぼるとニ變化シテ居ル。

取入口頭門ノ調節ハ水門ノ位置ヲ示ス有色燈デ、水壓デ之ヲ示シテ居ル。餘水吐水門ハ自働調節又ハ遠方手力調節ヲ行フすゐっちガアル。又前渠尾渠及餘水吐水門ノ水位ヲ示シ、且ツ之ヲ記錄スル器械ヲ備ヘ、流量計及壓力計ハ各水車ノ流量ヲ示シ、且ツ之ヲ記錄シテ居ル。

餘水吐ノ調節ハ洪水ノ際及水車ニ事故ガアツタトキナドニ運轉ヲ中止スルカラ側管ト共ニ前渠カラ直接ニ水ヲ流去ル爲ニ非常ニ必要デアルコト前ニ述ベタ通リデアル。側管ハ12′×10′ノこんくりーと塗ノ樋管デ、水壓管ノ頭門ニ隣ル水門デ分岐シテ居ル。長サ400 呎、勾配16 乃至20%、終リニ深イ鎭靜池ガアリ、之カラ尾渠ニ連ル溝ニ接續シテ、其間ニ堰ガアル。側管ノ容量毎秒1,250 立呎、方ニ取入口ノ全容量ニ等シイ。

側管ハてーんとる扉12′×11′デ閉ヂ、架空電動機デ運轉シ、發電所内ノ配電盤デ調節ガ出來ル。若シ前渠ノ水位ガ平均水位ヨリ高クナレバ自働的ニ水門ヲ開ク裝置ガアリ、頗ル巧妙ナ仕掛ヲ持ツテ居ル。

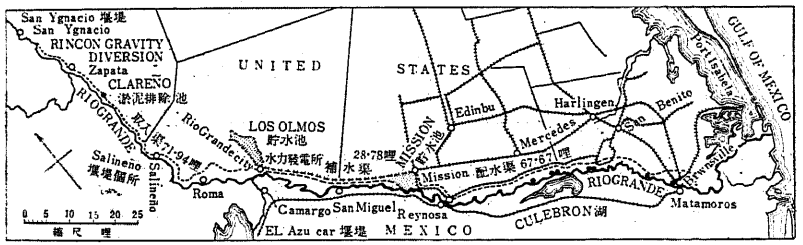
最後ニ**灌漑地域**トりおぐらんどノ間ノ土地ハ三角形ヲ爲シ南北65 哩、東西33 哩、一邊80 哩、全面積156,000 えーかーニ達シテ居ル。灌漑ニ依ツテ收穫ヲ擧ゲル所デ、分岐渠及分配溝ヲ設ケ、耕地15,000 えーかーニ現在32 哩ノ主渠ヲ有シ、10,000 えーかー、57 哩ノ擴張渠カラ給水サレテ居リ、更ニ25,000 えーかーノ土地ハ擴張渠カラノ給水ヲ待ツテ居ル。大略60,000 えーかーハ自然流下デ耕耘ニ適シ、自餘ノ20,000 えーかーハ低壓揚水デ間ニ合フ。分岐渠25 哩ハ主渠カラ給水サレ、50 哩ハ擴張渠カラ送水サレテ居ル。水ノ分配ハ作物ノ面積ヲ基礎トシテ渠監督官之ヲ監掌シテ居ル。

土質ハ粘土壌埴及泥土壌埴デ、一般ニ牧草蔬菜ノ栽培ニ適シ、果樹ニモ良イ。自作農ノ手デ耕作サレテ居リ、1 年中耕耘ニ適シ、降霜ノ間270 日ヲ平均耕作期日トスル。年雨量ハ20 吋デ、其分布ハ不規則デアル爲メ、農業ノ發展ハ主トシテ灌漑ニ依ラナケレバナラナイ。

第二　米國下りおぐらんど河ノ補水渠計劃　近年下ぐらんど河ノ水飢饉ノ爲ニ其盂谷ノ灌漑區域ガ惱マサレタ苦ヲ解消シテ墨其斯哥及亞米利加ノ沿岸ノ使用水量ヲ增サンガ爲ニ6千萬弗ノ補水渠又ハ取入渠及貯水池築造計劃ガ國際國境委員會ノ米國委員ノ招集シタ技術者協議會ニ依ツテ提唱サレタ。

耕地及果樹園ノ肥沃ナルりおぐらんどノてきさす方面ニ於テ灌漑セラレルモノ500,000 えーかー又ハ20 萬町ニ及ンデ居ル。從來用水ハ河岸ニ數多ノ喞筒揚水所ヲ設ケ、之ニ依ツテ灌漑地區ニ達スル溝渠ニ送水シテ居ルガ、斯クシテ灌漑セラレ居ルモノ實ニ583,000 えーかーニ達シテ居ル。但シ河水ニシテ充分ナラバ農耕ニ適スル豐饒ナル地域ハ2,000,000 えーかーヲ越エテ居ル。然ルニ最近2，3 年ハ揚水所ノ河床ガ干上ツテ耕地及果樹園ノ灌漑ハ全滅ノ危險ニ直面スルコト屢々デアツタ。此給水ノ危機ハ兩國ニ依テ叫バレ、此ヲ脫スル計劃ガ國際國境委員會ノ米國部會ノ採用調査スル所トナツタ。

補水渠長サ169 哩　本計劃ノ大體ハ第四百四十二圖ニ示スガ如ク、72 哩ノ取入渠ハりんこん (Rincon) カラりおぐらんどノ水毎秒3,000 立呎ヲ取入レ、水量ヲ調節スル二ノ貯水池ろーすおるもす (Los Olmos) 及みっしょん



第四百四十二圖　下りおぐらんど河盂谷ノ灌漑用補水渠計劃圖

(Mission) ヲ作ツテ夫々 315,000 及 90,000 えーかー呎ノ水量ヲ貯水シ、ろーすおるもすデ 18,000 kVa ノ發電ヲ爲シ、2 ノ貯水池ヲ連ネル毎秒 3,300 立呎ノ長サ 30 哩ノ補水渠ヲ設ケ、毎秒 3,500 乃至 250 立呎ノ配水渠 67 哩ヲ河ニ沿ウテ作ツテ.ぶらうんすびる (Brownsville) ニ至リ、灌漑地域ノ溝渠ニ分水スルニ在リ。

りんこんニハ岩盤が自然ノ岩礁又ハ堰堤ヲ爲シテ河ヲ横斷シ、上流ニ深イ瀦水池ヲ形クツテ居ル、岸ニハ堰ト水門トテ渠ヲ洪水カラ保護シテ居ル。此ニ洪水ノ高サハ 40 呎ニ達スルコトガアル。2 個ノ調整池ガアル爲メ、別ニ上流ニ他ノ貯水池ガナクトモ、直接ノ取入テ 1 年 1,150,000 えーかー呎ノ水ヲ盂谷ニ間斷ナク給水スルコトガ出來、上流ノ流込貯水ヲ考慮ニ取レバ、1,400,000 えーかー呎ノ給水が出來、全推定利益ハ 132 百萬弗ニ達スル。上流ノ貯水ヲ含メテ全工費 59,643,000 弗、ろーすおるもすノ電力ノ投資々金ニ對スルくれぢっとガ 1 千萬弗ナルヲ以テ正味 50,000,000 弗ノ工費デアル。

陸上及給水狀態　干滿ノ達スル處カラ上流 225 哩ノろーま (Roma) ニ於テりおぐらんどハ丘陵ノ間ヲ出デヽ其兩岸ニ沿フ耕地ノ灌漑ガ始マル。でるた又ハ三角洲ハひだるご (Hidalgo) カラ南ニ擴ガリ、2,500 方哩ノ面積ヲ包容シテ居ル。河ノあめりか側デハでるたノ大規模ノ發展ハ 1905 年ニ始マリ、其後 15 年以後ニ活潑トナツテ來タガ、めきしこ側ハ大規模ノ發展ハ 1937 年以來ノ事ニ屬スル。

下流盂谷ノ米國耕地ハ橄欖蔬菜及他ノ耕作物ノ栽培總計 40 萬えーかー以上ニ達シ、225,000 人ノ人口ト近代的都市 12 ヲ含ミ、りおぐらんどノ河水ヲ上水及工業用水ニ充テヽ居ル。此區域ハ 34 ノ灌漑地區及私立灌漑系ニ依ツテ開拓セラレ 861,000 えーかーニ及ビ、中 715,000 えーかーハ灌漑ニ適シテ居ル。其中 583,000 えーかーハ 12 呎乃至 40 呎ノ水頭デ喞筒揚水ヲ行ツテ居リ、主渠及分岐渠ノ長サ 3,300 呎ニ及ブ灌漑ノ設備ヲ持ツテ居ル。此區域ノ全價額ハ 202 百萬弗ニ評價サレ、中 30 百萬弗ハ灌漑工事ヲ現ハシ、年產額 20 百萬弗ヲ超エテ居ル。

喞筒揚水設備ハ 20 年ヲ越エ、其運轉ハ洪水及渴水ニ障害ヲ受ケ、給水ノ操短ガ適去永イ間毎年殆ド惱ミノ種子トナリ、墨國側デハ必要ナ灌漑水ニモ事缺クニ至ツテ居タ。きゅーるぶろん湖 (Culebron Lake) ノ少シ上ノ墨國ノれたまる (Retamal) 取入水門ノ設置ハ同國耕地ノ大發展ヲ來ス原因トナツタガ、全低水流量ヲ引入レタ爲メ、米國ノ灌漑者ニ死活ノ危機トナツタ。

近年河ヲ渡ヘ渠ヲ作ルコトガまたもろす (Matamoros) 計劃ノ第一區 (247,000 えーかー) 卽チきゅーるぶろん湖ノ下ニ活潑ナ進展ヲ見タ。大規模ニ墨國ノ土地ニ河水ヲ使用スルコトハ本年及以後ニ始マル豫定デ、殆ド 1 萬ノ移民ハ旣ニ該地域ニ集マリ、現在ノ豫想デハ墨國でるたノ 45 萬えーかーガ灌漑セラレル筈ダ。

此でるた地方ノ年雨量ハ平均 23 吋デ、最少年雨量ハ 11 吋ト云フ記錄モアル、夏季灌漑ハ凡テ果樹及蔬菜ニ必要デアル。現在デハ唯自然ノ儘ノ河ノ流量ヲ利用スルニ止マリ、而カモ墨國ノ引込ニ依ルモノデ、低水期ノ操短ハ免レ難カツタ。

協議會ノ報告ニ依レバ水ノ缺亡ハ益々深刻ヲ加ヘテ且ツ期間ガ永クナリツヽアリ、從業者ノ財產ヤ收穫ノ損害ハ此ノ水饉飢ト共ニ增加シ、若シ此儘ニ放置シテ對策ヲ講ジナイナラバ其損害ハ非常ナモノニナルダラウ。此狀態ノ完全ナル改善ハ本河又ハ主ナ支流ニ貯水池ヲ設ケルニ非ラザレバ不可能デアル。然シ墨米國間ニ條約ヲ締結シテ工事及分水ノ關係ヲ定メルニ非レバ、本河ニ堰堤ヲ作ルコトハ出來ナイ。

現在ノ計劃ハ未改修ノ流量ヲ以テ得ラルベキ給水狀態ノ改善デ、河水使用

及流込貯水ノ用意ニ對シ國際企劃ニ依ツテ廢案トハナラザルベシ。將來ノ國際堰堤ノ位置ハさりねんによ (Salineño)、さりばんすぷりんぐす (Sullivan Springs) 及上流ノ他ノ諸點デアル。米國側支流ノ貯水池でびるす河 (Devil's R.) ガ調査サレ有望トサレタ。

協議會ハ下流盂谷ノ發展ヲ保護シ、流込ミ貯水及分水ニ就イテ墨國ト協商ヲ爲ス爲ニ、水ハりおぐらんどノ引込ノ點カラ盂谷ノ使用ノ點マデ上水ノ性質ヲ有スルヲ必要トスルコトヲ結論シタ。之ノ爲ニ現存ノ灌漑設備ニ至ルマデ水ヲ流スニハ河ノ代リニ渠ヲ用ヒル必要ガアル。又此計劃ノ他ノ利益ハりおぐらんどノ不安定ナル河岸ニ於ケル喞筒揚水費並ニ其維持費ヲ省クコトガ出來ルコトデ、洪水ニ際シテ喞筒作用ノ中斷ノ爲ニ起ル收穫ノ損害ヲ生ズル危險ヲ冒サナイデ濟ムコトモ亦他ノ利益デアル。

此計劃ノ工事ハ合衆國之ガ責任ニ當ルベク、水ノ使用者ハろーすおるもす及みっしょん貯水池ノ工費及水力發電以外ノ他ノ設備ノ運轉維持費ノ年額ヲ支拂フコトニナツテ居ル。

214. 米國ころらど河ノ灌漑及發電用ころらどーびっくとむそん計畫　北米大陸ノ西部ヲ南北ニ縱走スル脊骨山脈ガ横ツテ居リ、ころらど河ハ其西側ヲ流下シテ居ル。上流ノ七州條約が成ツテ、年々 7,500,000 えーかー呎ノ水が河カラ利用サレ、山脈ノ西側ニハ此巨量ノ水ヲ灌漑ニ使用スベキ土地ガ多クアル。然ルニ其後ノ測定ニ依レバ灌漑スベキ土地ノ面積ハ 4,000,000 えーかー呎ヲ要スルニ過ギナイコトガ解カツタ。從ツテ剩餘ノ水ハ山脈ノ東部ナル人口稠密ノ地方ニ送ツテ引合フ灌漑區域ハ 615,000 えーかーニ止ルコトガ知ラレタ。

斯クシテころらどびっくとむそん計劃 (Colorado Big Thomson project) が起リ、44,000,000 弗ノ工事ヲ要ズルコトヽナリ、合衆國開拓局デハ 1939 年

11 月 16 日ぐりーんまうんてん堰堤 (Green Mountain Dam) ノ工事契約ヲ結ンデ、着手スルニ至ツタ。此灌漑計劃ハ元來工費ノ半分ヲ水力發電ニ要スル筈デアル。今工事ノ大要ヲ擧ゲレバ次ノ如クデアル。

第一　所要水量　送水隧道ヤ貯水量ヲ定メルノニ、1 えーかーニ水深 1/2 呎ヲ要スル點カラ、615,000 えーかーニ 310,000 えーかー呎ヲころらど河カラ東方ニ送水スルヲ要シ、更ニ 10,000 えーかー呎ノ豫備水量ヲ見込ンデ送水中ノ減量ニ充テルコトヽシ、凡ベテ 320,000 えーかー呎ヲ送ルコトヽシタ。

第二　所要貯水量　秋季灌漑ニ對シテハ 7 月以後 75 日間給水シナクテハナラナイカラ、7 月以前東部傾斜地ニ成ルベク多クノ貯水ヲ持タナケレバナラナイシ、又次ギノ 75 日ニ充分ナ水量ヲ送リ得ル隧道ヲ築造シナケレバナラナイ。3 個ノ貯水池ノ貯水量併セテ 237,500 えーかー呎ニ及ブモノガ見出サレ、1 隧道ノ斷面ト勾配ガ設計サレ、1 日 1,100 えーかー呎又ハ 75 日間 550 秒呎ヲ送水シテ 82,500 えーかー呎ノ均衡ヲ得ベカラシメタ。

第三　工事ノ概要　今工事ノ概要ヲ擧ゲレバ次ノ如クデアル。

(1)　ぐらんびー貯水池 (Granby Reservoir) ノ貯水量 482,000 えーかー呎ヲ造ル爲メ、高サ 223 呎ノ堰堤ヲころらど河ヲ横ツテ設ケル。正ニぐらんびーノ北東 6 哩ノ處ニ在ル。

(2)　平均高サ 130 呎ニ水ヲ喞筒デ揚ゲテしゃどーまうんてん湖 (Shadow Mountain Lake) ニ入レル。此湖水ハのーすふぉーく (North Fork) 分水堰堤ニ依ツテ作ラレタモノデ、同一水面デぐらんど湖 (Grand Lake) ト連絡シテ居ル。

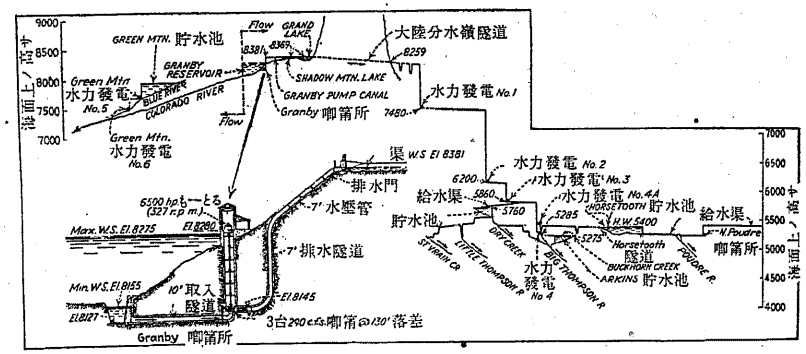
(3)　ぐらんど湖ノ東端カラ長サ 13.1 哩ノ隧道ヲ設ケテ脊柱山脈ヲ貫通シ、えすつぱーく (Estes Park) ニ近イびっくとむそん河 (Big Thomson R.) ノ流域内ノ一點ニ達セシメ、毎秒 550 立呎ノ水ヲ分水スル。

(4)　びっくとむそん河ニ送水シテ若干地點デ水力發電ヲ爲シ、かーたー湖 (Carter Lake) 及あーきんす (Arkins) ほーるすとらーす (Horsetooth) 貯水池ニ瀦溜シ、北ころらどこんざーばんしー地方 (Northern Colorado Conservancy District) ノ各地ニ現存ノ灌漑系統ニ依ツテ給水スル。

(5)　水力發電及送電線ノ築造。

(6)　ぐりーんまうんてんニ設クルぶりゅー河 (Blue River) ノ代用貯水池ノ築造。

第四　工事ノ豫定表　工事殊ニ長イ隧道ヲ築造スルニ電力ガ最モ早ク必要デ、西麓ノ水ノ使用者ニ電力ヲ供給スル爲ニハ逸早ク送電線ヲ架スルコトガ焦眉ノ急デアルカラ、發電及送電ノ工事ハ今方ニ工事中ニ屬スル。又工事ハ相當永イ時日ヲ要スルカラぐりーんまうんてん堰堤ノ工事ハ既ニ着手セラレタ。13.1 哩ノ隧道ハ完成ニ 6 年ヲ要スル工事ノ壜ノ口見タイナモノデアルカラ、間モナク之ヲ着手セントシテ居ル。



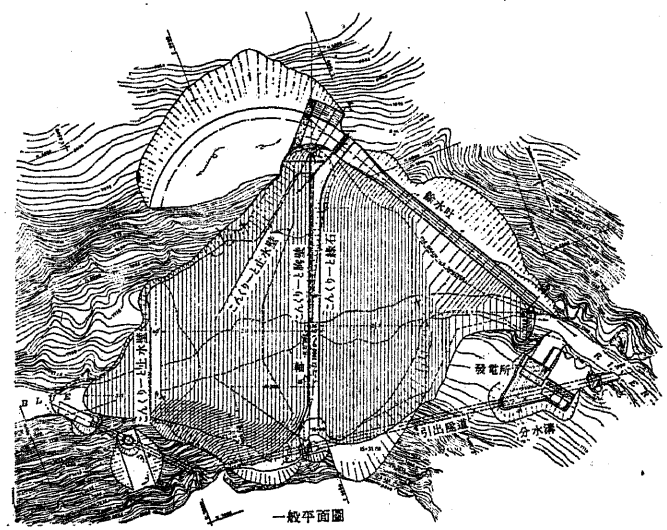
第四百四十三圖　ころらどびっくとむそん計劃發電及灌漑體系圖

2、3 年後ニ着手スベキ發電事業ノ中ニえすつばーくノ入口ニ在ル水力發電第一號ガアル。暗渠、彎管、隧道及水力渠ヲ經テ長隧道カラ送ラレル水ヲ利用シ、びっくとむそん河ニ 704 呎ノ落差ヲ持ツテ居ル。次ニぐらんびー堰堤、

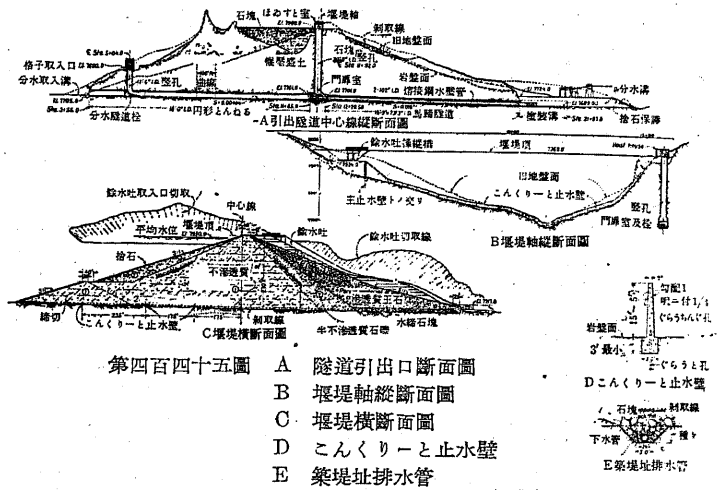
しゃどーまうんてん堰堤及喞筒揚水及 3 個ノ東麓貯水池かーたー湖、ほーるすとらーす竝ニあるきんすハ給水及出口渠ノ築設ガ夫々行ハレル。

ぐりーんまうんてん堰堤ニ依ル湛水區域ハ 2,100 えーかーニ達シ、152,000 えーかー呎ノ貯水量ヲ持ツテ居ル。灌漑ノ出口ニ於ケル流量ハ毎秒 1,000 立呎デ、發電用出口ニ於ケル流量ハ毎秒 15,000 立呎デアル。餘水吐容量ハ 25,000 秒呎、掘鑿及盛土ノ量ハ 3,500,000 立呎デ、其中ニ流量 6,000 秒呎ヲ流シ得ル馬蹄形斷面 18×18 呎ノ長サ 2000 呎ノ分水隧道ヲ含ンデ居ル。

本工事中特筆大書スベキモノハ脊骨山脈ヲ横斷スル**大陸中斷隧道**ノ工事デアル。馬蹄形ノ斷面內徑 9.5 呎デ、長サ 62,023 呎、厚サ 9 吋ノこんくりーとヲ塗裝シテ居ル。隧道ハぐらんど湖ノ東端カラえすつばーくノ南西ねんど河 (Wind R.) ニ達シ、掘鑿岩石ノ量 257,000 立嗎、こんくりーとノ量 64,000 立嗎ニ達スル。



第四百四十四圖　堰壓及石詰ノ高サ 270' ぐりーんまうんてん堰堤



第四百四十五圖　A　隧道引出口斷面圖
B　堰堤軸縱斷面圖
C　堰堤橫斷面圖
D　こんくりーと止水壁
E　築堤址排水管

215. **佛國ろーん河ノ灌漑、發電及水運**　1933 年創立サレタ會社 La Compagnie nationale du Rhône ハ堰堤ヲ築イテろーん河ヲ利用スル計劃ヲ立テ、或ハ直接ニ河水ヲ用ヒ、或ハ短距離ノ引水ニ依リ、20 個ノ發電所ヲ作ルコトヽシタ。其中 7 個所ハりおんノ上流ニ、殘ル 13 個所ハ其下流ニ於テセラレル。其發電力ハ 1 百萬 kW デアツテ、年出力ハ殆ド 90 億 kWh ニ達スル豫定デアツタ。是レ佛瑞國境ト海面トノ間ノ全落差 330 米ノ 10 分ノ 9 ヲ利用スルコトニナル。而シテ其最モ必要ナルモノハぜにしあーと (Génissiat) ノ發電所デアルガ、其ノ主ナ工事ハ次ノ如クデアル。

（一）高サ 100 米ノこんくりーと堰堤ヲ作リ、其堤頂ヲ +335.7 m トシ、最高貯水面ヨリ 5 米ノ上ニ置ク。此堰堤ハ大半徑ノ拱形トシ、底敷 70 米、全容積 450,000 立米ニ達スル。湛水距離 23 粁、面積 350 ha、全水容積 52 百萬立米ニ達スベシ。

（二）420,000 kW ノ水力發電所ヲ設ケ、他日 500,000 kW ニ擴張セラルベシ。初メ兩岸ニ二ノ主ナ建築ヲ爲シ、中間ヲ構築シテころらど河畔ノぶー

ろ發電所ノ如クスル豫定デアツタガ、最近ノ調査デハ此計劃ヲ放棄シテ堰堤ニ 1 個ノ發電所ヲ綜合シ、堰堤ノ下流ニ於ケル法面ノ塗裝ヲ延長シテ發電所ノ屋背ト爲シ、堤頂ヲ洩スル大洪水ニ際シテ一種ノ潛堰ニ化セシメル案ヲ立テタ。

（三）配電ハ 220,000 ぼるとトシテ右岸ノ平原ニ電柱及電線ヲ立テ張ル。

（四）右岸ニハ洪水ノ排水路ヲ設ケ、開渠ノ基長 670 米、漸次幅ヲ狹メ、深サヲ增シテ 15 米ノ幅トナル。たるびんハ毎秒 400 立米ヲ通スベク、左岸ノ豫備排水路ハ毎秒 600 立米ヲ通スコトガ出來ル。更ニ補助排水路トシテ左岸ニ他ノ隧道ヲ設ケテアル。以上ノ如クシテ洪水ノ全排水量ハ毎秒 5,000 立米ニ達スルカラ、堤頂ヲ越エテ更ニ發電所ノ屋上ヲ浸ス樣ナコトハ無イモノト想像セラレテアル。

（五）更ニ貯水池ノ底 A カラ左岸ニ取水シテ前ノ豫備排水路ニ合セシメル。

（六）水運ノ爲メ 1 條ノ運河ヲ開設シ、落差ヲ越エル爲メ 3 段ノ水閘ヲ設ケル。

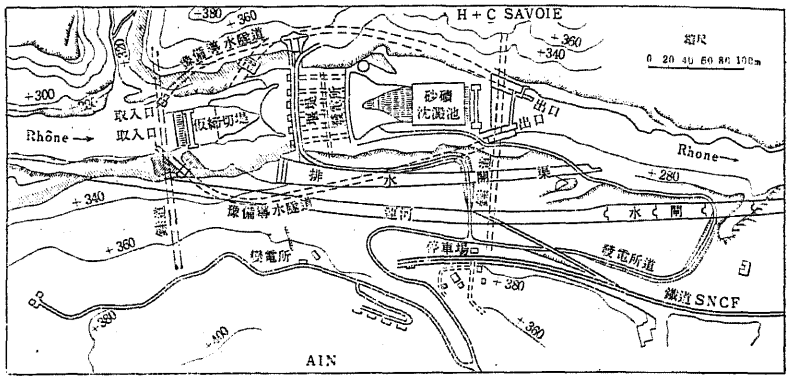
水力發電　以上ノ計劃ノ下ニ、堰堤ハ幅 20 乃至 25 米ノ塊壁 6 個ヨリ成ルベク、峽谷ノ深處ニ作ラレル 2 個ノ塊壁ガ最モ興味ガアル。

1938 年 11 月 28 日ノ計劃デハ軸距 21 米ヲ隔テヽ 65,000 kW ノたーぼおるたーねーとるヲ 4 基据エル筈ダツタガ、經驗ニ依レバ更ニ 2 基 80,000 kW ヲ据エルコトガ出來ル。斯クシテ第一次發電ハ 65,000 kW 4 基デ全力 260,000 kW トナリ、第二次ニハ始ノ 65,000 kW 4 基ノ外ニ 65,000 又ハ 80,000 kW 2 基ヲ加レバ總計 390,000 又ハ 420,000 kW トナル。第三次ニ近イ將來ニハ 80,000 kW 6 基ニ依ツテ約 500,000 kW ガ得ラレル勘定デアル。

水運ノ爲ニハ會社ハ 1938 年以來下ろーん河ノ改修ヲ企テ、本川最難所す

ーじゅあん (Soujean) ノ通路ヲ改善スルニ努力シテ水運ヲ容易ナラシメ、1938 年 4 月えどゥあーるえりおー (Edouard-Herriot) ノ港ヲ開イタ。更ニ上ろーん河ノ航路ヲ調査シツヽアル。

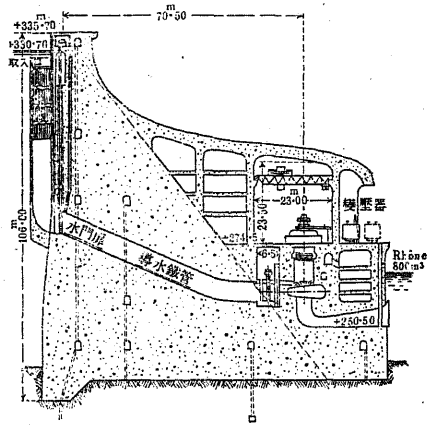
灌漑　政府ガ會社ニ與ヘタ特權ト共ニ灌漑用幹線渠ノ築造、卿篭揚水所ノ構築及是等揚水所ニ電力ヲ送ル送電線ノ完成ヲ課シタ。但シ是等工費ノ 10



第四百四十六圖　佛國ぜにしあーと發電所附近平面圖

分ノ 9 ハ凡テ農務省ノ負擔スル所デアル。

灌漑ノ恩惠ニ浴スル可能ノ地方ハろーん河ノ河口ナル小ろーん河 (Petit Rhône) 及大ろーん河 (Grand Rhône) ノ間ニ介在スルかまるぐ (Camargue) 洲ト大ろーん河ノ東部砂礫ノ地ニ在ルくらう (Crau) 洲デ、前者ハ 740 方粁ノ面積ヲ持ツテ居ル。



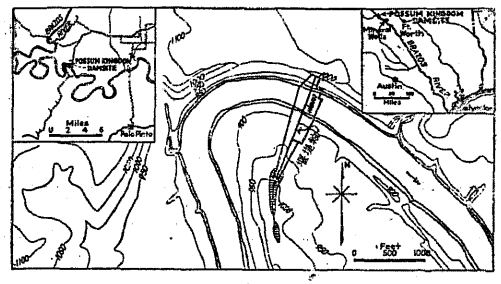
第四百四十七圖　同　横斷面圖

會社ハ亦農務省ガ灌漑及衛生ノ爲ニ必要トスル時ニハ晝間ヲ除イテ 1kW 時 1 さんちーむデ電力ヲ供給スル義務ヲ負ハセラレテアル。而シテ會社ガ農民ニ與ヘテ居ル援助ハ非常ナ値ニ達シテ居リ、農務省ト協調シテ電力料ニハ特定稅率ヲ課セラレ、農業ノ奬勵ニ充テラレテアル。

1938 年くらうデ灌漑ニ消費シタ電力ノ使用量ハ 240,000 kWh ニ達シタ。電力消費ノ時間ニ對シテ農民ニ望マレタ訓練ハ容易ニ看取スルコトガ出來ル。卽チ水ヲ使用シタ時間ニ呼應スルモノデアル。主ナ卿篭揚水所ハ此期間ニ 1 年 1,200 時乃至 2,000 時ノ間運轉シテ、電力ハ 1kW 時 0.05 乃至 0.020 法デアツタ。

216. ぽっさむきんぐだむ堰堤　米國てきさす中部平原ノみねらるうぇるす (Mineral Wells) 市ノ北西 25 哩許リ、ぽっさむ王國 (Possum Kingdom) トシテ知ラレタ地方ニ、洪水調節、貯水及水力發電ノ目的ヲ以テぶらぞす河 (Brazos) ノ本支流ニ作ラレル總計 13 個ノ堰堤ノ第一ガ本堰堤デアル。

ぶらぞす河ノ本堰堤カラ上流ノ流域面積 13,000 方哩デ、若シ高原ノ面積 7,000 方哩ヲ加ヘレバ、優ニ 20,000 方哩ニ達スル。堰堤箇所ニ於ケル平均流量ハ每秒 1,450 立呎又ハ 1 年凡ソ 1,000,000 えーかー呎デ、洪水月ノ平均ハ 3,680 秒呎デアル。最大流量ハ觀測カラ 164,000 秒呎デアルガ、種々ノ權威者ノ意見ヲ綜合スレバ 325,000 乃至 600,000 秒呎ニ達スベク、每方哩ノ比流量ハ 25 乃至 46 秒呎ニ達シテ居ル。



第四百四十八圖　ぶらぞす河平面圖

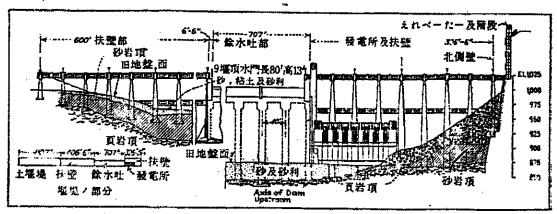
貯水池ノ水面ノ高サハ上流 25 哩ニ在ルぐらはむ市 (Graham) ノ爲ニ＋1,000

呎ニ制限サレ、元來ノ河面ノ高サヨリ凡ソ 130 呎高メ得ルコトニナル。+1,000 呎トシテ貯水量ハ 757,000 えーかー呎、若シ更ニ 10 呎ヲ增高スレバ 990,000 えーかー呎トナリ、+1,000 呎カラ +937 呎ニ引下ゲレバ 660,000 えーかー呎トナル。土砂ノ沈澱ハ心配スルニ足ラズ、池ノ生命ハ凡ソ 250 年ト推定サレテアル。

堰堤ノ高サハ最低扶壁ノ礎段又ハふーちんぐ (+834.5) カラ水門頂迄 165.5 呎、ばるくへっど及堰堤迄 189.5 呎デアル。堰堤ノ全長ハ凡テ 2,740 呎、土堤 1,107 呎、之ニ續イテ南方翼壁 600 呎、餘水吐 707 呎、發電所及北方翼壁 326 壁アル。

扶壁ハ心々 40 呎、厚サ餘水吐ノ處デ 9 呎、翼壁ノ處デ 10 呎、頂點ニ至ルマニマニ數段ニナツテ厚サヲ減ジテ居ル。被版ノ傾斜ハ上流 8:10、下流 5.7:10、其厚サハ最低點 9 呎、頂點 5 呎。

扶壁ノふーちんぐハ基礎荷重毎方呎 5½ 噸トナル樣ニ擴大シ、或ハ矩形トシ、或ハ梯形トシテ壓力ノ均一分布ヲ期シテアル。餘水吐ノ部分ノ滑動係數ハ 0.42 トシ、翼壁ノ部分ハ 0.45 トシタ。



第四百四十九圖　堰堤扶壁背面圖

堰堤築造個所ノ附近ニ於ケル岩盤ハ硬イ石灰岩ノ厚床ト鼠色砂岩、硬砂岩、酸化砂岩及砂質頁岩カラ成リ、をるふ山層ノ硬イ青粘土ニ終ツテ居ル。石灰岩ハ溶解溝ニ富ミ、風化物ニ依ツテ鼠色砂岩ノ頂カラ分離シテ居リ、ぐらうちんぐノ必要ガアツタ。青頁岩ハ純粘土ガ壓力ヲ受ケテ壓縮サレタモノデ、相當ノ抗壓强ヲ持ツテ居ルガ、彈性變形ヲ爲シ易イト言ハレ、空中ニ於テハ

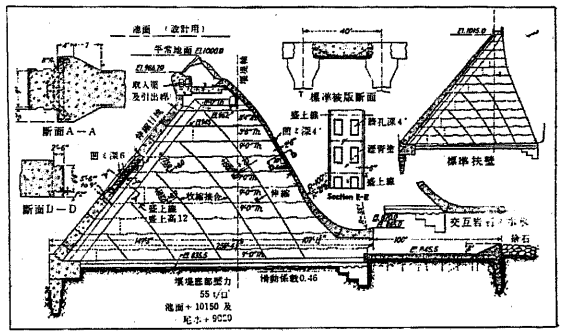
收縮シ、乾ケバ龜裂ヲ生ジ、乾濕交々至レバ氣化シテ粘バル粘土トナル。重量デ 6.5% ノ水分ヲ含ミ、不滲透質デぐらうちんぐヲ要シナイ。

頁岩ノ剪斷力ハ毎方吋 100 乃至 125 封度ヲ示シタ。內部磨擦角ハ 41° 乃至 52° デアツタ。

こんくりーとノ壓挫强ハ 28 乃至 60 日ノ後毎方吋 3,000、2,500 及 2,000 封度デアツタ。

掘鑿土量ハ 35 萬立嗎、岩盤掘鑿ハ 15 萬立嗎、盛土 4 萬立嗎、A 級こんくりーと 8 萬立嗎、B 級 24 萬立嗎、C 級 5 千立嗎、鐵筋 7,000 噸ニ上ツタ。

堰堤ノ請負工費ハ材料費 3,800,000 弗、基礎 750,000 弗、計 4,600,000 弗デ、之ニ發電所 1,200,000 弗、總計 5,800,000 弗。



第四百五十圖　堰堤斷面圖

第十七節　まらりや防止

217. 土木工事及農業トまらりや　土木工事及農業ノ實施ニ際シ、殊ニ赤道方面ノ水涯附近デハ、まらりやニ冒サレテ仕事ノ能率ヲ妨ゲラレルコトガ著シイ。從ツテ暖濕ノ地方ニまらりやノ防止ガ最急務視サレルニ至ツタ。1930 年米國デハ國立まらりや調査委員ガ任命サレ、技術者側ニ特別委員ヲ擧ゲテ、技術者養成ノ學校デまらりやニ關スル講義ヲ行フコトニシタ。其間米國土木學會デハ之ニ共鳴シテ前者ト協同シテ聯合委員會ヲ組織シ、調査ノ結

果ヲ報告シタ。

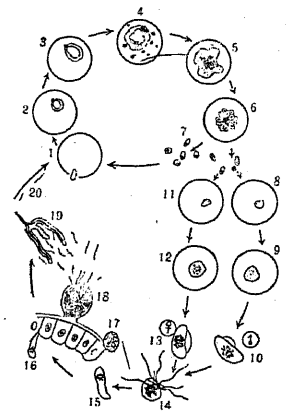
まらりやハ 1 日 2 日又ハ 3 日等ノ規則正シイ時間ヲ以テ間歇的ニ發熱スル熱性病デ、あのふぇれすトシテ知ラレタ蚊ニ依ツテ傳染スル。温帯地方ニ於ケルまらりやノ死亡率ハ 0.5% 位デアル。然シ此病ニ罹レバ之ガ爲ニ仕事ノ能率ヲ減ゼラレルコト莫大デ、まらりや患者ハ四六時中屢々半病人デアル。熱帯地方ニ最モ多ク流行シ、熱帯及半熱帯地方ノ進歩ハ之ガ爲ニ阻害セラレルカラ、熱帯ニ近ヅク程重要ナ社會問題トナツテ居ル。就中農業ノ影響ハ最モ甚シク、合衆國農務省ノ調査ニ依レバ、るいじあなノ行屆イタ移民部落ニ於テ、1913 年 5 月カラ 7 月迄 74 人ノ小作民ハ 1,066 日ノ延日數ヲまらりや罹病ノ爲ニ失ヒ、此發病サイナクバ 60 家族デ同一ノ仕事ガ出來タ。實際ノ時間ノ空費 2,200 弗、能率ノ徒費 4,300 弗ニ達シタト報告サレテアル。土木工事ナドノ實施ニモ亦工程又ハ能率ニ影響スルコトガ夥シイ。

218. 蚊トまらりや及まらりやノ退治　廣ク全世界ニ分布サレテアルまらりやハ臨床的ニハ 3 日熱、4 日熱、惡性まらりや等可ナリ多樣ノ症狀ヲ呈スルガ、之等ノ病ヲ起ス病原蟲ノ方面カラ見レバ、人間ト蚊 (Anopheline mosquito) ヲ二ノ中間宿主トシテ發生スル微生物ナルまらりやぱらさいと (Malaria parasites) ハぷらすもぢゅむびばっくす (Plasmodium vivax)、ぷらすもぢゅむまらりえー (P. Malariae) 及ぷらすもぢゅむふぁるしぱらむ (P. falciparam) ノ 3 種ガ認メラレ、夫々 3 日熱 (tertian)、4 日熱 (quartan) 及熱帯 (惡性) (aestivo autumnal 又ハ sub-tertian 或ハ malignant) まらりやヲ惹起ス。まらりやハ一般ニ惡寒ヲ前驅トスル發熱ガ間歇的ニ起ルノガ特徵デ、經過ト共ニ貧血ヤ脾臟腫大ナドガ現ハレ、時トシテハ腦症ヤ惡性腸加答兒ナドガ合併病トシテ起ルコトモアル。

まらりやぱらさいとハ人體内デハ赤血球ノ中ニ摂息シ、無性生殖ヲ營ム。

其幼蟲ハ之ヲとろふぉぞいと (trophozoites)、成蟲ハしぞんと (schizonts) ト云ヒ、しぞんとハ成熟シテ 8 個乃至 24 個ノ小細胞ニ分裂シ、めろぞいと (merozoites) ト呼バレルモノニナル。外殻ガ破レルトキハ血液ノ中ニ放出サレテ新ナ血球ヲ破壞シテ以上ノ循環ヲ繰返ス。此無性發育ノ循環期ガ P. vivax カ 48 時間、P. falciparum ガ 24 時間乃至 48 時間、P. malariae ガ 72 時間ト言ハレテアル。

此增殖ガ行ハレテアル間ニ、ぱらさいとノ循環ニ他ノ樣相ガ現ハレル。卽チ之ガ有性生殖デ、**配偶母細胞**がめーとさいと (gametocytes) が生レ出デ、此母細胞ハ**雄性配偶子**みくろがめーとさいと (microgametocytes) 及**雌性配偶子**まくろがめーとさいと (macrogametocytes) トナツテ發展スル。以上ノ有性生殖ノ過程ハ蚊ノ體内ニ於テノミ完了サレルノデアツテ、あのふぇりん蚊ガ人ヲ螫セバ、其吸血ト同時ニ蚊ノ體内ニ入ツタ配偶子又ハ之カラ發育シタ**半月狀體**ハ蚊ノ胃ノ中ニ保タレ、胃ノ中デぱらさいとハ性的ニ成熟シテがめーとトナリ、**雌雄配偶子**トナル。而シテ雄性半月狀體ハ更ニ鞭毛形成ヲ行ヒ、蚊ノ胃内デ雌狀半月體ト接合シテ**蟲樣體**おーきねーと (ookinete) ヲ形ツクリ、或變化ノ後胃壁ノ上皮細胞ヲ貫イテ胃ノ上皮下組織内ニ**蟲樣嚢**おーさいすと (oocyste) ト呼バレルモノヲ形成スル。おーさいすとハ周圍ノ細胞カラ榮養ヲ攝リ、著シク發達ヲ遂ゲテ核分裂ヲ起シ、**胞子小體**すぽすろぞいと (sporozoites) ト呼バレル無數ノ有機物ガ出來上ル。



第四百五十一圖
まらりや原蟲ノ生活環

斯クシテ生熟シタ蟲樣體嚢カラ破レテ出來タ胞子小體ハ蚊ノ體腔内ニ遊離

シ、蚊身ノ種々ナ部分ニ循環移動シ、之ガ體腔ヲ通過シテ蚊ノ唾液腺ニ集マリ待機スルノハ恰カモ銃丸ヲ込メタ鐵砲ト同樣デアル。卽チ蚊ハ感染力ヲ有スル樣ニナリ、人ヲ刺咬ンデ人體內ニぷらすもぢゅむノ胞子小體ヲ注入スル樣ニナリ、まらりや感染ノ危險性第一步ヲ印スルノデアル。此すぽろぞいとハ赤血球ヲ貫キ、其生活環ガ始マル。第四百五十一圖ハ此生活環ヲ圖示シタモノデ、1 乃至 7 ハ無性生殖、1,2,3,4 ハ環狀體、5 ハあめーば狀體、6 ハ分裂前體しぞんと、7 ハ分裂小體めろぞいと、8 乃至 10 及 11 乃至 13 並ニ 14-20-1 ハ有性生殖、其內 8,9 ハ雄配偶子形成、10 ハ雄配偶子みくろがめーと、11,12 ハ雌配偶子形成、13 ハ雌配偶子まくろがめーと、14 ハ鞭毛形成及接合、15 ハ蟲樣體おーきねーと、16 ハ蚊ノ胃壁ノ上皮細胞ニ穿入スル蟲樣體、17 ハ蟲樣囊おーきすと、18 ハ胞子前體すぽろぷらすと、19 ハ胞子小體すぽろぞいとノ蚊ノ唾液腺侵入、20 ハ人體ニ注入サレル胞子小體ヲ表ハス。

斯クノ如クまらりやノ人體傳染ハ感染蚊ノ唾液腺中ノぷらすもぢゅむノ胞子小體ニ螫サレタ人體內ニ注入サレルコトニ依ツテ起ルモノデ、胞子小體ガ赤血球內ニ侵入シ、環狀體ヲ形ヅクル。環狀體ハ屢々1個乃至2個ノ色質顆粒ヲ有シ、血球內デ變形シテあめーば狀ノモノトナリ、分裂增殖ヲ行ヒ、15、16 カラ 18,19 ノ分裂小體トナルノデアル。7 マデハ無性的ノ生殖デ、分裂小體ハ赤血球ノ破壞ト同時ニ血漿中ニ放出サレ、各自新シイ赤血球ヲ求メテ之ニ侵入シ、再ビ他ノ環狀體ヲ形成スル。從ツテ赤血球ハ次第ニ破壞サレ、減少ノ一路ヲ辿ル。

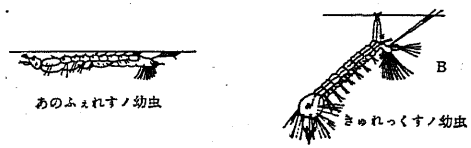
まらりやぱらさいとガ蚊ノ體內デ發育ヲ完了スルノハ溫度ニ依ツテ同一デナイガ、8 日乃至 14 日要カル。又人ガまらりや原蟲ヲ保有スル蚊ニ螫サレテまらりやニ罹リ、之ニ胃サレル迄ニ、ぱらさいとノ種類ヤ他ノ要素ニ依ツテ同ジデナイガ、9 日乃至 21 日位ヲ要スル。

あのふぇれす屬ノ蚊ハ和名「ハマダラカ」ト稱スルモノデ、其幼蟲ノ棲息場所ヤ卵、幼蟲及蛹ノ形態ニ於テモ他屬ノ蚊トハ異ツテ居テ明ニ區別サレル。成蟲ノ翅ハ黑色鱗片ノ集合カラ成ル斑紋ヲ有シ、其休止シタ姿勢ハ平面ニ對シテ 45° 以上ノ角度ヲ爲シ、後體部ヲ上方ニ揚ゲテ止ツテ居ル（第四百五十二圖 A）。



第四百五十二圖 A　蚊ノ休止姿勢

あのふぇれす屬ノ蚊ハ我國デモ可ナリ多種デ、大部分ハ臺灣デ發見サレル。內地デモ數種アルガ、之等ノ凡テガまらりやノ傳播ニ適スル譯デハナイ。我國ノ熱帶まらりやヲ傳播スルモノトシテ和名こがなはまだらかハ石垣島以南カラ臺灣ニカケ、南支那、印度支那及ふぃりっぴん以南ノ太平洋上ノ島々ニ繁殖シテ居リ、和名たんはまだらかナドモ危險ノ種類デ、之等2種ハ東洋ノ熱帶まらりや蚊ノ傳播者トシテ重要視サレ、支那大陸殊ニ南支ニモ多イト云ハレテアル。

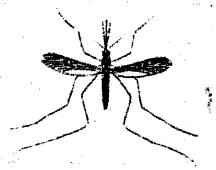


第四百五十二圖 B　まらりや蚊ノ幼蟲

蚊ノ刺咬ムノハ雌蚊デ、雄蚊ハ果實ヤ植物ノ汁液カラ食餌ヲ攝取シ、雌蚊ハ產卵ノ爲ニ血漿ヲ吸收スル。

外ノ蚊ト同ジク、あのふぇれす蚊ハ其發育ニ4ケノ明確ナ時代ガアリ、あのふぇれすノ卵ハ單ニ水面ニ產ミ附ケラレテ 2,3 ケ月ノ間ニぼうふら (larvae 又ハ migglers) ニ孵化スル。ぼうふら時代ハ溫度ヤ食物ニ依ツテ1週間又ハ以上續キ、此時代ガ完了スレバ蛹 (pupa) トナル。以上ハ皆水中ニ棲息シテ居ル。蛹時代ハ夏ノ溫度デ 2,3 日續キ、幼蟲 (adult) ガ發生スル。

まらりや蚊ノ發育ニハ必ズ日當リノ良イ水ヲ必要トスルガ、堰堤ハ水ヲ湛ヘテ、沿岸ハ水溫モ高タ且ツ水ガ停滯シテ居ル爲メ、蚊ノ發育溫床ヲ提供スル。從ツテ堰堤ノ設計、築造及運用ニハ**まらりや防止又ハ退治**ヲ考慮シナケレバナラナイ。



第四百五十二圖 C
あのふぇれす蚊

貯水池、溜池又ハ池塘、沮洳地及湖沼等ガ無カツタナラバ、まらりやハ小サナ衞生問題タルニ過ギナイダラウ。然シ以上ノ內地諸水ハ恐ルベキまらりや蚊ノ絕好ノ孵化場デ、更ニ水草類ハ水面ニ浮ビ、枯レタ植物、木皮、蘚苔ノ類モ亦あのふぇれす蚊ノ理想的孵化地タルヲ失ハナイ。貯水池ガまらりや蚊ノ發生ニ關係アルヲ初メテ知ツタノハ合衆國ノかーたー (Carter, H. R.) ノ研究ニ依ツタモノデ、ぶりゅーゑっとふぉーるす池 (Pont at Blewett's Falls, N. C.)、くーざ河 (Coosa River)、第十二號水閘、わーりあー河 (Warrier River in Alabama) ノ第十七號水閘ナドデ始メテ調査ヲ行ツタ。是レあらばま州ニ始メテ水力電氣用ノ貯水池ヲ設ケル際ニ、附近ノ住民ガ蚊ノ出現ノ爲ニまらりやノ發生ヲ來スコトヲ訴願シタ爲デアル。然シ裁判所デハ檢證ヲ行ツタガ、當時此問題ニ就イテハ知ルコトガ少ナカツタ。1914 年カラ 25 年迄合衆國衞生局デハ各地ノ貯水池ニ就イテ調査ヲ行ヒ、貯水ニ關スル凡テノ州規程ノ基礎ヲ作ツタ。此諸規程ハ 1915 年ニ早ク提案サレ、1921 年衞生局ノぐりふぃつ (Griffitts, T. H. D.) ハ始メ聯邦電力委員會ニ提出シタ規程ヲ州ニ提出シテ始メテあらばま及ばーぢにや兩州で州規程トシテ採用サレルニ至ツタ。あらばま規程ハ技術上合法ノモノト宣言サレ、1927 年再立法化サレタ。

規程ハあのふぇれす蚊ノ發生ニ好都合ナ狀態ヲ除去シ、又ハ其狀態ノ防止ヲ可能ナラシメルト云フ主義ノ上ニ立脚シテ、堰堤ヤ貯水池ノ設計及築造竝

ニ其運用ヲ考ヘナケレバナラナイトシテアル。あのふぇれす蚊ノ發生ニ好都合ナ狀態ト云フノハ (a) 一定ノ水位、(b) 細カイ浮游物又ハ他ノ屑類ノ蒐集、(c) 水草又ハ半水草ノぼうふらヲ保護スルモノ、(d) 最小ノ波動及 (e) 蚊及ぼうふらノ自然ノ敵ノ不在等デアル。孵化ハ通例沿岸ノ淺イ水中ニ起リ、殊ニ貯水池ノ曲浦入江又ハ支流ノ上流ニ起リ、生物平衡ガ成立ルス前、貯水ノ初年度頃最モ汎ク行ハレル。

適當ニ池內ヲ淨化スルコトハ根本的ニ必要デ、(1) 淸淨ナ水面及岸線ヲ保ツ爲ニハ伐裁切拂ヲ行ヒ、(2) 貯水池ニハ水位ガ變化スル樣ニ全流域ノ排水ヲ調節スル。

堰堤ノ設計ハ季節ニ依リ適當ナ變化ヲ週期的ニ起サシメル必要ガアリ、冬季及春季ハ最大ノ平均水位ヲ保チ、蚊ノ孵化ノ始ニ標準水位ニ其水位ヲ下ゲルノデアル。但シ雨量ノ變化ハ至ル所同一デナイカラ、劃一的ノ處置ハ六ケシイガ、概シテ水位ガ低クナレバ浮游物ハ乾揚ツテ比較的淸淨ナ岸線ガ得ラレル。又水位ヲ週期的ニ變化セシメルノハ、孵化ノ季間 1 週間又ハ 10 日ノ時間ヲ措イテ標準水位ノ下ニ池ノ水位ヲ下ゲルノヲ云フノデ、6、7、8、9 月ハ通例孵化ノ季節ニ屬シ、時トシテ 5 月及 10 月ヲ含ンデ居ル。此期間ハ水位ヲ變化スレバ水草及半水草ハ發育セズ、あのふぇれすぼうふらハ乾揚ツテ死滅スルカ、又ハ淸流ニ運去ラレ、自然ノ敵ノ食餌トナル。貯水池ニ依ツテハ雨ノ少ナイ夏期ニ於テ、徐々ニ水ヲ引出セバ、週期間ニ水位ヲ下ゲ及上ゲルノト同ジ目的ガ達シ得ラレル。

施工ノ段取又ハ功程ハ蚊ノ孵化スル月ニハ貯水シナイ樣ニ企劃スルヲ良シトスル。不淨ノ地域ニ徐々ニ水ヲ溜メレバ、蚊ノぼうふら撲滅法ヲ講ジテモ、倘著シク蚊ガ群生シタ例ガアル。貯水ニ好適ナ時期ハ秋又ハ冬デアル。浮草ノ類ハ此時期ニハ沈下シ、岸ニ集マリ、又ハ乾揚ガル。

貯水池敷地ヲ伐裁シテ氾濫サセレバ、蚊ノ驅除ヲ有效ニスルコトガ出來、凡テノ樹木ヲ除去シ、下草、枯木ヲ取除クコトモ必要デアル。有ラユル林藪ハ浮草ナドガ之ニ引懸カルカラ、除却スル方ガ良ク、水涯ノ植物ナドモ取除クヲ良シトスル。

高水位ト低水位ノ岸線ノ間ノ地域ハ丸太又ハ薪炭トシテ利用ノ出來ルモノノ外ハ低水位以下ノ淺イ區域ト同樣ニ一切雜木雜草等ヲ燒却スルヲ安全トスル。貯水池ノ深イ部分ニ在ル樹木ガ低水位以下ニ穿入スルナラバ、他日木ガ折レ朽チテ水面ニ浮ビ、流木浮草ナドヲ生ジ、まらりや防止ノ仕事ト相容レズ、舟運ニ障害ヲ及ボシ、水力發電ヲ妨害スルコトガアル。高水位岸線ノ上モ或ル程度迄伐裁燒却ヲ必要トスル。

水位ノ變化ノミデハあのふぇれす蚊ノ發生ヲ防グニ充分デナイ。少クモ貯水池周圍ノ１哩位ノ飛翔範圍內ノ家屋ハ網デ窓ヤ戸口ヲ掩フコトハ一般ニ安全デアル。

ぼうふら驅除法ハ主ニ石油カラ成ル油脂ニ種々ノ混合物及ぱりすぐりーんだすとナドガアル。石油及石油乳劑等ハ手動唧筒デ噴霧トシテ小舟端艇ニ取附ケ、更ニ壓氣噴霧槽ガ用ヒラレ、更ニ水油法トシテ石油ノ小舟ノ離心唧筒デ湖沼カラ吸揚ゲタ水ト共ニ物ニ振掛ケル樣ニナツタ。ぱりすぐりーん 5% ト消石灰 95% ヲ以テ蚊ヲ驅除スル法モアル。此藥品ハ亞砒酸銅ト醋酸銅ノ複鹽デ、綠色ノ粉末ヲ爲シ、ぼうふらニ對シテ有効デアル。又魚類食蟲動物等ノ外敵利用ノ生物學的驅除法モ行ハレテ居ル。

近來ハ蚊ノぼうふら驅除ト云フ樣ナ一時的方法ヨリモ、岸線カラ再發生ノ樹林ナドヲ伐裁スル樣ナ結果ノ永續スルモノガ推奬サレルニ至ツタ。

米國南方ノ水力電氣會社デハ其事業中ニまらりやノ侵入傳播ヲ防グ爲ノ努力ヲ惜マナイコトガ一般ノ政策トサレルニ至ツタ。嚴重ナ豫防法ガ住民ニ對

シテ行ハレ、一旦此病氣ニ罹カルモノガアレバ迅速果敢ナ防止處置ヲ採ツテ居ル。是レ工事中ノ健康狀態ガ勞働力ヲ減退セシメナイ許リデナク、貯水ノ後ニ癘疫ノ爲禍根ヲ殘サナイ樣ニスル社會政策ノ一法デ、其衞生省デハ Memorandum on Measures for the Control of Mosquito Nuisances in Great Britain (No. 238, Medecine, 1940) by Lieut.-Col. J. A. Sinton and Mr. P. G. Shute) ヲ出版シ、其退治ヲ國民ニ推奬シタ。中ニモ Anopheles maculipennis ハまらりやノ傳播種トシテ注目サレテアル。

まらりや患者ノ治療ニハ一般ニきにーね劑の投與ガ行ハレテ居リ、其外あてぶりんハ無性生殖期ノ原蟲ヲ殺シ、ぷらすもひんハ有性生殖期ノ原蟲ニ作用スル特性ヲ持ツテ居ル爲メ、兩者ノ併用ハ熱帶まらりやニ有効トサレテアル。

支那事變以來北支ニ派遣セラレタ我邦軍醫ノ研究ノ結果新藥あんちまらりえんナルモノヲ作ツテ、從來用ヒラレ來ツタぷらすもひんヲ遙カニ凌グモノヲ作リ得タト云ハレテアル。

第十八節 堰提ノ決潰

219. 堰堤ノ決潰 堰堤ハ一般ニ巨量ノ水ヲ瀦留スル處デ、其破壞ハ堰堤自身ノ築造費ノ損失ハ素ヨリ言フ迄モナク、決潰ノ爲ニ生命財產ノ被害ハ屢々巨額ニ上リ、其堰堤貯水池ノ利用ヲ失フ損害亦少ナカラザルヲ常トスル。勿論決潰ノ堰堤ハ工事中ノモノモ鮮ナカラズ、其設計ノ良否ヲ調査シ、破堤ノ性質狀態及原因ヲ知レバ前車ノ覆ルハ後車ノ戒トナリ、貴重ナ殷鑑ヲ得ルコトガ出來ル。今此ニ堰堤決潰ノ全豹ヲ擧ゲルコトハ困難デアルガ、重力式、被版、單拱、多拱、石塊及土堰堤ノ決潰ニ就キ其大綱ヲ略示スルコトヽスル。

220. 重力式堰堤ノ決潰 重力式堰堤決潰ノ原因ハ通例基礎ニ水ガ滲透侵

蝕シタリ、洪水ノ爲ニ溢水シタリ、結氷ノ爲ニ激衝撓曲ヲ生ジタリ、築堤ノ不適當ナドニ係ルモノデ、基礎ニ水ノ作用シタ原因ニ依ルモノガ最モ多ク、水ガ堤體基礎ナドヲ浸潤シテ終ニ管通スルニ至ツタモノヤ、水ノ浸潤ノ爲ニ基礎ノ摩擦ガ減少シタリ、基礎物質ノ浸潤軟化ヤ、更ニ基礎物質ノ侵蝕スルニ至ツテ決潰ヲ招イダモノガアル。又豫期セザル洪水ノ爲ニ溢水シテ破堤シタモノモ多ク、築堤材料ノ不良ヤ結氷ニ基ヅクモノモアル。以上堰堤決潰ノ跡ヲ通覽スレバ、基礎ノ設計ニ當リ調査ガ不充分ナ場合ヤ、河川流量ノ推定又ハ觀測ガ不完全デ、洪水流量ノ誤算ニ依ルモノ及結氷ノ影響ヤ結果ナドヲ調査シナカツタ場合ナドガアル。結氷ノ影響ハ其衝力ニ歸スルヲ普通トスルガ、堅イ結氷ノ場合ニハ轉覆もーめんとガ水位ノ昇降ニ伴ツテ起ルコトガ少クナイ。

重力堰堤破壞ノ狀態ハ石工ノ壓挫、基礎又ハ地平斷面上ノ堰堤滑動、堰堤ノ轉覆、基礎材料ノ壓挫、管通、軟化、滑動、侵蝕ナドデアル。其中轉覆ニ依ルモノ最モ多ク、基礎ノ滑動及侵蝕ナドモ殆ド之ニ匹敵シテ居ル。

第四十八表　充實重力式堰堤ノ決潰

堰　堤	位置	高サ m	決潰年次	決潰ノ原因	決潰ノ狀態	摘　要
1 St. Denis du Sig	佛　國	17.5	1858	基礎ノ軟化、漏水	轉　覆	中生代ノ泥灰岩ガ頁岩ヲ夾有、龜裂多シ
2 Habra	あるぢえーる	34	1881	構造不良	壓　縮	Wegmann "Design & Construction of Dam"
3 Grands Cheurfas	佛　國	30	1884	斷層滲水	基礎底拔	泥灰岩頁岩ノ互層背斜層、斷層
4 Housatonic	米　國	12	1891	基礎根洗	轉　覆	Jour. Elect. Vol. 44
5 Borizey	佛　國	22	1895	溢　水	轉　覆	Inst. C. E. Vol. 125
6 Los Angeles	米　國	16	1895	基礎通管	基礎ヲ洗ヒ堰堤陵夷	Jour. E ect. Vol. 44
7 St. Anthony Falls.	〃	6	1899	氷　壓	滑　動	Eng. Rec. May 13, 1899
8 Colorado	〃	16	1900	溢　水	滑　動	Eng. N. R. Mar. 22, 1928

堰　堤	位置	高サ m	決潰年次	決潰ノ原因	決潰ノ狀態	摘　要
9 Anderson	米　國	13	1902	溢　水	轉　覆	Eng. N. R. Mar. 22, 1928
10 Columbus	〃	12	1902	溢　水	轉　覆	〃　〃
11 Lower Tallassee	〃	9	1902	溢　水	轉　覆	〃　〃
12 Austin	〃	15	1911	基礎管通	滑　動	〃　〃
13 Elwha	〃	32	1912	滲　透	滑　動	砂礫層
14 Port Angeles	〃	34	1912	基礎管通	基礎ヲ洗ヒ堰堤依然	Eng. N. R. Mar. 22, 1928
15 Rockport	〃	....	1912	氷　壓	轉　覆	Eng. Rec. June 22, 1912
16 Lincoln Pond	〃	8	1912	基礎滑力	滑　動	Eng. N. June 6, 1912
17 Bow River	加奈多	....	1912	氷　壓	基礎ヲ洗ヒ堰堤陵夷	Eng. Rec. Oct. 5, 1912
18 Lake Gleno	伊太利	44	1923	築造不完全	壓　縮	Wegmann, "Design &c." 重力及多拱
19 Dolgarrog	英　國	6	1926	構造及基礎不完全	基礎ヲ洗ヒ堰堤陵夷	Eng. N. R. Mar. 22, 1928
20 St. Francis	米　國	63	1928	基礎水壓ノ爲メ軟化	〃	〃　〃

221. **被版堰堤ノ決潰**　被版堰堤ハ比較的近代ノ創設ニ係リ、こんくりーとモ其築造漸ク精巧ヲ加ヘ、設計モ巧妙ニ赴キツヽアル。此種堰堤決潰ノ原因ハ管通ニ基ヅクモノデ、堰堤下ニ水ノ滲透スル徑路短ク、屢々止水構造ノ困難カラ、深サモ著シク大ナル滲透性基礎ニ築造セラレル。

第四十九表　被版堰堤ノ決潰

堰　堤	位置	高サ m	決潰年次	決潰ノ原因	決潰ノ狀態	摘　要
1 Ashley	米　國	12	1909	基礎ノ管通	滑　動	Eng. N. April 1, 1909
2 Canaseraga Creek	〃	....	1909	〃	〃	Eng. R. Jan. 1, 1910
3 Janesville	〃	....	1912	〃	基礎洗ハレ構造物破損セズ	Eng. R. Jan. 13, 1914
4 Stony River	〃	15	1914	〃	滑　動	Eng. N. Jan. 22, 1914
5 Plattsburg	〃	29	1916	〃	基礎洗ハレ堰堤一部陵夷	Eng. N. June 8, 1916

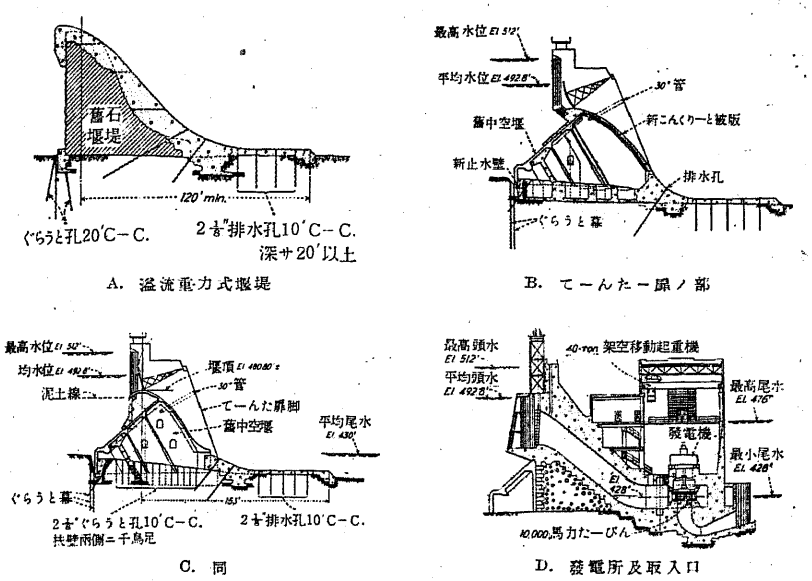
以上ノ理由カラ其決潰ハ主トシテ基礎ニ始マリ、次イデ堤體自身ノ破壞ヲ招イタモノガアル。

222. 米國おーすちん堰堤ノ決潰ト其復舊　米國てきさす州下ころらど河ニ水力發電ト洪水抑制ノ目的ヲ以テ作ラレタおーすちん堰堤 (Austin Dam) ハ 1893 年ニ成リ、當時世界最大ノこんくりーと堰堤デアツタガ、1900 年ニ決潰シタ。其後 11 年再築ヲ企テ、1915 年ニ完成シタガ、同年洪水ノ爲ニ一部ノ破壞ヲ招ギ、局部的破損ガ續イテ起ツタ爲メ、1938 年下ころらど河委員會ハ其收拾ヲ企テ、ころらど河改修ノ第四堰堤トシテ復舊工事ヲ始メタ。即チ本堰堤ハ 50 年中 40 年間ハ決潰復舊ノ爲ニ費サレ、漸クニシテ滲透侵蝕性ノ基礎ニぐらうちんぐヲ施工シ、こんくりーとノ水叩及堰堤上部構造ヲ强化シ、洪水路ヲ增シテ再ビころらど河畔ニ其偉容ヲ示スニ至ツタ。

堰堤ノ舊位置ヲ新堰堤ニ用ヒタノハぶはなん及まーしゃるふぉーるど貯水池ノ下流ニ在ツテ、充分ナ電力ガ得ラレル爲メ、復舊ガ容易デアツタ爲デアル。此箇所ノ下ハ谿谷頓ニ開ケテ、築堤工費著シク增加スベク、又其上流部ノ地質ノ狀態ハ舊堤ノ下ニ比シテ改善シテナカツタ。最後ニ地下調査ヤ斷層安定ノ方法ナドハ大ニ改善セラレ、堰堤築造ノ方法及工具ハ亦非常ニ進步シタト同時ニ舊堤ノ一部ヲ復活利用スル方針ヲ以テ、舊位置ニ復舊工事ヲ行フコトトナツタ。

第四百五十三圖 A ニ示スガ如ク、在來ノ石堰堤ニ 3 呎丈ケ嵩上ヲ施シテ發電ノ爲ノ全水頭 62.8 呎トシ、在來ノ堰堤ノ斷面ヲ削取ツテ下流側ニ補强嚙合ハセタ。石工トこんくりーとノ間ノ接手ノ處ニ排水管ヲ設ケテ漏水ノ爲ニ起ル水壓ヲ妨ゲ、充分ナ目地ヲ作ツテ全構造ヲ單塊堅實ノモノトシタ。又附加ヘタこんくりーとノ部分ハ岩盤ノ中ニ楔込マセテ滑動ヲ妨ゲタ。

中空堰堤ノ破壞シタ部分ハ B ニ示シタ樣ニシテ復舊シタ。心々 20 呎ノ



A. 溢流重力式堰堤　　B. てーんたー扉ノ部

C. 同　　D. 發電所及取入口

第四百五十三圖　おーすちん堰堤ノ復舊

中空堰堤ノ破壞シタ扶壁ハ新ニ作ツタ下流部ニ接續シテ滑動ヲ防ギ、且ツ新ニ下流側被版ヲ加ヘ、上流被版ヲ補强シ、凡ベテノ扶壁ヲ悉ク根繼ギシ、及心々 60 呎、厚サ 9 呎ノ壁脚ヲ作ツテ、51′×18′ てーんたー扉 4 連ノ被套ヲ支ヘタ。

中空堰堤ノ右部ハ C ニ示ス樣ニ復舊シタ、此部分ハ心々 20 呎ノ扶壁ヲ根繼ギシ、且ツ滑動ニ對シテ支持シ、上流側ノ被版ヲ補强シ、心々 60 呎、厚サ 9 呎ノ壁脚ヲ全中空堰ヲ通シテ作リ、51′×12′ ノてーんたー扉 5 連ヲ支ヘシメタ。前ニ述ベタ部分ト同ジク、厚イこんくりーとノ水叩ヲ作ツテ堰堤下流ノ岩盤侵蝕ニ備ヘタ。

中空堰ノ右(東)端ニ水力渠ノ取入口及發電所ヲ作ツタ。1893 年堰堤ノ一部ガ非溢流重力式トシテ利用サレ、此ニ水壓管ヲ設ケタ。D ハ即チ此部分ノ

横斷面デアル。水力發電ハ全然新シイ設備デ、110 呎ニ達スル非常ニ高イ發電所ハ水力ヲ低ク据付ケ、高イ尾水ニ對シテ發電所ヲ保護シ、且ツ之ニ接近シ得ル樣ニスル必要カラ起ツタモノデアル。調節シ得ベキ翼ヲ有スルぷろぺらー水車ノ Newport News 型ノ 1 萬馬力 2臺ヲ備ヘテアル。

堰堤ノ發電所カラ東 300 呎ニ土堰堤ヲ作ツタガ、1893 年及 1915 年ノ舊調節門ヲ利用シテ心壁ニ充テタモノデアル。

基礎ニハこんくりーとノ止水壁ヲ作リ、且ツ充實堰ト中空堰ノ上流緣ニ沿ウテぐらうちんぐヲ廣ク施シタ。又土堰堤ノ心壁ニ沿ウテモぐらうちんぐヲ施シタ。此ぐらうちんぐト止水壁ハ堰堤ノ基礎ヲ水流ニ對シテ比較的不滲透ナラシメタ。1893 年ニハぐらうちんぐヲ施サナカツタシ、1915 年ニハ唯淺イぐらうちんぐヲ用ヒタニ過ギナカツタ。1938-39 年復舊工事前ニ充分地下ノ探索ヲ行ツタ所ガ廣汎ナぐらうちんぐガ必要デアルコトヲ示シタ。

以上ノ工費 3,200,000 弗デアル。

223. 單拱堰堤ノ決潰 單拱ハ大部分近代的ノ築造デアル爲メ、其決潰ハ甚ダ少イ。偶々其ノ決潰シタモノヽ跡ヲ尋ネテ見ルニ、基礎ノ管通及侵蝕ニ依ルモノガ最モ多イ原因デアル。又側壁ノ下ノ基礎ガ洗ハレテ、主構造物ガ反ツテ殘存シタ例モアル。

第五十表 單拱堰堤ノ決潰

堰堤	位置	高サ (m)	決潰年次	決潰原因	決潰ノ狀態	摘要
1 Moyie River	米國	16	1925	側壁下ノ管通	基礎洗ハレ、主構造物殘存	
2 Lake Lanier	〃	19	1926	側壁下基礎破壞	〃	

224. 多拱堰堤ノ決潰 此種堰堤ノ作ラレタモノガ從來甚ダ少ナカツタ爲メ、其決潰ノ事實モ亦非常ニ少ナイ。

設計及築造ノ缺陷ハ未ダ此種ノ堰堤ノ決潰ノ原因トハ認メルコトガ出來ナイ。恐クハ被版堰堤破壞ノ原因ヤ狀態ト同ジモノガ有ルダラウ。

第五十一表 多拱堰堤ノ決潰

堰堤	位置	高サ m	決潰年次	決潰ノ原因	決潰ノ狀態	摘要
Lake Gleno	伊太利	44	1923	設計築造ノ不完全	滑動及陵夷	Wegmann "Desige & Construction of Dams"

225. 石塊堰堤ノ決潰 石塊堰堤ノ築造ハ一般ニ古イ。從ツテ堰堤築造ノ理論が充分進歩シテ居ラナカツタトモ言ヘル。其決潰ノ大部分ハ溢水ニ依ツタモノデ、最大洪水量ノ調査ヤ智識ガ不充分デアツタモノガ多イ。從ツテ又其決潰ハ餘水吐ノ容量ヲ大キクシ、且ツ露高ヲタツプリ取リ置クベキコトヲ示唆シテ居ル。

石塊堰堤ノ決潰ハ水ノ爲ニ洗ハレタ爲デアル。即チ石塊堰堤ヲ越エ、又ハ之ヲ通シテ水ガ侵蝕的流速ニ達スレバ此堰堤ハ完全ニ決潰スル場合ガ多イ。

第五十二表 石塊堰堤ノ決潰

堰堤	位置	高サ m	決潰年次	決潰ノ原因	決潰ノ狀態	摘要
1 English	米國	40	1883	溢水	堰堤洗ハル	Schuyler, J. D. "Reservoirs"
2 Walnut Grove	〃	34	1890	〃	〃	Wegmann "Design & Construction of Dams"
3 Lake Avalon	〃	18	1893	〃	〃	Merriman & Wiggin "American Civil Engineer's Pocket Book"
4 〃	〃	19	1904	動物ノ孔開ケ	〃	〃
5 Zani	〃	21	1909	基礎不完全	堰堤洗ハル且ツ沈下	Eng. News. July 15, 1909
6 Lower Otay	〃	40	1916	溢水	堰堤洗ハル	Eng. New. Feb. 3, 1916 〃 17, 〃

226. 土堰堤ノ決潰 土堰堤ノ低イモノハ從來甚ダ多ク、殊ニ我國デハ灌漑用ノ溜池ハ殆ド全部ト云ツテモ良イ程低イ土堰堤デアツテ、所謂溜池ト稱

スルモノハ低イ土堰堤ニ圍マレ又ハ其一部ヲ包ンダモノデ、其決潰ノ例ハ算ヘルニ堪ヘナイ程多イ。而シテ**其最モ普通ナ原因ハ溢水デアル**。石塊堰堤ト同ジク、土堰堤ニ於テ水ガ堤頂ヨリ高クナレバ築堤ノ侵蝕ガ速ク、水位ノ降下ガ遲ク、堰堤ノ決潰ハ百發百中ノ觀ガアリ、唯土堰堤ノ場合ニ然ラザルコトアルノミダ。**他ノ原因ハ築堤ノ中ニ導管ヲ埋設スル爲ニ起ル**モノデ、成ルベク盛土ヨリハ切取ノ中ニ、又ハ築堤ノ部分ヨリハ地山ノ中ニ導管又ハ引出管ヲ埋設スルヲ得策トスル。且ツ又導管ノ周圍ニハ環金又ハ鍔ヲ數多ク設ケ、且ツ大サヲ大ナラシメルガ安全デアル。勿論此種ノ引出口ニハ充分ニ粘土ヲ捲キ、且ツ埋戻シノ土ヲ充分搗固メナケレバナラナイ。

土堰堤決潰ノ狀態ハ侵蝕又ハ洗掘デ、之ハ其築造材料ノ土デアルコトカラ免レルコトハ出來ナイ。

土堰堤殊ニ水締法デ作ツタモノハ工事中ニ決潰シタモノガ多イ。法リガ急ニ失スレバ水締法デ作ツタ土堰堤ハ內部ノ液壓ノ爲ニ滑動ヲ生ジ、輾壓法デ作ツタモノハ材料ノ過粘性ノ爲ニ滑動ヲ生ジテ失敗ヲ招イダ。水締法ノ外ハ

第五十三表　土堰堤ノ決潰

堰　堤	位置	高サ m	決潰年次	決潰ノ原因	決潰ノ狀態	摘　要
1 Johnstown	米國	23	1889	溢　水	洗　掘	Eng. Rec. June 8 & 15, 1889
2 Scotsdale	〃	18	1904	堤土ノ飽和	〃	〃　Aug. 4, 1904
3 Ketterling	英國	14	1905	粘土羽金ノ沈下	〃	〃　Sept. 30, 1905
4 Zuni Black Rock	米國	21	1909	堰堤ノ穿掘	〃	〃　Dec. 2, 1909
5 Lebanon	〃	…	1912	堤土ノ軟化	〃	〃　Aug. 24, 1912
6 Horse Creek	〃	20	1914	堤下ノ滲透	〃	〃　Feb. 14, 1914
7 Hebron	〃	17	1914	鼠孔ヨリ漏水	〃	……
8 Turlock Irrig. District	〃	12	1914	引出口ヨリ漏水	〃	Eng. Rec. July 9, 1914

工事中ニ破壞ヲ來シタコトハ殆ドナイ。從ツテ堰堤面ノ下ニハ稍々粗イ、又稍々粗鬆ナ材料ヲ用ヒルヲ良シトスル。輾壓型デハ粘土質ノ且ツ細カイ物質ヲ堰堤ノ中央ニ置クコトヲ制限シテ稍々粗イ材料ヲ表面下ニ用ヒ、且ツ水ヲ多ク用ヒナイ樣ニスレバ滑動ヲ防グコトガ出來ル。

227. 陸中尾去澤鑛山中之澤堰堤ノ決潰　本堰堤ハ鑛山ノふろーてーしょん又ハ浮揚選鑛法ニ依ル廢棄鑛滓ヲ沈澱堆積セシメ、之ヲ扞止スル目的ヲ以テ作ラレタモノデ、鑛滓ハ1方糎 6,200 孔篩ノ通過量約 50% ニ達スル微粒子カラ成リ、略等量ノ水分ヲ含ミ、泥流トシテ廢棄セラレル。此鑛滓ハ喞筒、鐵管又ハ木樋ニ依ツテ選鑛場カラ堰堤附近ニ流送セラレ、堰堤ニ沿ウテ之ヲ放流シ、比較的粗粒ノモノハ堰堤ニ近ク堆積セシメテ堤體ノ補强ニ利用シ、微粒ノモノハ水分ト共ニ沈澱池ノ上流部ニ瀦溜セシメ、上澄水ヲ上澄水管ニ依リ沈澱池外ニ排送シテ居ツタ。

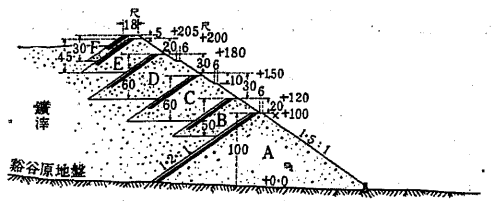
本堰堤ノ築造材料ハ徑 10 糎乃至 15 糎ノ選鑛場手選廢石ニ徑 0.3 糎位ノ鑛砂又ハ滓ヲ混入シタモノデ、土運車デ之ヲ現場ニ近ク運搬シ、假設棧橋ノ上カラ之ヲ投棄シテ豫定ノ形ニ積上ゲ、別ニ搗固又ハ輾壓ヲ行ハナカツタ。又上流側法面ニハ厚サ約 90 糎ニ粘土ヲ貼リ、入念ニ蛸搗ヲ行ツタ。嵩上部分ニ就イテハ鑛滓堆積面以上ニ粘土貼リヲ施シタ。

斯クシテ沈澱池ノ底ニハ前記ノ排泥ガ漸次堆積シテ堰堤ヲ埋沒セントシタ爲メ、以後5回ニ亘ツテ堰堤ノ嵩上又ハ繼足ヲ行ツタ。決潰當時ノ排泥量ハ1日約 1,000屯デアツタ。今堰堤增築ノ順序ヲ擧ゲレバ次ノ如クデアル。

部　分	高サ（尺）	着　工	竣　功	備　考
原　堰　堤	100	昭和 6年 4月	昭和 7年 3月	斷面圖 A
第一回嵩上	20	7　4	7　9	〃 B
第二回嵩上	30	7　10	8　10	〃 C

部　分	高サ（尺）	着　工	竣　功	備　考
第三回嵩上	30	昭和 9 年 4 月	昭和 9 年 11 月	斷面圖 D
第四回嵩上	20	10　4	10　11	〃　E
第五回嵩上	5	11　6	11　9	〃　F
合　計	205			

法リハ各部分トモ下流側 1.5 割、上流側 1.2 割位デアリ、天端ノ幅約 18 尺デ堰堤ノ長サハ第 5 回嵩上竣工後ニ於テ約 780 尺、沈澱池面積ハ決潰當時約 13,900 坪。



第四百五十四圖　尾去澤中之澤堰堤決潰前横斷面圖

斯クシテ鑛滓ガ相當ノ高サニ堆積シタ場合ニ、既設ノ堰堤天端、上流側ノ法面及上述ノ堆積シタ鑛滓上ニ同樣ノ工法デ同一ノ材料ヲ以テ嵩上ヲ行ツタモノデ、斷面圖ニハ鑛滓ト堰堤嵩上部分トハ截然タル成層面ヲ爲シテ居ルケレドモ、事實ハ多量ノ築造材料ガ鑛滓中ニ混入シ、其間ニ水平成層面ヲ想定スルコトハ困難デアル。

然ルニ昭和 11 年 9 月 25 日**原堰堤ト第一回嵩上部分トノ境界線ニ沿ヒ、堰堤中央ヨリ稍々北寄ノ箇所ヨリ漏水アル**ヲ發見シタ。之ニ對スル應急措置トシテハ以上漏水個所ニ對應スル堰堤內側ニ特ニ盛ニ排泥ヲ行ヒ、水溜ヲ堰堤ヨリ遠ケルコトニ依リテ漏水ヲ防止シタ。

更ニ昭和 11 年 10 月 30 日略々前回ト同一ノ箇所ヨリ漏水ガアツタノデ、此場合ニモ前回同樣ノ應急措置ニ依ツテ漏水ヲ防止シタ。

昭和 11 年 11 月 20 日午前 1 時半頃前 2 回ト略ボ同一ノ箇所カラ漏水シ、堰堤下流側法面ノ一部崩潰シタコトヲ發見シタ爲メ、午前 2 時半乃至

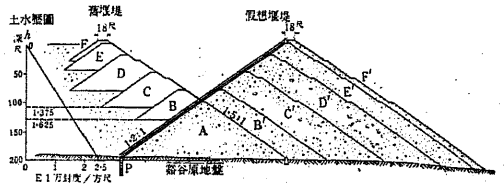
3 時半各係員現場ニ參集シ、直チニ選鑛場ヨリノ送泥ヲ中止スルト共ニ、沈澱池ニ瀦溜シタ水ノ排除及漏水個所ノ應急修理ニ努メタケレドモ、漏水益々甚シク、法面ノ崩壞亦愈々增大シ、遂ニ午前 3 時 50 分頃堰堤ノ約中央部ハ大決潰ヲ生ジ、鑛滓ノ流失ヲ見ルニ至ツタ。次イデ午前 4 時半頃第 2 回目ノ大崩壞ヲ來シ、堤體築造土石及堆積鑛滓ハ一大泥流ト化シテ中之澤ニ奔流スルニ至ツタ。

前後 2 回ノ崩壞ニ依リ、堰堤ノ殆ド全部ト沈澱池ニ堆積シタ鑛滓ノ約 5 分ノ 1 トハ、谿谷ノ下流ニ奔流シテ尾去澤町ヲ掃蕩シ、家屋ノ流失半壞及死傷ヲ生ズルト同時ニ、泥流ハ米代川ニ流出シテ之ヲ堰止メ、水位ノ上昇ハ約 3 米ニ達シ、對岸花輪町ハ一時氾濫浸水ノ危險ニ陷ツタ。其家屋ノ被害ハ鑛山社宅 134 戶、私宅 118 戶、公共建築 6 戶、計 253 戶ヲ流失シ、鑛山社宅 25 戶、私宅 10 戶、計 35 戶ヲ半壞シタ。又死者 362 名內行方不明 13 名、負傷 78 名、死傷合計 440 名ノ多キニ達シタ。

決潰ノ原因ハ鑛山地方ニ通有ナル此種堰堤ノ缺陷ヲ含ンデ居リ、後車ノ覆ル戒ト爲スベキモノガアル。抑モ原堰堤 A ニシテモ亦順次嵩上セラレタ B, C, D, E 及 F ニシテモ築堤材料カラ見レバ、廢石ト滓トノ混入シタ堰堤デ、石塊堰堤 Rock fill dam) 又ハ混土石塊堰堤 (Earth & rock fill dam) トデモ云フベキモノデ、決シテ純粹ナ土堰堤ノ範疇ニ屬シナイ。從ツテ土堰堤デアツテモ水ノ滲透ヲ止メル止水壁又ハ心壁ヲ堤ノ中央又ハ其他ノ處ニ設ケナケレバナラナイ。況ンヤ石塊堰堤又ハ混土石塊堰堤トナレバ、此種高イ堰堤ニ完全ナ心壁ヲ設ケナクテハ、水ノ滲透ヲ免レ得ナイノハ言フマデモナイ。上流側法面ニ粘土約 3 尺ヲ貼ツテ入念ニ蛸搗ヲ行ツタガ、嵩上部分ハ其底ノ一部ハ勿論如何ナル防滲ノ設備ヲモ施シテ居ナイカラ、其法面ハ粘土ヲ貼ツテアツテモ、側面ニ堆積シタ鑛滓カラ水分ハ底ヲ通シテ滲透スルコトハ見エ透

イテ居ル。是レ本堰堤ノ大缺陷ノ一デアル。搗固、輾壓ヲ行ヒ、且ツ薄イ層々ニシテ築上ゲル等ノ周到ナ注意ヲ拂ハナカツタ爲メ亦原堰堤及嵩上堤ヲ脆弱ナ構造トシタコトハ爭フ餘地ハナイ。水締土堰堤トスルハ廢石ガ餘リニ大キク、土砂ガ餘リニ少イ。

第二ノ缺陷ハ嵩上ヲシタ部分ガ次々ニ既設ノ舊堰堤ノ上ニ其上流側ニ繼足サレタコトデアル。之ガ若シ直高 205′ ノ混土石塊堰堤ガ始カラ作ラレタトスレバ（米國ノきゃらべらす堰堤ノ如ク）法ナドモ下流側ニ於テ 2 割乃至 3 割ト爲サルベク、若干ノ犬走又ハ小段ヲ設ケテ、大體第四百五十五圖ノ樣ナ斷面ガ與ヘラレ、且ツ止水壁ヲ設ケナケレバナラナカツタ。然シ次々ニ嵩上ヲスルトナレバ B, C 等ハ熟レモ前堰堤ノ上流側ニ於テセズ下流側ニ於テシ、且ツ上流側法面ノ防滲工事ヲ非常ニ入念ニ行ツタナラバ、嵩上ノ部分ニ對シテハ止水壁ヲ設ケナクトモ、充分滲透ヲ防ギ得タコトト思フ。勿論此ノ場合ニハ原堰堤 A ノ堤脚 P ニハ初メカラ完全ナ防滲工ヲ施シ、粘土又ハこんくりーとナドデ原地盤ニ切込ンデ置ク必要ガアル。斯クシテ嵩上堰堤ハ皆之ヲ下流側ニ於テ施工シ、最後ノ第五回目ノ嵩上モ亦同樣ニスレバ、勿論適當ナ小段ヲ設ケルコトハ必要デ、最後ニ大キナ斷面ノ堰堤ガ得ラレテモ安全デアル筈デアル。鑛滓ノ空隙率ハドノ位デアルカ精密ナ數字ハ不明デアルケレドモ、恐クハ 3 割內外カ或ハモツト少イモノデナイカト思ハレル。此空隙率ニ對シテ略等量ノ水ヲ含ムコトカラ考ヘテ見レバ、所謂鑛滓ナルモノハ下層ニ於テ多分比重 2.5 乃至 3 位ノ泥水ト考ヘルコトガ出來ル。但シ堰堤ニ依ツテ扞止セラレタ泥水又ハ鑛滓ハ其



第四百五十五圖　舊堰堤及假想堰堤斷面竝ニ土水壓圖

下層ガ早ク濃厚又ハ固マリツヽアツテ、上層ハ殆ド稀薄ナ泥水デアルカラ、其比量ヲ 1.6 トシテ、下層ヲ 2.5 トシ、其水土壓ヲ描イテ見レバ第四百五十五圖ニ示スガ如クデアル。以上ノ如キ見地カラ實施サレタ繼足堰堤ノ最モ抵抗力ノ弱イ部分ハ B ノ底カラ滲透シテ A ノ馬踏、B ノ嵩上ノ附近デアルコトガ推定セラレル。又此種ノ堰堤ヲ兩側ノ山腹ノ間ニ架セラレタ 1 個ノ梁ト想像スルコトハ稍々比疇ヲ失シタモノト考ヘラレルガ、尙水壓及土壓ヲ受ケタ前記ノ堰堤ガ兩側ノ附着ガ充分デアツタナラバ其中央部附近ガ最大ノ彎曲ヲ受ケル道理デアル。第一回ノ漏水モ第二回ノ漏水モ、亦最後ノ決潰前ノ漏水モ、皆當初築造セラレタ原堰堤ト、第一回嵩上部分ノ境界線ニ沿ヒ堰堤中央ヨリ稍々北寄ノ箇所ヨリ漏水シタノハ、前ニ述ベタ推定ノ略ボ的中シテ居ルコトヲ示シテ居ル。但シ堰堤ノ眞中ト稍々北寄ノ個所トノ差異ハ地形ヤ土質又ハ堤土ノ材料等ノ相違カラ起ツタモノデアラウ。

此外排水管ガ不完全デアツタトカ、地山ノ湧水ヲ處理スルコトガ不完全デアルトカ、鑛滓排瀉方法ガ不適當デアツタトカナドノ原因モ堰堤調査小委員會ノ調査トシテ擧ゲラレテアルガ、根本ノ 2 大原因ハ上ニ擧ゲタ樣ナモノデアルト思フ。

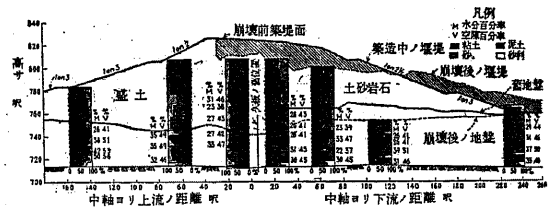
第五十四表　舊堰堤及假想堰堤斷面積比較表

舊堰堤斷面積		假想堰堤斷面積		批　要
A	15,300 方尺	A′	15,300 方尺	$\frac{62.0}{29.7}=2.09$
B	2,700	B′	6,900	
C	4,485	C′	12,315	又ハ
D	4,485	D′	13,940	$\frac{29.7}{62.0}=0.48$
E	2,250	E′	10,620	
F	461	F′	2.948	
合　計	29,681		62,023	

前圖ニ於テ順次行ツタ嵩上ヲ從來ノ如ク姑息彌縫的ニ繼足シタモノト、之ヲ逐次下流側ニ嵩上ヲシタモノトヲ比較スレバ第五十四表ノ如クデアル。但シ土堰堤トシテモ土石堰堤トシテモ上流側ノ法リ 1.2 割及下流側ノ法リ 1.5 割ハ共ニ急ニ過ギテ居リ、其小段ノ幅及間隔ノ如キモ亦稍々狹ク且ツ粗ニ失スルノ恨ミガアル。然シ今ハ法リ小段等ハ從來ノ儘ニシテ、唯嵩上ヲ順次上流ニ於テシタモノト下流ニ於テシタモノトヲ比較スルニ止メタ。之ニ依ツテ見レバ斷面積ニ於テ在來ノ堰堤ハ必要斷面ノ半分ニ滿タナイ。

又土壓ノ强度ヲ $E=\frac{1}{2}\gamma h$、泥土ノ重量 $\gamma=2.0\,t/m^3$、h ヲ高サ (m) トシ、A 堰堤ノ底部附近ノ土壓ヲ計算スレバ $h=60\,m$ トシテ $E=\frac{1}{2}\times2\times60=60\,t/m^2$ トナリ、B 堰堤ノ底ニ近ク、$h=40\,m$ トシテ $E=\frac{1}{2}\times2\times40=40t/m^2$ トナル。卽チ前者ハ每方米 60 噸トナリ、後者ハ每方米 40 噸ニ近イ。但シ C 堰堤ノ底ニ於テハ土壓ノ强サハ $E=\frac{1}{2}\times2\times33.3=33.3\,t/m^2$ デ、30 噸ヲ越エルニ過ギナイ。卽チ普通ノ推定ニ從ヘバ B ト A 兩堰堤ノ接觸面ノ邊ガ最モ脆弱ナ部分デ、橫斷面デハ A ノ馬踏、B ノ右方法尻附近ノ邊ガ先ヅ漏水ヲ見タ理由ハ之デ充分說明サレル。

228. 米國まーしゃる土堰堤ノ決潰ト其再築　米國かんさす州ノまーしゃるくりーく (Marshall Creek) 土堰堤ハ 1937 年 9 月未ダ全部出來上ラナイ中ニ崩壞シタ。堤頂ノ長サ 1,480 呎、河底ヨリ高イコト 90′、其決潰シタ部分ハ長サ 700′ 許リノ中央部下流側デアル。堰堤ノ崩壞ハ其通有ノ現象トモ云フベキ狀態ヲ以テ、堰堤ノ中心線ニ近ク下流側ニ沈下シ、堤脚ニ近ク隆起シタ。其堤頂ニ沿ウテ竪ノ



第四百五十六圖　まーしゃる堰堤崩壞前後土質橫斷面圖

沈下ハ凡ソ 47′ デ、下流側法面ノ上犬走ハ凡ソ 32′ 北ニ動キ 12′ 下ツタ。但シ下犬走ハ 48′ 移動シタガ、其高サハ變ハラナカツタ。堰堤ノ下流地盤ハ原地盤ヨリ 14′ 乃至 20′ 隆起シ、崩壞後下流側ノ法面ハ 7:1 トナツタ。

崩壞線ハ堰堤ノ軸ニ平行シテ長サ 500′ ニ達シ、更ニ輻射狀ヲ爲シテ下流側ノ堤脚ニ及ンデ居ル。第二ノ崩壞區域ハ同樣ナ弦月形ヲ爲シテ上ノ犬走ノ附近ニ在ツタ。最大沈下ノ區域ニ於ケル破壞面ハ殆ド垂直デ、堰堤崩壞時ニ於ケル貯水量ハ甚ダ少ク、+770′ ニ達シタニ過ギナイ。

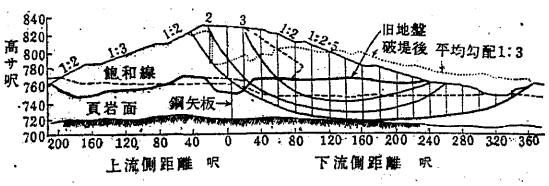
堰堤ハ石灰岩峽谷ヲ基岩トシテ、其上ニ沖積層ヲ以テ被覆シタ處ニ構築シタモノデ、兩側壁ノ下ニハ石灰岩ト頁岩ガ殆ド地平層ヲ成シテ居ル。是等兩種ノ岩ハ其風化ヲ受ケザル狀態ニ硬イ。斷層モ現レテヰク、堰堤崩壞ノ原因ヲ岩盤ニ見出スコトハ出來ナイ。風ニ依ツテ齎サレタ壤塊ガ最大 50′ ノ厚サデ堰堤ノ軸上ヲ右側壁上ノ岩盤ヲ覆ウテ居ル。谷底ニハ粘土及泥カラ成ル土ガ斷續混合シテ居ル。從ツテ底土ハ壤塊ト風化シタ頁岩及石灰岩ガ高地カラ侵蝕サレテ流サレ來リ、樣々ニ混合シタモノデアル。

築堤上ニ 100′ 乃至 200′ ノ間隔ヲ以テ、及ビ堰堤カラ 700′ ノ上流ニ谿谷ノ中ニ、調査ノ爲メ孔ヲ穿ツテ土砂ノ試料ヲ掘上ゲ、其性能ヲ調査シタ。之ニハ土ノ機械分析ヲ行ヒ、水分ヤ空隙ノ百分率ヲ測リ、土砂ノ粒徑ヲ測ツテ粘土及泥、砂ノ比率ヲ知ツタ。之ニ依レバ堰堤ノ基礎ニハ粘土ヲ含ムコトガ多ク、粒徑 0.005 粍以內ノ粘土 40 乃至 50% ヲ含ム土ガ隨處ニ見出サレ、80% ノ粘土ヲ含ム部分サヘ下流側ニ見出サレタ。又基礎ノ土ハ 12 月 18 日漸增ノ築堤荷重ヲ受ケテ尙殆ド 50% ノ空隙率ヲ示シタコトハ注意スベキ現象デアル。

築堤ヲ含ム土ガれっす又ハ再作ノれっすデ舊地盤ノ表面ト同質ノモノデアツタカラ、試料土ヲ見テ精密ニ舊地盤面ヲ定メルコトガ六カシカツタ。試料柱

ヲ調ベテ見レバ崩壊ノ後下流側 100′ ノ邊ハ特ニ富粘土ニ乏シク、**本堰堤ノ崩壊ハ中心線カラ下流側凡ソ 100′ ノ附近ノ地域ニ抗剪强ニ缺ケテ居タ基礎土ガ粘動ヲ生ジタ爲ニ起ツタモノデアル。其粘動ハ堰堤ノ高サト法リノ急ナルコトト併セテ、基礎ノ過重ニ依ツテ起ツタ。**

今瑞典土工委員ガ採用シタ安定分解ノ薄片法ニ依レバ、先ヅ强度應力比ガ最小ナ處ニ、地表ニ沿ウテ必要ナ抗剪强ヲ計算スルヲ要スル。換言スレバ、舊斷面ノ平衡ノ爲ニ基礎土ニ必要ナ數値ハ之ヲ等式デ表ハセバ



第四百五十六圖 A
瑞典土工委員ノ方法ニ依ル土堰堤安定分解圖

$$s = c + n \tan \phi$$

デ表ハスコトガ出來ル。此ニ s ハ平均抗剪力、c ハ土ノ粘着力、n ハ竪ノ壓力、ϕ ハ內部摩擦角ヲ表ハシ、$n \tan \phi$ ハ內部摩擦ヲ示ス。例ヘバ前圖ノ第二ニ於テ曲面ニ對スル平均竪ノ荷重ハ $n=3.03$ t/方呎デ原堰堤ノ基礎ヲ爲ス粘性土ノ平均抗剪强ハ $c=0.16$ t/方呎 及 $\tan \phi = 0.10$ カラ

$$s = 0.16 + 3.03 \times 0.10 = 0.46 \text{ t/方呎}$$

然ルニ第二曲線ニ沿ウテ平衡ニ必要ナル平均抗剪强ハ 0.55 t/方呎ナルコトガ檢定サレタ。從ツテ崩壊ニ際シテ安全率ハ 0.46/0.55＝0.84 デアルガ、實際ニハ僅カ 10 以下デアツタモノラシイ。

工事中ニ崩壊シタかんさす州ノまーしゃるくりーく堰堤ハ捲出土ト水締法トノ合併法ニ依リ再築サレツヽアル。元來 WPA ニ依ツテ工事中デアツタ土堰堤ハ其下流部ガ 1937 年 9 月 20 日突如トシテ崩壊シタガ、高サ 90 呎ニ 10 呎ヲ殘スノミトナツテ居タ。1938 年 2 月 11 日調査委員ノ報告ニ依レバ、

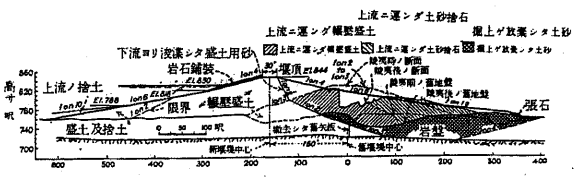
此堰堤ノ崩壊ハ前ニ述ベタ通リ、中心線カラ約 100 呎下流ノ地帶ニ於ケル抗剪强ノ缺亡シタ基礎土壤ノ粘性移動ニ起因シタモノデアル。卽チ堰堤ノ高サト法リノ急ナノト兩者ガ合併シテ基礎ニ過重ヲ來シ、之ガ爲ニ粘性移動ヲ生ジタノデアル。

原堰堤ハ約 1,000,000 立噸ノ盛土ヲ有シ、上流側ノ法リハ 2 割乃至 8 割、下流側ノ法リハ 2 割、2.5 割及 3 割ノ急勾配デアツタ。土堤ノ中心及上流側ハ輾壓シタ盛土デ、下流側ハ岩石ト土ヲ 18 吋層ニ輾壓シタモノカラ成ツタ。堰堤軸ニハ長サ 25 呎乃至 50 呎ノ矢板ヲ打込ンデ溝ノ底カラ頁岩ニ達セシメテ之ヲ止水壁トシ、溝ニハ後ニ粘土ヲ塡充シタ。堰堤ノ頁岩及石灰岩ノ基礎ノ上ニ靑粘土ノ厚サ 10 乃至 20 呎ノ層ガアツテ粘土礫塲及礫塲ノ層ト織リ混ツテアツタ。軸カラ下流ニハ靑粘土ガ多ク、其厚サヤ廣サハ崩壊ノ後迄充分ニ判ラナカツタ。以上上層ノモノハ盛土ヲ始メル前ニ除去シナカツタ爲メ、下流側ノ岩石ヤ土ヲ載セタ結果、其荷重ノ爲粘土が推出サレテ堰堤ノ破壞ヲ招イタノデアル。一個ノ小サイ分水暗渠ガ土堤ノ中ニ作ラレ、貯水池ノ水ヲ拔ク設備トシテハ暗渠ニ切ツタ 18 吋ノ側管一條デアツタ。

崩壊シタ本堰堤ノ再築ニハ堰堤軸ヲ 160 呎上流ニ移シ、法リヲ緩ニシ、沈下區域ノ堤土ヲ掘揚ゲテ岩盤ニ達セシメルニ在ツタ。而シテ凡ベテ適當ナ物質ハ上流ノ堤土ニ用ヒ、殘ノモノハ之ヲ捨テ、下流側ハ 2,700 呎離レタみっすーりー河カラ水潟喞筒デ砂ヲ送ツテ水締土堰堤ヲ作ツタ。再建計劃ニハ亦れっすノ翼壁ヲ岩盤マデ剝去リ、新シク大キナ分水調節工事ヲ設ケ、鞍形餘水吐ヲ造ツテ今不適當ト考ヘラレテアル朝顏形構造ヲ廢止スルコトヽシタ。

上流側ノ法リハ 4 割乃至 6 割トシ、下流側ハ 4 割、6 割及 10 割トシタ。矢板ノ止水壁ハ之ヲ廢メテ自然ノ滲透ニ任セルコトヽシタ。安定ハ浚渫シタ砂ヲ以テ下流側ノ盛土デ得ラレル筈デアル。此砂ハ不良ナ基礎物質ヲ掘揚ゲ

タ孔ヲ充タシ、元ノ盛土ノ掘揚ゲタ法リニ連接シ、元ノ法尻カラ下流ニ達セシメル。第四百五十六圖 B ハ新舊兩土堰堤ノ横斷面ト沈下物質ノ性質ヲ示シタモノデアル。

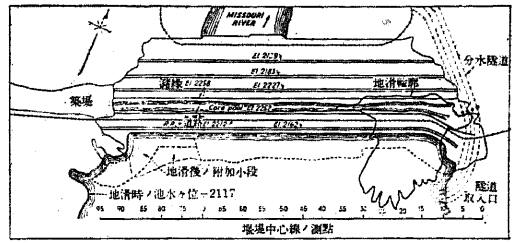


第四百五十六圖 B　　まーしゃる堰堤復舊斷面圖

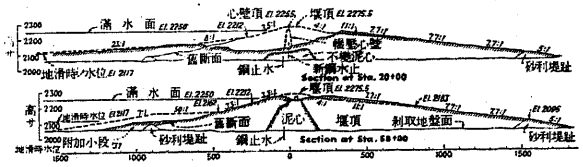
新堰堤ハ盛土凡ソ 2,000,000 立噸ヲ要スベク、輾壓土ノ凡ソ 310,000 立噸ハ沈下區域カラ獲ラレル。又 160,000 立噸ノ土砂岩石ハ上流法尻ニ持運ブコトニシテアル。但シ不適當ナ土 420,060 立噸ハ捨テラレ、凡ソ 1,000,000 立噸ノ浚渫砂ハ下流堤體ニ必要デアル。上流ノ側壁ハ岩盤マデれっすヲ剝取ルベク、其量 550,000 立噸トナリ、其中ニ中央及上流堤土ニ必要ナ輾壓土ヲ含ンデ居ル。

229. 米國ふぉーとぺっく土堰堤工事中ノ決潰ト其復舊　ふぉーとぺっく土堰堤 (Fort Peck Dam) ハみぞりー河ノ洪水防禦ト下流 2,000 哩ノ河川舟運ノ爲メ、河水調節ヲ目的トシテ作ラレルモノデ、米國陸軍省ガ工事ヲ擔當シ、1933 年 10 月カラ着手シタモノデアル。堰堤ノ土工ハ約 1 億立噸、水締工法ヲ用ヒテ、世界最大ノ土堰堤ト稱セラレタがつん堰堤ニ比ベレバ約 5 倍ノ大サニ相當シテ居ル。此堰堤ニ依ツテ湛ヘラレル池ノ延長ハ 180 哩ニ達スベク、ぶーるだー堰堤ノ 115 哩ニ比スレバ、亦之ヲ凌駕シテ居ル。池ノ水面積ハ 383 方哩、貯水量ハ 19,412,000 えーかー呎デ、ぶーるだー堰堤ノみーどれーきノ夫々 229 方哩、30,500,000 えーかー呎ト伯仲ノ間ニ在ルト云ツテ良イ。

土堰堤ハ延長 9,000 呎、馬踏ノ厚サ 100 呎、底敷 2,875 呎、高サ 242 呎デ、基礎ニハ頁岩ガアツテ、深サ 140 呎乃至 169 呎ノ鐵矢板ヲ打込ンデ滲透水ヲ防グコトニシテアル。土取場カラ强力ノ卸箭ヲ用ヒ、口徑 28″ ノ鐵管ニ依リ、高壓ノ水衝ヲ用ヒテ築堤箇所ニ送水沈澱セシメテ居タ。



第四百五十七圖　ふぉーとぺっく堰堤決潰平面圖



第四百五十八圖　同　新舊斷面圖

みぞりー河ノ洪水量 255,000 立呎/秒ヲ流ス設計デ 4 本ノ隧道ト餘水吐ヲ作ルコトニナツテ居タ。

1938 年 9 月右岸 5,000,000 立噸ガ決潰シテ上圖ノ如キ滑出シガ表ハレタ。其後復舊案ガ出來テ、第四百五十八圖ノ如キ横斷面ヲ示シタ。A ハ Sta. 20+00、B ハ Sta. 58+00 ノ斷面ヲ示シタモノデアル。