



彰武水库主坝 抗震稳定分析报告

抗震 8 8 (1)

中国科学院水利水电科学研究院
水利电力部

一九八八年一月

目 录

一、工程概况	1
二、现场跨孔法波速测试	2
三、试验土样和试验条件	9
四、动变形特性指标的室内测定	10
五、动强度试验	17
六、分析断面与计算条件	30
七、有限元静应力分析	34
八、有限元动应力分析	43
九、土坝抗震稳定性评价	54
致 谢	67
基本资料及参考文献	68

一、工程概况

彰武水库位于卫河支流安阳河上，属海河流域。坝址在河南省安阳市西南25公里的北彰武村，控制小南海～彰武两库区间流域面积120平方公里，彰武水库以上流域面积970平方公里。水库下游是安阳市和京广铁路，其位置极为险要。

水库开发目标以防洪、灌溉、城市用水为主，兼以发电、养鱼和旅游。该库于1958年动工，1960年大坝合拢，1961～1964年又进行了加固防险。建库以来，水库在防洪方面已发挥了重大作用，在63年8月和82年8月的两次特大洪水中，该库与小南海水库联合运用，分别削减两次洪水的洪峰86.7%和45.5%。虽然如此，两次洪水仍分别给安阳市造成经济损失4500万元和4900万元，82年8月的洪水还使京广线停车17小时，若无水库的调解，其灾情和损失难以估量。此外，在城市供水和农业灌溉用水方面，水库也起到了重大作用。

彰武水库拦河主坝为均质土坝，坝长730米，坝顶宽5.0米，最大坝高27.5米。坝基为泥质胶结的砂页岩，基岩上为砂卵石复盖层，砂卵石层以上有1～2米的中粉质壤土层。筑坝材料大部为重粉质壤土，少部为中、轻粉质壤土。采用了两种筑坝方式：桩号0+600以西，坝顶以下7米为碾压筑坝方式，7米以下为水中倒土筑坝方式；0+600以东整个坝体均为碾压筑坝方式。

大坝存在的主要问题是，填土不均匀，质量较差。大坝建成后，水中倒土筑坝部分和左岸坝头处曾出现过裂缝，坝基也发生过承压渗流，64年已对这些问题作过处理。另外，75年8月特大洪水后，为提高水库抗洪标准，大坝临时戴帽加高1.2米[1]。

彰武水库属安阳地区，地震基本烈度原定为7度，水库设计时

按7度设防。1977年武汉地震大队曾建议水库设防烈度以8度为宜。地震震级为6~6.5级。河南省水利勘测设计院根据水规87(55)号文，决定设计烈度为7度。

彰武水库被水电部列为病险库之一，为排除隐患，确保安全，尽早确定土坝的加固方案，充分发挥水库的经济效益，河南省水利勘测总队委托水利水电科学研究院抗震防护研究所进行该水库主坝的抗震稳定性分析工作，考虑地震烈度为7度、8度两种情况。

按照目前国内外比较规范的作法，土石坝的抗震稳定分析应包括以下工作内容：现场和室内测定土的动变形特性参数，室内测定土的动强度，按拟定的计算条件，对指定的分析断面进行静力分析和动力分析，最后对土坝的抗震稳定性作出评价[2]。

二、现场跨孔法波速测试

为了进行土坝的有限元动力分析，需要提供土石料的动变形特性参数：动剪切模量和阻尼比。为了取得满足分析需要的动变形特性参数，通常需要联合进行现场原位测试和室内试验，其中小应变时的动剪切模量，又称最大动剪切模量 G_{max} ，一般需要通过现场地球物理测试的方法获得。

对本工作，现场地球物理测试采用了跨孔法，测试在两个拟定作动力分析的断面上进行。由于现场条件的限制，具体位置略有出入，第一断面的测试位置为桩号0+590至0+600，第二断面测试位置为0+629至0+639。每个断面进行了3组测试，测试位置分别设于上游坡平台、坝顶和下游坡平台处。每组测试布置三个钻孔：一个激振孔，两个接收孔，钻孔沿坝轴方向排列，孔间距离为5米。测试点间距沿孔深为1.0米或1.5米。现场测试由河南省水利勘测

总队物探队完成 31。根据现场跨孔法波速测试的结果, 可以由下式

$$G_{\max} = \rho V_s \quad (2.1)$$

$$\nu = \frac{V_p - 2V_s}{2(V_p - V_s)} \quad (2.2)$$

计算出最大剪切模量 $G_{\max}$ 和泊桑比 ν , 式中 ρ 为土体的质量密度, V_s 和 V_p 分别为测试所得剪切波速和压缩波速值。

对坝体内任一测试点, 都可以由该点的土层深度 h 和土的天然容重 γ 计算出该点在竖直方向上的压应力 $\sigma_v = \gamma h$; 由式 (2.2) 计算出该点的泊桑比 ν , 进而推算出土的侧压力系数 $K_0 = \nu / (1 - \nu)$, 这样就可以得到该点在水平方向上的压应力 $\sigma_h = K_0 \sigma_v$; 并进一步建立起最大剪切模量 $G_{\max}$ 与平均有效压应力 $\sigma'_0 = (\sigma_v + \sigma_h) / 2$ 的关系。

根据土石坝的静力分析结果以及实际观测资料, 坝轴线附近的垂直压应力 σ_v 往往小于土的天然容重与埋藏深度之积 γh , 比值一般为 0.8 左右, 因此, 在整理坝顶的两组测试结果时, 对平均有效主应力值 σ'_0 作了修正。每组波速的测试结果以及由此得到的最大剪切模量 $G_{\max}$ 和修正后的平均有效主应力 σ'_0 间的关系 $G_{\max} \sim \sigma'_0$ 分别列于表 2.1 至表 2.6。图 2.1 和图 2.2 分别绘出了两个测试断面上的三组测试结果。图 2.1 为 0+600 断面的结果, 从图中可以看出, 水中倒土部分和碾压部分的 $G_{\max} \sim \sigma'_0$ 关系明显不同, 水中倒土部分的曲线斜率较大, 碾压筑坝部分的曲线斜率较小, 用数学关系式

$$G_{\max} = K_d Pa^{1-n} \sigma'_0{}^n \quad (2.3)$$

来表达, Pa 为一个大气压, 水中倒土部分的无量纲系数 $K_d = 800$, 指数 $n = 0.51$, 碾压部分的 $K_d = 1340$, $n = 0.23$, 这表明水中倒土部分

坝体的剪切模量受应力状态的影响比碾压坝体大。其原因在于，水中倒土坝体的干容重低，含水量较高，土比较软；而碾压坝体的干容重较高，含水量低，土比较硬。图2.2为0+629断面的结果，此断面坝体全部为碾压填筑，用式(2.3)表达坝料的 $G_{\max}$, $K_d=1130$ 。

表2.1 现场波速测试结果 (0+629 坝顶)

土类	高程 (m)	孔深 (m)	剪切波速 (m/s)	压缩波速 (m/s)	剪切模量 (kg/cm ²)	泊桑比	侧压力 系数	垂直压力 (kg/cm ²)	平均压力 (kg/cm ²)
碾 压 坝	135.4	1.5	243	462	1181	0.31	0.45	0.29	0.17
	134.4	2.5	231	441	1067	0.31	0.45	0.49	0.29
	133.4	3.5	231	404	1067	0.26	(0.45)	0.69	0.40
	132.4	4.5	202	382	816	0.31	0.45	0.88	0.52
	131.4	5.5	211	388	890	0.29	(0.45)	1.08	0.63
	130.4	6.5	231	441	1067	0.31	0.45	1.28	0.75
	129.4	7.5	231	441	1067	0.31	0.45	1.47	0.86
	128.4	8.5	255	441	1301	0.25	(0.45)	1.68	0.97
	127.4	9.5	285	539	1625	0.31	0.45	1.86	1.09
水中 倒土	126.4	10.5	210	404	882	0.32	0.47	2.06	1.27
	125.4	11.5	186	388	692	0.35	0.54	2.26	1.39
	124.4	12.5	202	404	816	0.33	(0.54)	2.46	1.51
碾 压 坝	123.4	13.5	242	539	1171	0.37	0.59	2.65	1.63
	122.4	14.5	242	539	1171	0.37	0.59	2.84	1.82
	121.4	15.5	242	511	1171	0.37	0.59	3.04	1.95
	120.4	16.5	255	570	1301	0.38	0.61	3.24	2.07
	119.4	17.5	269	591	1447	0.37	0.59	3.43	2.20
	118.4	18.5	237	527	1123	0.37	0.59	3.63	2.32
	117.4	19.5	242	522	1152	0.37	0.59	3.83	2.45
	116.4	20.5	255	510	1301	0.33	(0.59)	4.02	2.57
	115.4	21.5	255	538	1301	0.35	(0.59)	4.22	2.70

注：天然容重 γ 一律取为 1.96t/m^3 ，相应地，质量密度 ρ 为 $0.2\text{t s}^2/\text{m}^4$ 。

括号内的侧压力系数 K 是经过调整的。

表2.2

现场波速测试结果 (0+629 坝前坡)

土类	高程 (m)	孔深 (m)	剪切波速 (m/s)	压缩波速 (m/s)	剪切模量 (kg/cm ²)	泊桑比	侧压力 系数	垂直压力 (kg/cm ²)	平均压力 (kg/cm ²)
碾压坝	125.5	2.0	139	263	386	0.31	0.45	0.39	0.30
	124.0	3.5	143	278	409	0.32	0.47	0.69	0.53
	122.5	5.0	148	316	438	0.36	0.56	0.98	0.76
	121.0	6.5	263	474	1383	0.28	0.39	1.28	0.78
	119.5	8.0	237	526	1123	0.37	0.59	1.57	1.21
	118.0	9.5	249	592	1240	0.39	0.64	1.86	1.44
	116.5	11.0	249	474	1240	0.31	0.45	2.16	1.66
	115.0	12.5	249	557	1240	0.38	0.61	2.45	1.89
	113.5	14.0	263	592	1383	0.38	0.61	2.75	2.11
	112.0	15.5	270	526	1458	0.32	0.47	3.04	2.34
	110.0	17.5	296	592	1752	0.33	0.49	3.33	2.57

注：天然容重 γ 一律取为 1.96t/m^3 ，相应地，质量密度 ρ 为 $0.2\text{t s}^2/\text{m}^4$ 。

表2.3

现场波速测试结果 (0+629 坝后坡)

土类	高程 (m)	孔深 (m)	剪切波速 (m/s)	压缩波速 (m/s)	剪切模量 (kg/cm ²)	泊桑比	侧压力 系数	垂直压力 (kg/cm ²)	平均压力 (kg/cm ²)
碾压坝	126.0	2.0	216	433	933	0.33	0.49	0.39	0.30
	124.5	3.5	260	520	1352	0.33	0.49	0.69	0.53
	123.0	5.0	239	520	1142	0.37	0.59	0.98	0.76
	121.5	6.5	289	530	1670	0.29	0.41	1.28	0.98
	120.0	8.0	297	547	1764	0.29	0.41	1.57	1.21
	118.5	9.5	289	577	1670	0.34	0.52	1.86	1.44
	117.0	11.0	260	520	1352	0.33	0.49	2.16	1.66
	115.5	12.5	305	650	1860	0.36	0.56	2.45	1.89
	114.0	14.0	305	650	1866	0.36	0.56	2.75	2.11
	112.5	15.5	305	650	1860	0.36	0.56	3.04	2.34
	110.0	17.0	281	547	1579	0.32	0.47	3.33	2.57

注：天然容重 γ 一律取为 1.96t/m^3 ，相应地，质量密度 ρ 为 $0.2\text{t s}^2/\text{m}^4$ 。

表2.4

现场波速测试结果 (0+600 坝前坡)

土类	高程 (m)	孔深 (m)	剪切波速 (m/s)	压缩波速 (m/s)	剪切模量 (kg/cm ²)	泊桑比	侧压力 系数	垂直压力 (kg/cm ²)	平均压力 (kg/cm ²)
碾压坝	126.0	2.0	202	362	816	0.27	0.37	0.39	0.28
	124.5	3.5	215	390	925	0.22	0.28	0.69	0.49
水中 倒土	123.0	5.0	181	338	655	0.30	0.43	0.98	0.71
	121.5	6.5	178	317	634	0.27	0.37	1.28	0.92
	120.0	8.0	195	362	761	0.30	0.43	1.57	1.13
	118.5	9.5	199	362	792	0.28	0.39	1.86	1.34
	117.0	11.0	211	390	890	0.29	0.41	2.16	1.55
	115.5	12.5	220	440	968	0.33	0.49	2.45	1.84
	114.0	14.0	220	507	968	0.38	0.61	2.75	2.22
	112.5	15.5	267	633	1426	0.39	0.64	3.04	2.46
	110.0	17.0	267	633	1426	0.39	0.64	3.33	2.70

表2.5

现场波速测试结果 (0+600 坝顶)

土类	高程 (m)	孔深 (m)	剪切波速 (m/s)	压缩波速 (m/s)	剪切模量 (kg/cm ²)	泊桑比	侧压力 系数	垂直压力 (kg/cm ²)	平均压力 (kg/cm ²)
碾压坝	135.0	2.0	208	416	865	0.33	0.49	0.39	0.24
	133.5	3.5	208	455	865	0.37	0.59	0.69	0.44
	132.0	5.0	233	500	1086	0.36	0.56	0.98	0.61
	130.5	6.5	229	500	1049	0.37	0.59	1.28	0.82
	129.0	8.0	233	500	1086	0.36	0.56	1.57	0.98
水中 倒土	127.5	9.5	208	455	865	0.37	0.59	1.86	1.19
	126.0	11.0	227	416	1030	0.29	0.41	2.16	1.23
	124.5	12.5	227	416	1030	0.29	0.41	2.45	1.39
	123.0	14.0	217	416	842	0.31	0.45	2.75	1.60
	121.5	15.5	222	416	966	0.30	0.43	3.04	1.75
	120.0	17.0	217	416	942	0.31	0.45	3.33	1.95
	118.5	18.5	222	416	966	0.30	0.43	3.63	2.09
	117.0	20.0	238	454	1133	0.31	0.45	3.92	2.29
	115.5	21.5	250	500	1250	0.33	0.49	4.22	2.53

注：天然容重 γ 一律取为 1.98 t/m^3 ，相应地，质量密度 ρ 为 $0.2 \text{ t s}^2 / \text{m}^4$ 。

表2.6 现场波速测试结果 (0+600 坝后坡)

土 类	高 程 (m)	孔 深 (m)	剪切波速 (m/s)	压缩波速 (m/s)	剪切模量 (kg/cm ²)	泊桑比	侧压力 系 数	垂直压力 (kg/cm ²)	平均压力 (kg/cm ²)
碾压坝	128.5	2.0	232	555	1078	0.39	0.64	0.39	0.30
	124.5	3.5	212	454	899	0.36	0.56	0.69	0.53
水 中 倒 土	123.0	5.0	217	476	942	0.37	0.59	0.98	0.76
	121.5	6.5	185	384	685	0.39	0.64	1.28	0.98
	120.0	8.0	263	500	1383	0.31	0.45	1.57	1.21
	118.5	9.5	227	416	1031	0.29	0.41	1.86	1.44
	117.0	11.0	232	526	1078	0.38	0.61	2.16	1.66
	115.5	12.5	244	500	1191	0.34	0.52	2.45	1.89
	114.0	14.0	280	526	1568	0.30	0.43	2.75	2.11
	112.5	15.5	277	500	1535	0.27	0.37	3.04	2.34
	111.0	17.0	277	1111	1535	0.47	0.89	3.33	3.15
砂	109.5	18.5	416	2500					
砾	108.0	20.0	476	2000					
石	106.5	21.5	416	2000					

注：天然容重 γ 一律取为 1.96t/m^3 ，相应地，质量密度 ρ 为 $0.2\text{ t s}^2/\text{m}^4$ 。

坝基砂砾料天然容重 γ 取为 2.35t/m^3

$n=0.28$ 。将它与图2.1中碾压筑坝方式的结果比较时，可以看到，二者结果相当接近。

对于坝基砂砾石层，由于其现场波速测试的数据很少（仅有三个测点），而且结果不规律，难以直接由现场测试结果建立其 $G_{\max} \sim \sigma'_v$ 关系，因此采用了现场测试结果与经验公式相结合的办法。

西特(Seed)等提出了土石料的最大剪切模量 $G_{\max}$ 与平均有效主应力 σ'_v 的经验关系式为 $G_{\max}=1000k(\sigma'_v)^{0.65}$ ，采用单位是磅/平方英尺，对于砂砾石料， k 值应在80至180的范围内[4]。选取深度为20米处的测试结果，剪切波速值为416米/秒，砂砾石层的天然容重

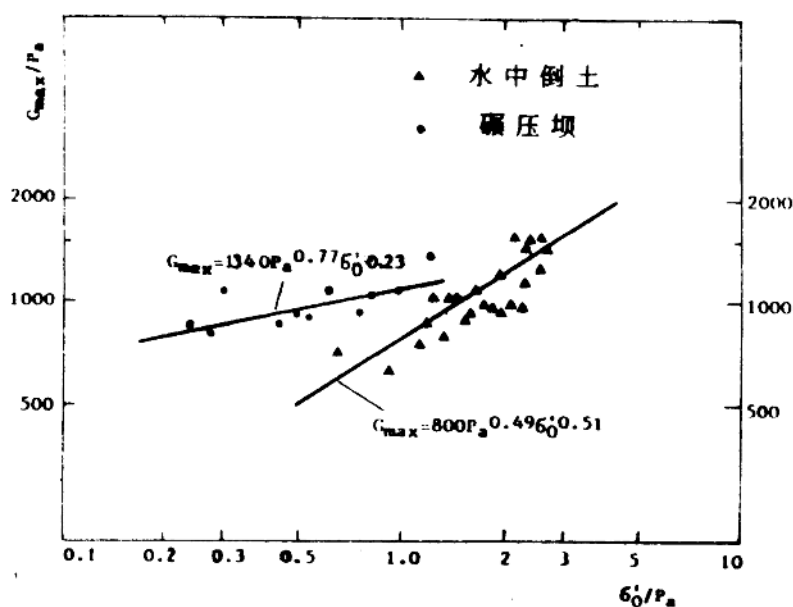


图 2.1 $G_{\max} \sim \sigma'_0$ 的现场波速测试结果 (0+600剖面)

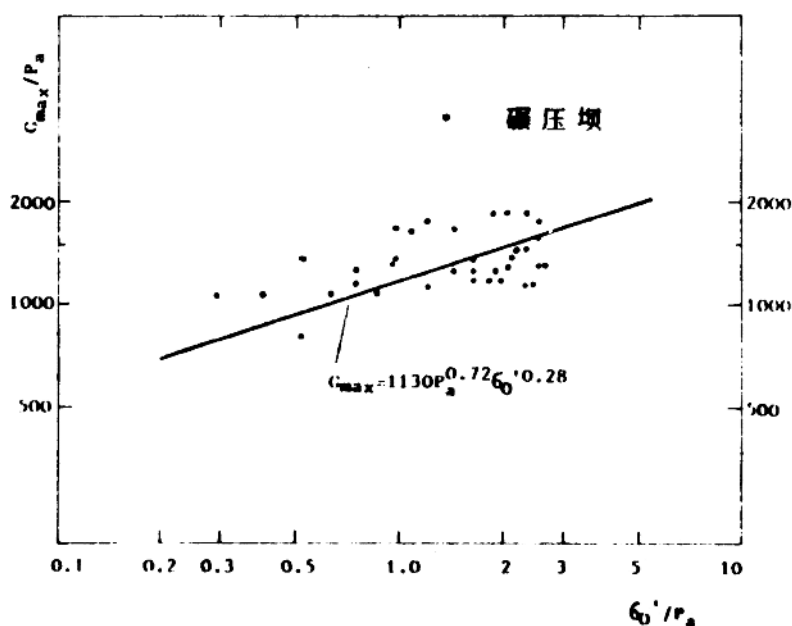


图 2.2 $G_{\max} \sim \sigma'_0$ 的现场波速测试结果 (0+629剖面)

为2.35克/立方厘米,由式(2.1)计算出该深度处的 $G_{\max}$ 约为4000公斤/平方厘米,该深度的平均主应力约为2.4公斤/平方厘米,由此可以推算出当式(2.3)中 $n=0.5$ 时, $K_d=2580$ 。变换成西特所提公式的形式,相应的 k 值为116,在合理的经验数值范围内。

三、试验土样和试验条件

彰武水库主坝为均质土坝。经委托单位提议,双方商定主要对坝身土样进行室内试验。对于坝基砂砾石和坝后堆石体,可根据两种材料的物理力学性质指标,参考类似条件的试验成果确定其动力特性指标。

根据所确定两个分析断面的情况,并考虑到抗震加固后水库正常运用时将要形成的浸润线位置,双方商定将室内试验归纳为三种情况:1、浸润线以上碾压坝体;2、浸润线以下碾压坝体;3、浸润线以下水中倒土坝体。

室内试验一律采用原状土样。浸润线以上碾压坝体的土样取自埋深7米以上的坝体,试验采用天然含水量的非饱和试样。浸润线以下碾压坝体的土样取自坝顶7米以下的碾压坝体,试验采用饱和试样。浸润线以下水中倒土土样,取自坝顶7米以下水中倒土的坝体,试验采用饱和试样。

委托单位确定室内试验试样的干容重时,要求干容重的保证率达到85%,即在所统计的土样总数中,应有85%的土样干容重大于室内试验试样所采用的干容重。按此原则,委托单位提出各类土室内试验试样的干容重如表3.1。

坝体填筑土料基本属于重粉质壤土,还有少量中、轻粉质壤土。室内动力特性试验所使用的土样大部分取自0+595孔和0+639孔,少量取自0+430孔和0+185孔。委托单位对从0+595孔和0+639

表 3.1

室内试验试样的控制干容重

土 类	要求干容重 (g/cm^3)	容许范围 (g/cm^3)
浸润线以上碾压坝	1.56	± 0.05
浸润线以下碾压坝	1.68	± 0.05
浸润线以下水中倒土	1.58	± 0.05

孔取出的土样进行了筛分和物理性质试验, 得到两个取土孔土样的代表性筛分和物理性质指标, 见表 3.2。从这两组土样的情况看, 虽然在某一项指标上有些差异, 但其基本性质还是相近的。

表 3.2

坝体填土的筛分和物理指标

取土孔桩号	筛 分 (%)			有效 粒径 d_{10} (mm)	限制 粒径 d_{60} (mm)	不均匀 系 数 Cu	液限 W_L (%)	塑限 W_p (%)	塑性 指数 Ip
	0.1~0.05 (mm)	0.05~0.005 (mm)	<0.005 (mm)						
0-595	19.6	59.1	21.3	0.00180	0.0287	16.7	29.9	17.7	12.2
0-639	16.1	59.5	24.4	0.00100	0.0244	25.2	31.0	18.1	12.9

每组试验采用两种固结比, $K_c=1$ 和 $K_c=2$, 两种压力条件, 对于浸润线以上的碾压坝体, 由于埋深较浅, 采用较低的周围压力, 对于浸润线以下的碾压坝体和水中倒土坝体, 由于埋深较大, 采用了较高的周围压力。每组试验的应力控制条件见表 3.3。

四、动变形特性指标的室内测定

动变形特性指标的测定, 包括测定 $G_{\max} \sim \alpha'_0$ 关系和动剪模比 $G/G_{\max}$ 以及阻尼比 β 随剪应变幅 γ 的变化关系, 供动力分析使用。

试验在 DTC-158-1 型共振柱仪上进行, 该仪器底端固定, 上端为自由端并附有弹簧阻尼系统, 可以在等压和偏压两种应力条件下进行试验。试验所采用的试样为高 10 厘米, 直径 5 厘米的圆柱体。

为了模拟坝体地震时的状态, 采用固结不排水试验, 因此试

表3.3 动变形和动强度试验的应力控制条件

试验组类	固结比	周围压力	轴向压力	侧压力
	$K_c = \sigma'_1 / \sigma'_3$	σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
浸润线以上 碾压坝体	1.0	0.5	0.5	0
		1.5	1.5	0
	2.0	0.5	1.0	0
		1.5	3.0	0
浸润线以下 碾压坝体	1.0	2.0	2.0	0.5
		3.5	3.5	0.5
	2.0	1.5	2.5	0.5
		2.5	4.5	0.5
浸润线以下 水中倒土坝体	1.0	2.0(2.5)	2.0(2.5)	0.5
		3.5(4.0)	3.5(4.0)	0.5
	2.0	1.5	2.5	0.5
		2.5	4.5	0.5

注：()内为动强度试验条件，其余二者相同。

验结果为总应力状态下的动剪切模量和阻尼比。

在整理 $G_{\max} \sim \sigma'_0$ 关系时，所用 $\sigma'_0 = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ 为二维平均有效应力， σ'_3 为试验时的周围压力，相当于质点振动方向上的有效主应力， σ'_1 为试验时的轴向应力，相当于剪切波传播方向上的主应力。三类土的试验结果见图4.1，用式(2.3)表示该结果时，参数 K_d 、 n 见表4.1。

将室内测试的最大剪切模量 $G_{\max}$ 与现场剪切波速测试结果比较，室内值较低，其原因可能有以下几点：首先，试样密实度即孔隙比对最大剪切模量的重要影响。室内试验采用的干容重较小，坝体内绝大部分土料的干容重值大于室内试验中干容重的控制值；而现场测试的结果为整个坝体的平均情况。其次，固结时间的影响。由于受固结时间的限制，在室内试验中不可能使试样达到完

表4.1 $G_{\max}$ 的共振柱仪测试结果

试 验 组 类	试 验 状 态	干 容 重 γ_d (g/cm^3)	固 结 比 K_c	模 量 系 数 K_d	模 量 指 数 n
浸润线以上 碾压坝体	非 饱 和	1.56	1	680	0.45
			2	800	0.47
浸润线以下 碾压坝体	饱 和	1.68	1	650	0.47
			2	760	0.51
浸润线以下 水中倒土	饱 和	1.58	1	500	0.56
			2	570	0.58

全固结；而现场测试的结果为坝体多年固结后的状态。此外，室内试验受到取样、制样、试验操作等人为因素的影响较大。因此，在进行坝体的动力分析时，主要采用了现场剪切波速测试的 $G_{\max}$ 值[2]。

动剪切模量以剪模比 $G/G_{\max}$ 的形式表示。 $G/G_{\max}$ 和阻尼比 β 随剪应变幅 γ 的变化关系见图4.2至图4.4。通过对三个试验组类、不同固结比、不同压力状态的比较，看出剪模比和阻尼比随剪应变幅变化的关系曲线非常接近，这说明对彰武主坝土料，干容重的差异、饱和与非饱和、固结压力和固结比的变化，对动变形特性曲线没有明显的影响。

对于砂砾石，采用了西特建议使用的代表性关系曲线[4]，见图4.5和图4.6。

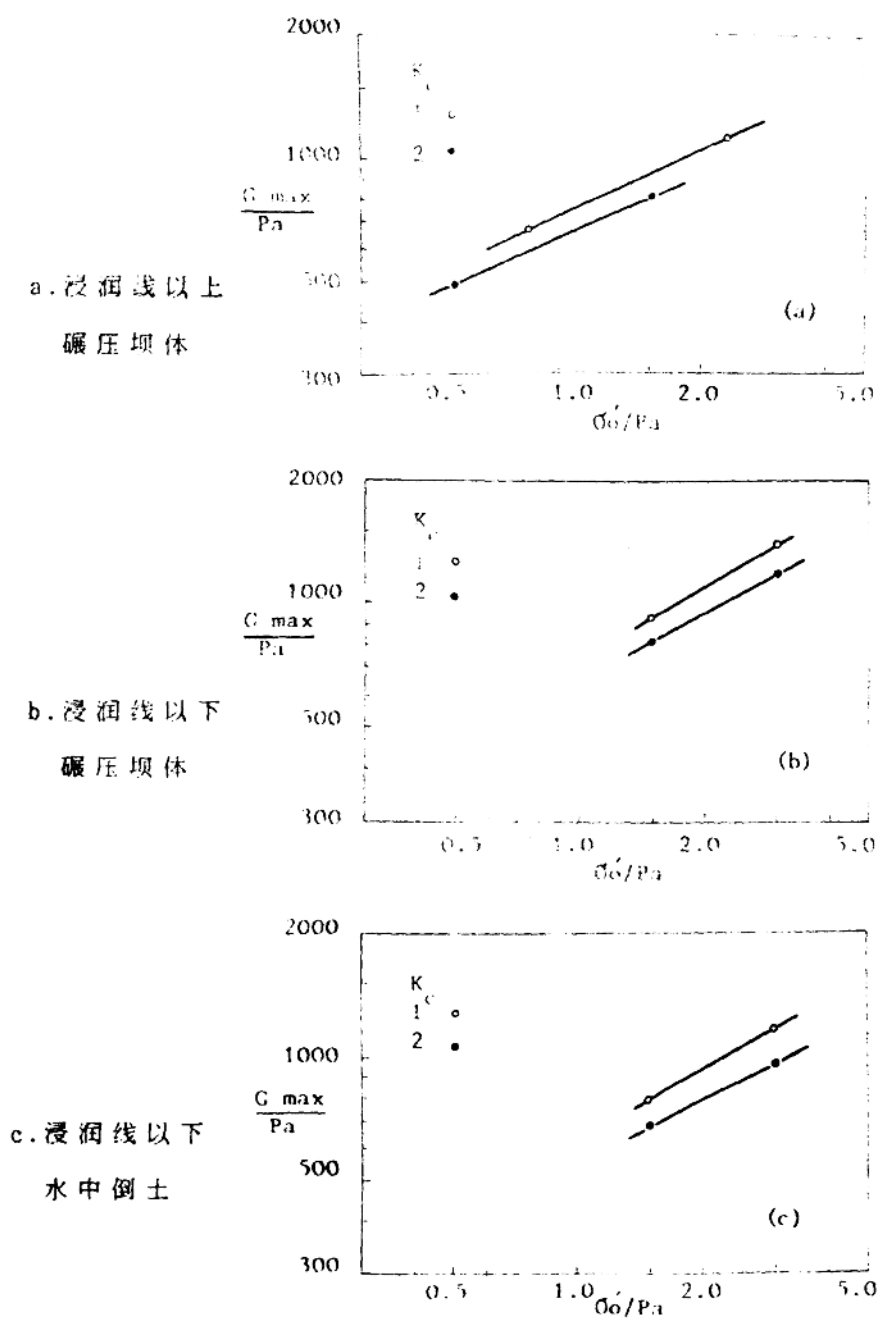


图 4.1 $G_{max} \sim \sigma'_0$ 的共振柱仪测试结果

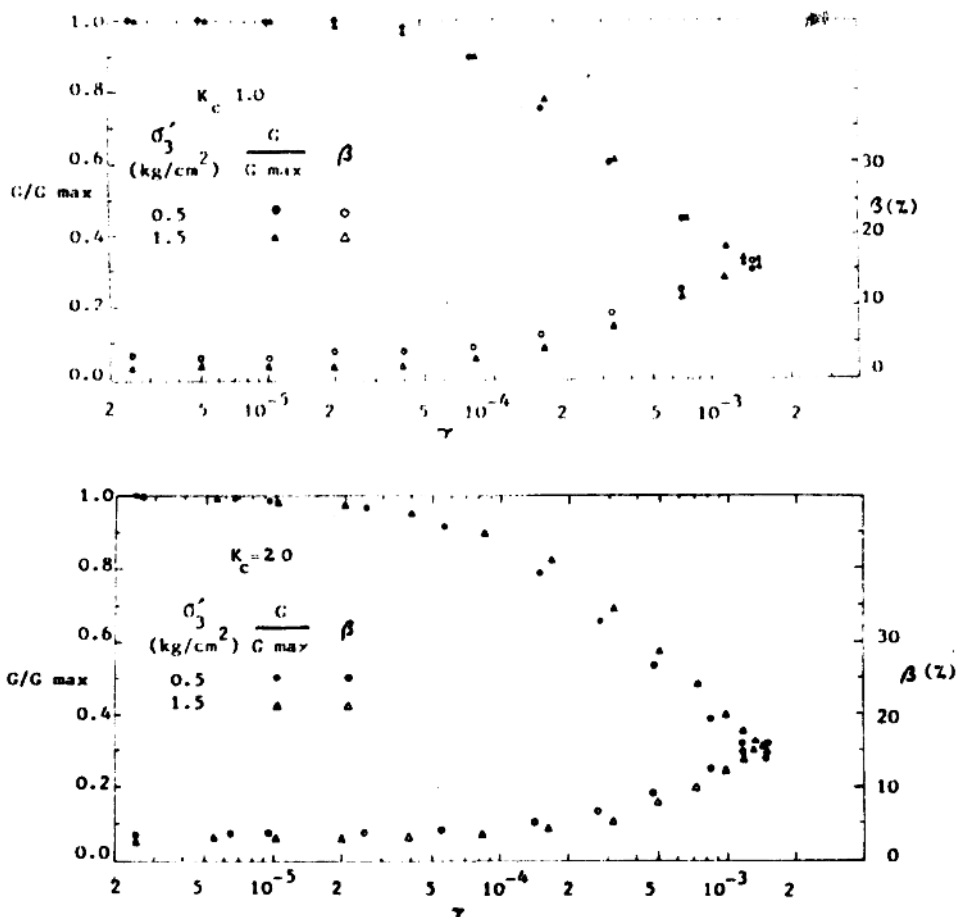
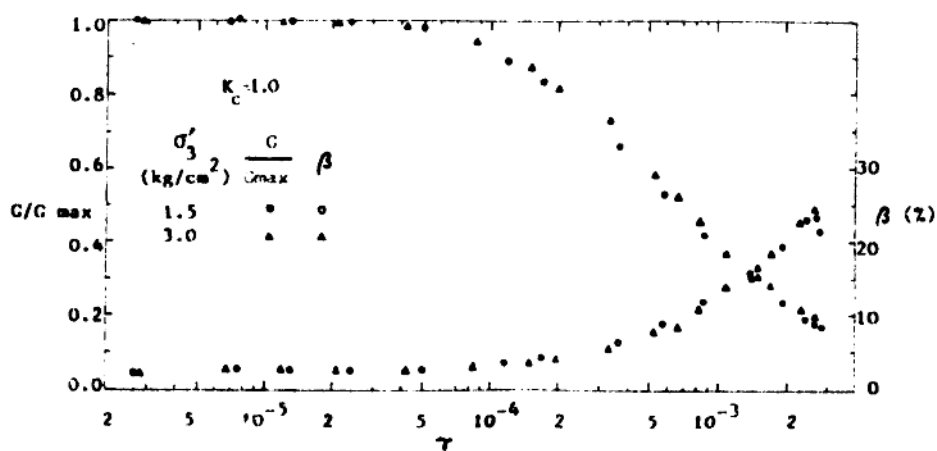


图4.2 浸润线以上碾压坝体的 $G/G_{\max} \sim \gamma$ 、 $\beta \sim \gamma$ 关系曲线



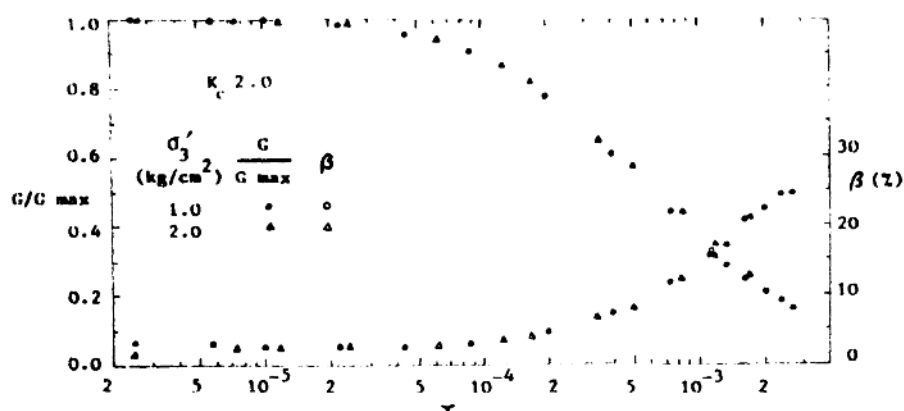


图 4.3 浸润线以下碾压填体的 $G/G_{max} \sim \gamma$ 、 $\beta \sim \gamma$ 关系曲线

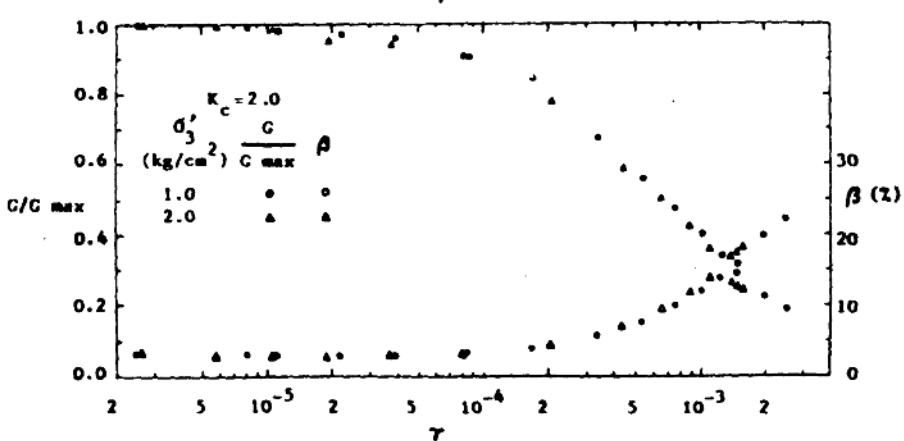
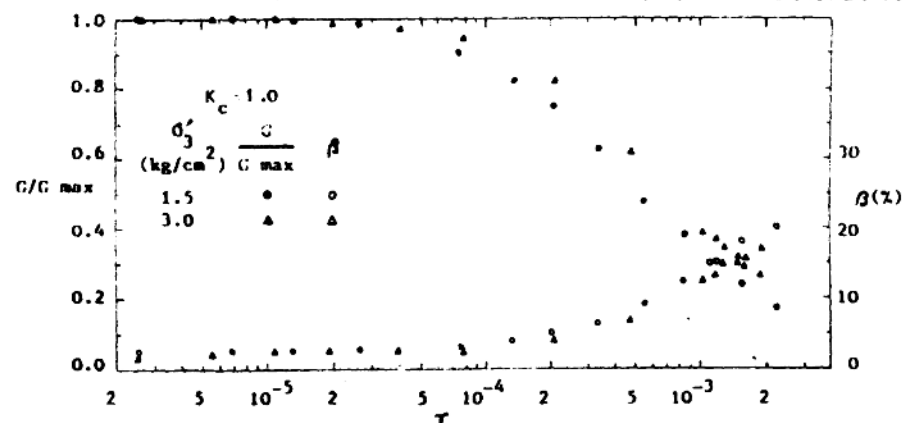


图 4.4 浸润线以下水中倒土的 $G/G_{max} \sim \gamma$ 、 $\beta \sim \gamma$ 关系曲线