水　利　学　报

2021年2月　SHUILI　XUEBAO　第52卷　第2期

文章编号:0559-9350(2021)02-0241-14

坝基混凝土防渗墙力学性状的统计分析

温立峰，李炎隆，柴军瑞

（西安理工大学 省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室，陕西 西安　710048）

摘要：混凝土防渗墙是透水和可压缩坝基渗流控制的主要措施。本文从统计分析的角度研究坝基混凝土防渗墙的力学性状。首先收集了43个已建土石坝工程坝基防渗墙实例力学性状监测资料和工程建设信息，建立了防渗墙力学性状实例数据库。在分析防渗墙受力特点的基础上，基于实例资料，对混凝土防渗墙的水平位移、顶部沉降、覆盖层和防渗墙的相对沉降、防渗墙应力特性及开裂性状开展详细的统计分析，揭示了不同力学性状的统计规律和产生机理。在此基础上，进一步讨论了防渗墙的位置、深度、材料以及河谷形状和地基变形特性对墙体力学性状的影响规律，识别影响防渗墙力学性状的主要因素。本文从统计角度揭示防渗墙的力学性状，可为防渗墙的设计和建设提供参考。

关键词：混凝土防渗墙；力学性状；统计分析；应力变形；影响因素

中图分类号：TV331　　**文献标识码：**A　　**doi：**10.13243/j.cnki.slxb.20200315

1　研究背景

随着水电开发的不断深化和筑坝技术的不断发展，越来越多的土石坝修建在可压缩和可透水地基上。由于具有耐久性好，并且可以形成连续的防渗屏障等优点，混凝土防渗墙是坝基渗流控制最广泛采用的防渗措施之一[1-8]。我国混凝土防渗墙建设历史已超过50年，高钟璞[1]、韩新华[2]较为系统地总结了混凝土防渗墙的施工技术。王清友等[3]对塑性混凝土防渗墙的建设技术及工程特性进行了专门研究。宗敦峰等[4]系统归纳总结了我国超深与复杂地质条件下混凝土防渗墙的建设关键技术。我国防渗墙建设技术已取得快速发展，然而防渗墙工作条件复杂，在坝体填筑和水库的蓄水作用下，墙体承受复杂受力条件，可能引起塑性应变，部分实例工程在长期运行中已观测到防渗墙不同程度的损伤开裂破坏[9]。理论和数值计算表明，即使在较小的裂缝宽度作用下，防渗墙有效渗透系数也可能产生几个数量级的增加[10]。Hinchberger等[11]基于塑性混凝土轴向压缩试验发现，随着裂缝的产生，防渗墙渗透系数显著增加。因此，研究防渗墙的应力变形性状对其设计和建设至关重要。

防渗墙不仅承受上部坝体重力引起的土压力和蓄水引起的水压力，而且与相邻土体之间存在非线性接触作用。针对防渗墙材料力学特性的研究已取得众多有价值的成果[11-13]，然后目前尚未深入揭示防渗墙结构的力学性状。Rice等[9]对30个已建土石坝收集了坝基除险加固防渗体的长期观测资料，总结了坝基防渗体的长期应变性状特征和失效开裂机制，对新建土石坝工程坝基防渗体提出了警示。Brown等[14]针对Arminou心墙坝实测较大渗漏量的问题，对坝基防渗墙的力学性状开展研究，分析了防渗墙设计和施工中可能存在的薄弱环节。Dascal[15]、丁艳辉等[16]根据工程实测资料，研究了若干防渗墙工程实例的应力变形特性，由于不同工程之间存在明显差异，难以获得一般性结论和统

收稿日期：2020-05-08；网络首发时间：2020-12-04

网络首发地址：http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20201203.1540.001.html

基金项目：国家自然科学基金项目(51909215，51722907，51979224)；陕西省自然科学基础研究计划项目(2020JQ-641)；陕西省教育厅科学研究计划项目(19JS047)；陕西省高校科协青年人才托举计划项目(20200417)

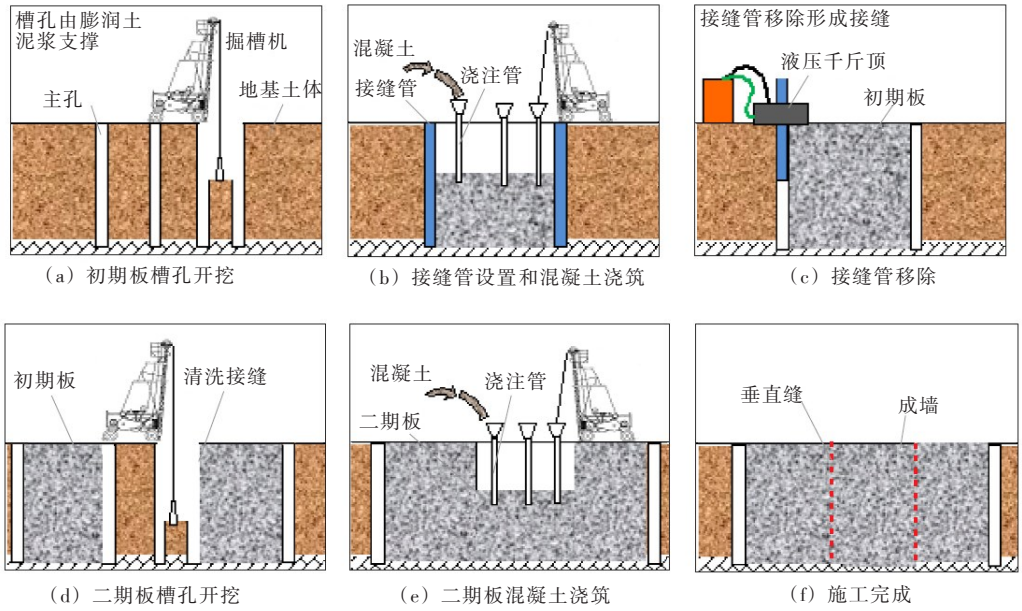
作者简介：温立峰(1989-)，讲师，主要从事高堆石坝变形控制与安全评价研究。E-mail：wenlifeng@xaut.edu.cn

一认识。Xiao等[17]对某水泥土防渗墙典型断面开展一维振动台试验，研究了地震作用下水泥土防渗墙的失效机制。Hou等[18]基于面板堆石坝防渗墙离心模型试验，揭示了防渗墙在复杂荷载条件下的力学响应，获得了防渗墙典型应力和变形分布结果。试验研究一定程度上可以揭示防渗墙的力学性状，但是所获得的结果往往有限。郦能惠等[19]较为系统地研究了面板堆石坝防渗墙的力学性状及其影响因素，并提出了改善防渗墙应力状态的措施。Li等[20]、Yu等[21-22]、Wen等[23]及其他众多学者[24-26]对防渗墙工程实例开展数值分析，研究了防渗墙静动力应力变形特性及损伤开裂特性，分析了防渗墙材料弹性模量、接触面性状及河谷形状等对墙体力学性状的影响规律。然而，大部分数值结果没有得到实测结果的验证，难以获得进一步深入的结论。目前大量防渗墙修建在深厚覆盖层地基中，但是对墙体力学性状尚缺乏统一深入的认识，特别是对面板堆石坝和心墙坝两种不同位置防渗墙的力学性状缺少系统归纳总结，因此有必要深入统计防渗墙的力学性状，为防渗墙的建设提供支撑。

本文收集43个已建防渗墙工程实例的建设信息和监测数据。基于实测数据，在分析防渗墙受力特点的基础上，从统计的角度系统综述防渗墙的水平位移、顶部沉降、应力特性及开裂等力学性状，揭示不同力学性状的统计规律和产生机理。在此基础上，讨论防渗墙的位置、深度、材料以及河谷形状和地基变形特性对防渗墙力学性状的影响规律，分析影响力学性状的主要影响因素。

2 混凝土防渗墙实例数据库

2.1 当前实践 混凝土防渗墙具有防渗性能好、适应地形地质条件、可实时监测施工质量等众多工程优点。防渗墙的厚度主要取决于坝高和上游水头，一般为0.6 ~ 1.2 m。深度方向一般贯入基岩至少0.5 ~ 1.0 m或者插入相对不透水层。覆盖层厚度超过70 m时通常采用悬挂式防渗墙。目前塑性混凝土则应用较多，相对于常规混凝土，掺入的膨润土使塑性混凝土具有较强适应变形的能力。



（a）初期板槽孔开挖 （b）接缝管设置和混凝土浇筑 （c）接缝管移除

（d）二期板槽孔开挖 （e）二期板混凝土浇筑 （f）施工完成

图1 混凝土防渗墙拔管法施工过程

混凝土防渗墙一般采用槽孔型墙体形式[1-2]。防渗墙的施工方法主要取决于墙体的深度、地基材料特性和施工设备等因素，但是一般均通过分阶段或分单元的方式施工[3-4]。接头拔管法是连接不同阶段相邻墙体，形成连续封闭接缝最常用的施工方法[1,27]。图1为采用接头拔管法建设防渗墙的典型过程。首先浇筑相对独立的多个初期墙体，各墙体之间存在一定的间距；待初期墙体满足强度要求后，拔出接头管，完成剩余二期墙体的浇筑。施工过程中为了减小施工缺陷，通常需要严格控制接头管的布置和偏差、槽孔的稳定、接缝的清理和混凝土骨料分离等问题。Song等[27]研究发现，接头

管的拔出时间和拔管力对防渗墙接头的施工质量具有重要影响。工程实践和观测资料表明，初期墙和二期墙接缝处通常存在一层无法避免的来自槽孔稳定膨润土的泥皮。可以通过控制初期墙的凝固时间和槽孔稳定泥浆水泥含量等措施减小该泥皮厚度[14,28]。

2.2 实例数据库 为了从统计角度综述分析坝基防渗墙的力学性状，本文基于已发表的论文和相关工程资料，收集了过去50年已建的43个土石坝坝基防渗墙工程实例的建设信息和监测资料，如表1所示。收集的实例来自14个国家，其中我国的实例数为24个，占比超过50%。实例数据库主要收集包括大坝和防渗墙建设信息、地基和防渗墙的工程特性、防渗墙力学性状等信息。工程实例涉及的坝型包括面板堆石坝、斜墙坝、斜心墙坝、心墙坝和均质坝，其中面板堆石坝和心墙坝为主要坝型，占比均为37.2%。根据不同坝型坝基防渗墙的布置特点和实际位置，本文将坝基防渗墙的位置主要划分为两类，即上游坝基防渗墙(包括面板堆石坝和斜墙坝坝基防渗墙)和中部坝基防渗墙(包括心墙坝和均质坝坝基防渗墙)。对于斜心墙坝，虽然其防渗墙位于中部坝基偏上位置，但是其受力和工作特点与心墙坝防渗墙较为相似，同时该类坝型实例数较少，因此本文将斜心墙坝防渗墙也归类为中部坝基防渗墙。收集的工程实例大坝的高度范围为35.4 ~ 186 m，大部分大坝高度在50 ~ 125 m之间。根据不同实例河谷的实际形状，本文将河谷的形状分为两类，即V型和U型。大部分实例坝基覆盖层的厚度为30 ~ 80 m，砾石、砂砾石、细砂等是覆盖层的主要组成材料。覆盖层平均干密度(ρ_d)、平均地基承载力(f)、平均变形模量(E_0)的范围分别为2.0 ~ 2.2 g/cm^3、0.40 ~ 0.60 MPa、40 ~ 65 MPa。除了10个悬挂式防渗墙实例外，其余实例均贯入基岩或相对不透水层，防渗墙实例的深度范围为13.4 ~ 131 m。9个防渗墙工程实例为塑性混凝土防渗墙，其余实例采用常规混凝土浇筑。

实例数据库分别收集了防渗墙竣工期和蓄水期的水平位移和蓄水期防渗墙顶部沉降，同时收集了部分防渗墙下游面相邻土体表面的蓄水期沉降变形。防渗墙顶部沉降和相邻坝基表面沉降主要采用水管式沉降仪测量。防渗墙水平位移主要通过安装在防渗墙上的固定式测斜仪测量。

防渗结构首要关注的是其渗漏控制特性。由于很难评价坝体以下深厚可透水地基的渗漏特性，因此基于实例数据评价防渗墙防渗性能的研究较少[14]。为评价防渗墙渗流控制特性，表1收集了部分工程的大坝长期渗漏量。由表1可知，除九甸峡大坝和Arminous大坝的渗漏量分别达到136和130 L/s外，大部分实例的长期渗漏量不大于60 L/s。两者较大的渗漏量主要由九甸峡大坝较大的坝高和覆盖层厚度及Arminous大坝防渗墙垂直缝开裂和侵蚀引起。Won等[29]基于27个基岩上面板堆石坝长期渗漏量观测结果，发现当大坝高度小于125 m时，渗漏量基本小于50 L/s。从渗漏经济性的角度来说，土石坝每秒几十升的渗漏量基本不会对水库的经济性造成影响[29]。从本文实例的渗漏量监测结果来看，各渗漏量轻微大于基岩上面板堆石坝渗漏量的一般观测结果，但是总体在可接受范围之内，特别是坝高小于125 m的大坝。上述结果表明覆盖层坝基防渗墙可以有效控制地基渗流。

2.3 防渗墙受力分析 防渗墙承受水平和垂直荷载的联合作用，进而呈现复杂的力学性状。大部分影响防渗墙力学性状的荷载均很难观测和确定。上游坝基防渗墙和中部坝基防渗墙的受力特点存在明显差异，图2为在边界约束作用下防渗墙蓄水期的受力示意图。

侧土压力和孔隙水压力是防渗墙的主要水平荷载。孔隙水压力直接取决于渗流自由面的高低，主要发生在开始蓄水之后。侧土压力主要由覆盖层地基的水平位移引起，与坝体的摊铺碾压直接相关。侧土压力沿着防渗墙高度方向呈现非线性分布。Li等[20]建立了刚性墙上侧土压力合力的量化计算方法，然而只能用于刚性墙和柔性堤基，无法适用于土石坝地基防渗墙。

垂直荷载主要包括墙体自重、墙顶垂直土压力、摩阻力和墙顶水压力。坝体填筑和自重作用在防渗墙顶部促使防渗墙承受垂直土压力，该压力一般存在于中部坝基防渗墙中。而坝顶水压力是指库水作用在防渗墙顶部的水压力，主要存在于上游坝基防渗墙。由于防渗墙混凝土材料的压缩性明显小于相邻土体，在顶部压力作用下防渗墙和相邻土体之间存在沉降差异，进而在防渗墙上下游面引起摩阻力。工程实例观测结果表明，心墙坝防渗墙的垂直应力通常大于其承受的上部垂直土压力[14]，而与防渗墙相邻的土体中实测垂直应力通常小于上部覆盖层的土柱压力[20]。这些结果表明，作用于防渗墙上的摩阻力是影响墙体力学性状的关键荷载。Dascal[15]分析Manic 3心墙坝防渗墙

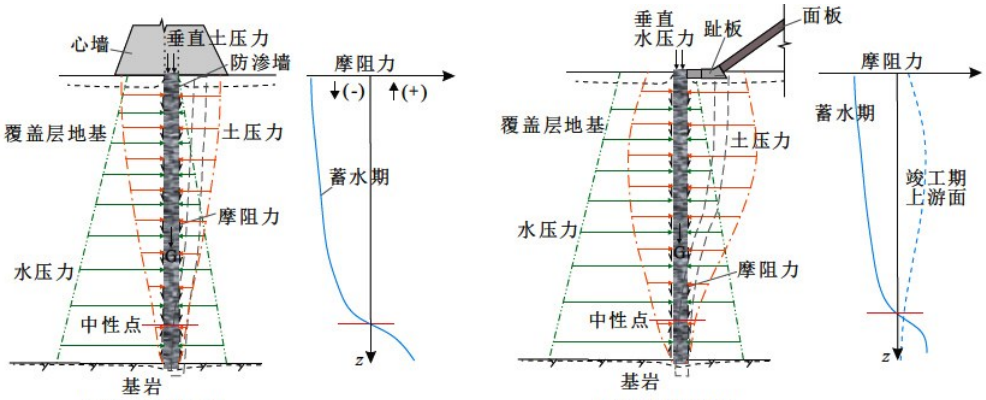
表1　混凝土防渗墙工程实例建设信息和力学性状监测资料数据库

编号	大坝	年度	国家	大坝类型	坝高/m	VS	地基覆盖层特性						防渗墙特性								l/(L/s)
							FT/m	GC	ρ_d/(g/cm^3)	E_0/MPa	f/MPa	FS/cm	T/m	D/m	$A\times10^3$/m^2	材料和E_c	D_1/cm	D_2/cm	TS/cm	FS/TS	
1	梁辉	2002	中国	CFRD	35.4	U	31	SG	2.18	60~65	0.45~0.50	6.9	0.8	31.7	65.8	OC	~4.9	10.2	1.6	4.3	60
2	Brombach	1985	德国	HD	40	U	40	G	1.95~2.15	40~50	0.40~0.50	–	0.6	40	12.5	PC	2.3	5.6	–	–	–
3	Atbara	2013	苏丹	DC	40	U	20	S	2.20	40~45	0.55~0.65	51.4	0.6	21	11.2	OC,28GPa	–	5.9	7.8	6.6	–
4	梅溪	1998	中国	CFRD	41	U	30	SP	2.00	–	–	–	0.8	30.5	10.5	OC,17GPa	–5.0	5.4	–	–	–
5	Aromos	1979	智利	DC	42	U	22	S	2.00	45~55	0.45~0.50	16.2	0.8	22.5	–	PC	1.1	5.7	15.0	1.1	35
6	柯柯亚	1981	中国	CFRD	42	U	37.5	SG	–	60	–	4.9	0.8	37.5	5.4	OC	–	–	1.2	4.1	20
7	Verney	1982	法国	HD	42	U	76	SG	2.05~2.10	50~55	0.40~0.45	11.6	1.0	48	12	PC	–0.5	9.5	11.5	1.1	–
8	Arminou	1999	塞浦路斯	DC	41	U	18	G	–	50~55	–	1.8	1.0	19	05	PC	–	–	1.8	1.7	125
9	云舟	1994	中国	DI	43	V	50	SG	2.12~2.20	55~60	0.45~0.50	–	0.8	50	5.4	OC	–6.6	7.1	–	–	–
10	Penitas	1984	墨西哥	DC	45	–	55	SG	2.16	55~60	0.45~0.50	9.5	0.8	55	–	PC	–	–	5.6	1.7	–
11	Poeijos	1973	秘鲁	DC	47	U	38	SG	2.20	45~50	–	–	1.0	40	5.2	OC	–2.2	5.2	–	–	55
12	桥墩	1984	中国	DI	50	V	43	SG	2.00~2.10	50~55	0.55~0.60	5.1	0.8	45	8.1	OC	–6.2	8.9	1.6	3.2	–
13	大河	1998	中国	CFRD	50.8	–	37	G	2.05	55~60	0.35~0.45	3.0	0.8	38	–	OC,28GPa	–1.4	3.5	0.9	3.3	–
14	Allegheny	1964	美国	DC	53	U	50	–	1.95	50~60	0.35~0.45	53	0.8	52	9.7	OC	–1.8	–	9.1	6.1	–
15	Gattavita	1963	哥伦比亚	DI	54	U	82	–	2.00	–	0.45~0.50	–	1.0	75	–	OC	–2.1	5.2	–	–	35
16	Boulder	1968	英国	DC	55	V	45	–	2.10	45~50	–	61	0.8	46.2	7.8	OC	0.8	6.6	7.5	7.2	–
17	仁宗海	2008	中国	DI	56	U	148	G	2.10	25~50	0.30~0.60	5.4	1.0	82	–	OC,28GPa	–9.1	5.2	1.7	3.2	–
18	汉坪嘴	2004	中国	CFRD	57	U	40	SG	2.15	–	–	–	0.8	41	2.8	OC,15GPa	–3.1	7.3	–	–	95
19	Ravi	1968	墨西哥	DI	60	U	80	SG	–	50~55	–	77.4	0.6	13.4	15	OC	–	–	2.8	4.8	–
20	万安	1985	中国	DC	64	U	45	G	2.20	45~50	0.50~0.55	70.0	0.8	32.2	12.1	OC	–1.5	8.2	14.0	5.1	42
21	Evretou	1988	塞浦路斯	HD	72	V	42	G	2.10	50~55	–	35	1.0	43	2.3	PC	–2.3	4.8	18	2.1	–
22	龙头山	2007	中国	DI	72.5	–	70	SG	2.20	55~60	0.50~0.60	12.8	0.8	70	–	OC	–8.6	7.3	2.1	6.1	44
23	下板地	2009	中国	DC	81	U	148	SG	2.00	50~55	0.55~0.60	40.3	1.0	78	21.5	PC	1.1	5.0	35.0	1.4	47
24	Puclaro	1999	智利	CFRD	83	–	113	SG	2.00~2.15	50~60	0.40~0.60	6.5	0.8	60	12.1	OC	–9.5	4.2	1.3	4.9	–
25	金平	2010	中国	DC	92.5	V	82	G	1.95~2.00	–	0.50~0.60	–	1.2	80	–	OC,25GPa	–2.6	12	–	–	51

续表 1

编号	大坝	年度	国家	大坝类型	坝高/m	VS	地基覆盖层特性						防渗墙特性								l/(L/s)
							FT/m	GC	ρ_d/(g/cm^3)	E_0/MPa	f/MPa	FS/cm	T/m	D/m	$A\times10^3$/m^2	材料和E_c	D_1/cm	D_2/cm	TS/cm	FS/TS	
26	Big Hotn	1972	加拿大	DC	91	U	62	G	–	50~55	0.50~0.55	78	0.8	64	3.5	OC,24GPa	–1.1	8.6	12.5	7.0	–
27	老渡口	2009	中国	CFRD	96.6	V	29.6	SG	2.00	45~55	0.45~0.50	2.4	0.8	30	10.7	OC,26GPa	–4.0	4.5	0.6	4.0	–
28	碧口	1998	中国	DC	101	U	36	G	2.15	50~55	–	–	0.8	38	8.2	OC,20GPa	–2.4	4.6	–	–	49
29	Manic3	1976	加拿大	DC	110	V	119	SG	2.10	55~60	0.55~0.60	146	0.8	131	21.6	OC,26GPa	–5.1	27.6	15	10.6	–
30	斜卡	2014	中国	CFRD	108.2	V	100	G	2.10~2.20	45~50	0.50~0.60	–	1.2	70	5.6	OC	–5.9	2.8	–	–	–
31	那兰	2005	中国	CFRD	109	U	24.3	G	2.19	33~45	0.50~0.60	5.2	0.8	24.8	–	OC,18GPa	–2.9	6.5	0.8	6.5	95
32	Taleghan	2006	伊朗	DC	112	–	55	SG	2.10	50~55	–	62.5	1.4	60	–	OC,28GPa	–0.3	5.5	15	5.1	–
33	察汗乌苏	2009	中国	CFRD	110	U	46.7	SG	2.14	45~55	0.50~0.60	8.9	1.2	47.7	10.2	OC,28GPa	–13.5	12.9	2.1	4.2	15
34	苗家坝	2011	中国	CFRD	110	V	48	SG	2.15~2.20	60~65	0.55~0.60	8.2	1.2	48.5	2.9	OC,26GPa	–6.8	9.9	2.0	4.1	–
35	金川	2012	中国	CFRD	112	–	65	SG	2.24	40~45	0.55~0.60	6.8	1.2	66		OC	–	–	1.8	3.8	–
36	多诺	2012	中国	CFRD	112.5	V	35	CG	2.17	50~60	0.50~0.55	8.6	0.8	30.5	–	OC,26GPa	–2.0	6.3	2.4	3.6	–
37	Santa Juana	1995	智利	CFRD	113.4	U	30	SG	2.10	–	–	1.3	0.6	30	8.9	PC	–	–	1.3	0.9	50
38	Colbum	1984	智利	DC	114	V	65	SG	2.15	–	–	11.4	1.0	66	12.6	PC	–1.4	5.6	9.1	1.3	–
39	Zoccolo	1965	意大利	CFRD	116.5	V	100	G	2.00~2.20	–	–	–	0.8	55	33.1	OC	–7.4	6.5	–	–	–
40	冶勒	2005	中国	DC	125	–	420	SG	2.15~2.24	55~60	0.50~0.60	86.6	1.0	84	56.2	OC,25GPa	1.2	7.5	14.8	6.2	33
41	九甸峡	2008	中国	CFRD	136	V	56	SG	1.95~2.12	40~60	0.50~0.60	10.0	1.2	57.8	8.9	OC,28GPa	–11.3	20.3	2.1	4.8	136
42	小浪底	2001	中国	DIC	154	U	74	G	2.00~2.10	55~65	0.55~0.65	42.0	1.2	70.5	22.6	OC,30GPa	–5.2	24.0	9.2	4.6	–
43	瀑布沟	2010	中国	DC	186	V	75	SG	2.15~2.20	55~60	0.55~0.60	42.0	1.2	76.8	6.5	OC,25GPa	–3.6	7.2	10.0	3.5	–

注：CFRD为面板堆石坝；HD为均质坝；DC为心墙坝；DI为斜墙坝；DIC为斜心墙坝； VS为坝基河谷形状；V为V型河谷；U为U型河谷；FT为覆盖层厚度；GC为地基条件；SG为砂砾石；G为砾石；S为细砂；SP为砂卵石； CG为破碎砾石；ρ_d、E_0、f分别为覆盖层地基干密度、地基变形模量、地基承载力； FS为蓄水期防渗墙下游侧相邻土体表面最大沉降；T、D、A分别为防渗墙厚度、深度和面积；E_c为防渗墙混凝土弹性模量；OC为普通混凝土；PC为塑性混凝土；D_1、D_2分别为防渗墙顶部竣工期和蓄水期的最大水平位移，向下游方向为正；TS为防渗墙顶部蓄水期最大沉降；l为长期渗漏量。



（a）中部坝基防渗墙　　（b）上游坝基防渗墙

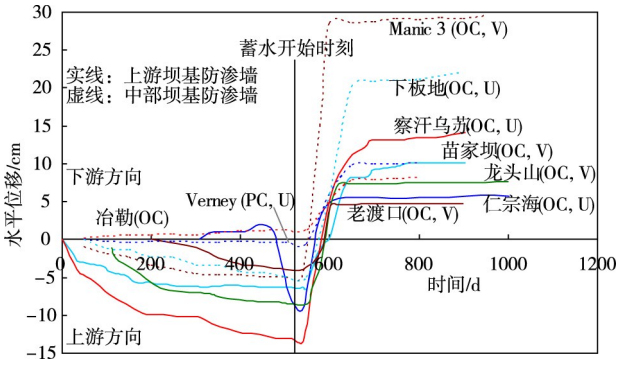
图2　蓄水期防渗墙受力示意

的应力结果发现，该防渗墙85%的垂直应力是由摩阻力引起的。摩阻力取决于防渗墙和相邻土体的相对沉降和测土压力。防渗墙相对于相邻土体向上运动的趋势促使防渗墙上部承受向下的摩阻力。沿着深度方向，墙体和土体的相对位移逐渐减小，摩阻力也相应减小。防渗墙的沉降变形由压缩变形和刚体位移组成，因此防渗墙底部向下位移可能大于相邻土体。防渗墙承受的向下摩阻力在墙体和相邻土体向下位移相等的位置(中性点)减小为零。中性点以下相邻土体的沉降通常小于防渗墙的沉降，此时防渗墙承受的摩阻力转为向上的方向。此外，坝体施工期，上游坝基防渗墙上游面的相邻土体可能相对墙体向上移动[23]，此时防渗墙承受向上的摩阻力，如图2所示。

3　混凝土防渗墙水平位移统计分析

3.1　防渗墙水平位移典型分布规律　图3为若干实例最大水平位移随时间的变化过程。图3中为了统一不同工程的建设阶段以使数据具有更好的比较性，将所有实例蓄水开始时间对齐，作为参考时间。蓄水开始之前，防渗墙的水平位移随着大坝的填筑逐渐增加，但是变形速率逐渐减小。大约70%的竣工期防渗墙水平位移发生在大坝填筑周期前50%的时间内。与中部坝基防渗墙相比，上游坝基防渗墙施工期的水平位移明显较大。开始蓄水后，水压力促使防渗墙逐渐向下游产生弯曲变形。蓄水完成后，防渗墙的水平位移逐渐趋于稳定。在时效变形作用下，土石坝的变形通常需要10～20年才会趋于稳定[29]，坝体时效变形与筑坝材料的力学特性、河谷形状和坝体建设方法等有关。由图3可知，蓄水阶段引起防渗墙向下游的水平位移占最终变形的90%以上，说明坝体和地基长期变形对防渗墙变形特性的影响较小。图4为中间剖面实测水平位移分布。由图4可知，竣工期和蓄水期防渗墙水平位移均从底部向顶部逐渐增加，由于底部和两岸受基岩的约束作用，防渗墙的最大水平位移发生在顶部中间部位。竣工期防渗墙主要向上游变形，蓄水期主要向下游变形，蓄水期的水平位移相对竣工期总体相对较大。

3.2　防渗墙水平位移统计分析　图5为43个实例最大水平位移与防渗墙高度的相关关系。竣工期防渗墙主要向上游变形，而蓄水期主要向下游变形。若干中部坝基防渗墙竣工期呈现向下游的变形，主要原因是这些防渗墙的轴线在坝轴线偏下游的位置。上游坝基防渗墙竣工期和蓄水期的最大水平位移分别为2.0～13.5 cm和3.0～10 cm，中部坝基防



注：OC为常规混凝土；PC为塑性混凝土；U、V为河谷形状

图3　若干防渗墙实例实测最大水平位移随时间变化过程

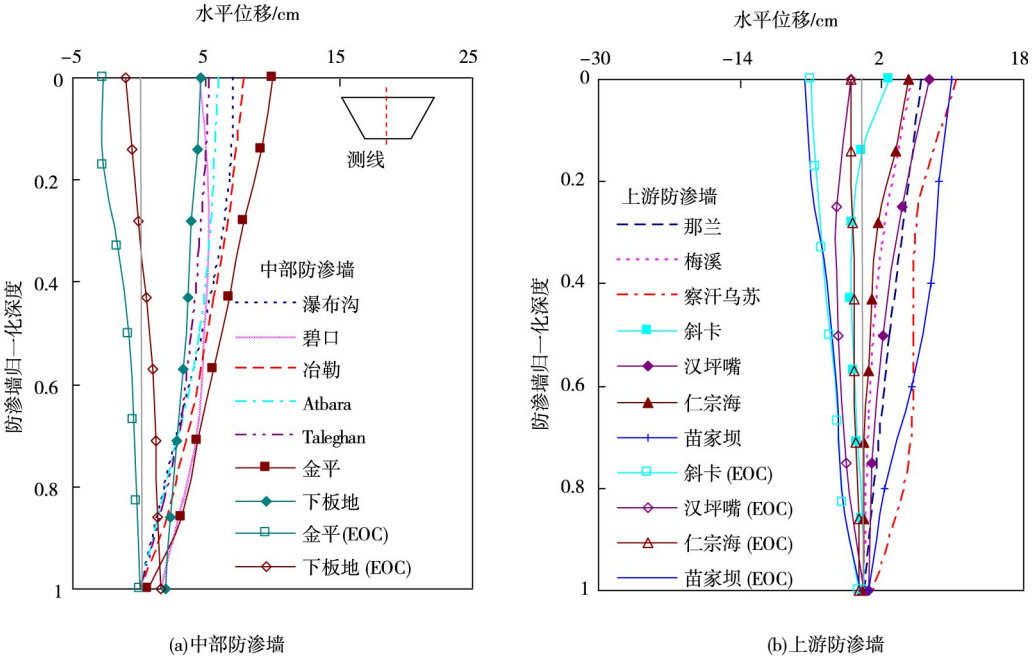


图4　若干防渗墙实例中间剖面实测最大水平位移分布（EOC指竣工期结果）

渗墙相应的位移分别为1.0～3.5 cm和4.5～10 cm。然而，若干防渗墙实例，比如九甸峡、Manic-3和小浪底蓄水期呈现较大的水平位移，分别为20.3、28.5和20 cm。其可能原因分别是较低覆盖层变形模量、超深覆盖层厚度和较大坝高。

由图5可知，防渗墙水平位移呈现随防渗墙深度增加而增加的趋势。所有实例最大水平位移不超过0.3%D。上游坝基防渗墙竣工期向上游水平位移的平均值为0.14%D，变形主要在0.07%D～0.20%D之间，而蓄水期向下游水平位移的平均值0.17%D，主要范围为0.05%D～0.35%D，两者较为接近。上述较大范围主要由未详细区分防渗墙变形的其他影响因素引起。中部坝基防渗墙竣工期向下游水平位移的平均值为0.04%D，变形主要在0.02%D～0.07%D之间，而蓄水期向下游水平位移的平均值0.15%D，主要范围为0.05%D～0.28%D，竣工变形显著小于蓄水期向下游方向的水平位移。由上述结果可知，上游坝基防渗墙和中部坝基防渗墙蓄水期的水平位移较为接近，但是竣工期上游坝基防渗墙水平位移较大(平均大0.10%D)。上述结果表明，相比较于深度，防渗墙位置是影响墙体变形特性的关键因素。防渗墙承受水平荷载的不同是造成上述结果的主要原因。对于中部坝基防渗墙，坝

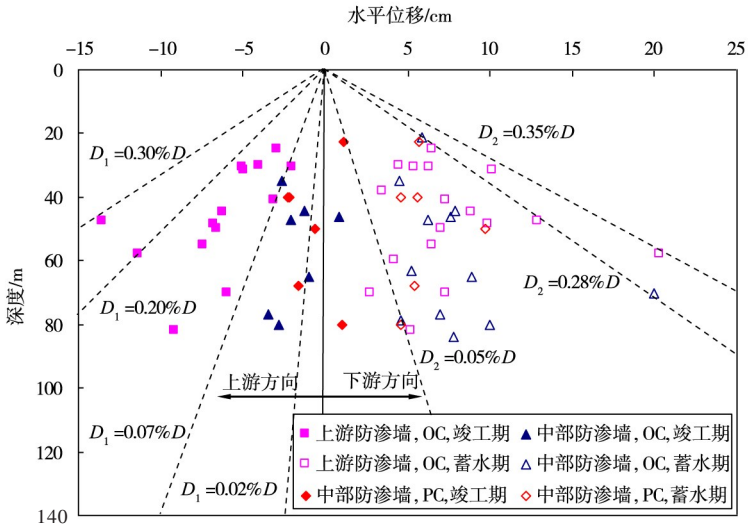


图5　43个防渗墙实例最大水平位移与墙体深度相关关系（图中符号同表1）

体竣工期防渗墙两侧坝基的水平位移较小，作用在防渗墙上下游面的侧土压力较小且基本对称，但是上游坝基防渗墙竣工期承受较大的来自下游侧土体向上游的推力，因此上游坝基防渗墙产生较大的水平位移。上下游侧孔隙水压力差是引起蓄水期防渗墙产生较大向下游方向水平位移的主要原因。另外由图5可知，塑性混凝土防渗墙和常规混凝土防渗墙的水平位移没有明显差异，这主要是因为不同材料防渗墙均难以抵抗相邻土体水平位移引起的推力，进而产生与相邻土体水平位移较为一致的变形。此时由于防渗墙材料差异，不同材料防渗墙的应力状态将存在显著差异。

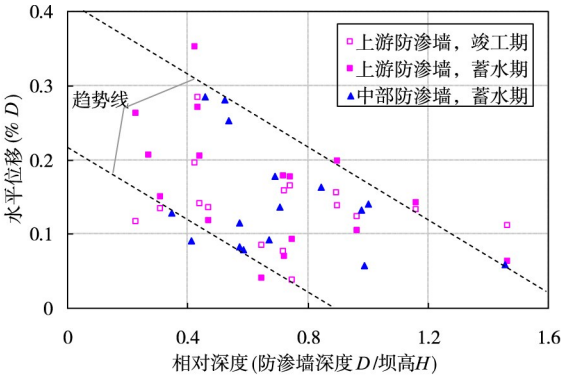
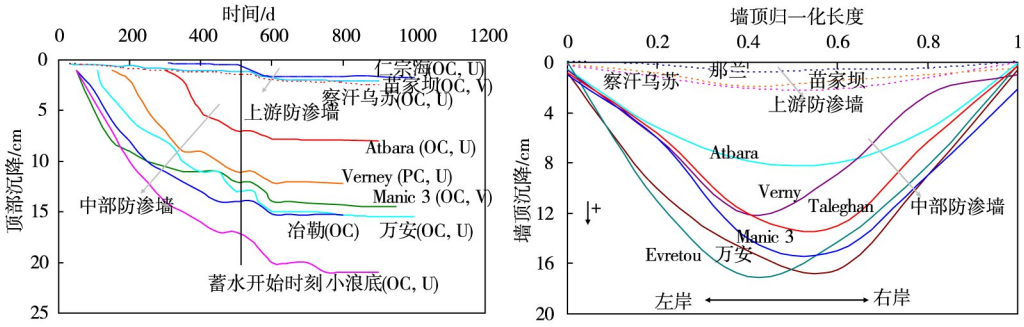


图6　防渗墙相对水平位移与其相对深度相关关系

图6为防渗墙相对水平位移(水平位移与防渗墙深度的比值)与防渗墙相对深度(防渗墙深度与坝高的比值)的相关关系。结果表明，不同位置防渗墙竣工期和蓄水期的相对水平位移均随防渗墙相对深度的增加而减小；虽然防渗墙的绝对变形可能随着墙体相对深度而增加，但是其相对变形却发生减小。若干悬挂式防渗墙实例在趋势线范围之外，由于所受约束条件的变化，这些实例产生较大的水平位移。

4　混凝土防渗墙沉降统计分析

4.1　防渗墙沉降典型分布规律　防渗墙的沉降变形取决于其自生材料特性及作用于其上的垂直荷载。图7为若干防渗墙实例顶部最大沉降随时间的变化过程和顶部沉降分布。由图7(a)可知对于中部坝基防渗墙，施工期随着顶部垂直土压力的连续增加，其沉降变形快速增加，但是变形速率逐渐减小。蓄水引起中部坝基防渗墙一定的沉降变形增量，但是其引起的变形增量和速率小于施工期的变形增量和速率。中部坝基防渗墙沉降变形的80%以上发生在施工阶段，水荷载对防渗墙沉降变形的影响较小。而上游坝基防渗墙施工期底部沉降较小，蓄水后才开始产生一定的沉降变形。图7(b)表明中部坝基防渗墙的沉降变形明显大于上游坝基防渗墙。其在顶部中间部位产生较大沉降变形。



(a) 顶部最大沉降随时间变化过程　　(b) 蓄水期顶部沉降分布

图7　若干防渗墙实例顶部沉降变形规律

由表1、图3、图4和图7可知，在坝高、地基条件及防渗墙位置和材料较为一致的情况下，U型河谷中修建的防渗墙水平位移和沉降变形比V型河谷中的防渗墙较大。比如U型河谷中察汗乌苏面板堆石坝防渗墙蓄水期最大水平位移比V型河谷中苗家坝防渗墙水平位移大3 cm，上述两个工程具有相似的其他工程建设条件。其他条件类似情况下，万安防渗墙蓄水期最大顶部沉降比Big Hotn防渗墙大2.4 cm。V型河谷对防渗墙更加显著的约束作用引起上述变形减小。如表1所示，从多个工程的统计结果来看，河谷形状对防渗墙变形特性的影响程度相对防渗墙位置较小。

4.2　防渗墙沉降统计分析　图8为43个防渗墙实例顶部最大沉降与防渗墙深度之间的相关关系。对于

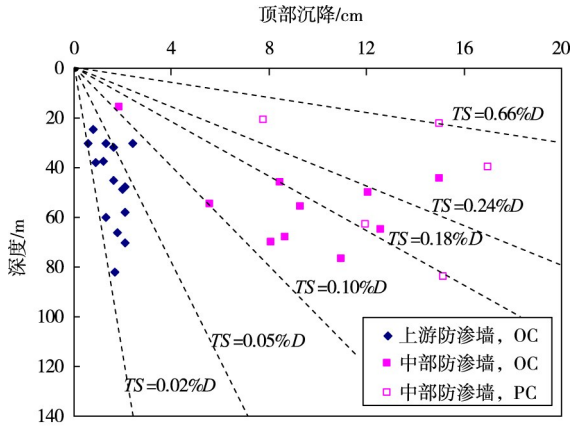


图8　防渗墙实例顶部最大沉降与深度相关关系(图中符号同表1)

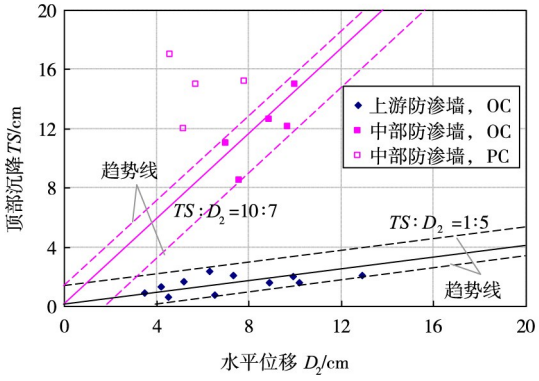
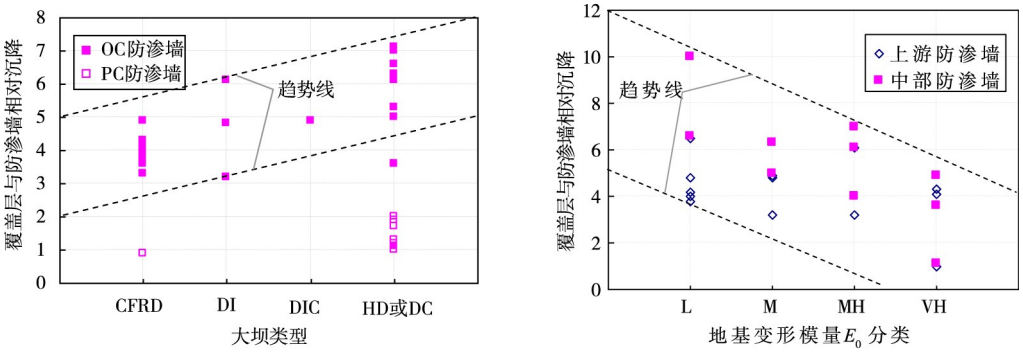


图9　蓄水期防渗墙最大沉降和最大水平位移比较(图中符号同表1)

常规混凝土防渗墙，上游坝基防渗墙和中部坝基防渗墙蓄水期最大顶部沉降范围分别为0.5～2.5 cm和2.0～15 cm。大部分中部坝基防渗墙的顶部最大沉降变形在0.10%D～0.24%D之间(平均值为0.17%D)，该范围显著大于上游坝基防渗墙0.02%D～0.05%D(平均值为0.04%D)的顶部沉降。中部坝基防渗墙较大的顶部沉降主要是由其承受的垂直土压力和摩阻力引起。中部坝基塑性混凝土防渗墙的顶部最大沉降范围为0.18%D～0.66%D，平均沉降值为0.36%D，是常规混凝土防渗墙的2倍。塑性混凝土防渗墙产生较大沉降的主要原因是其刚度较小，可以与覆盖层产生基本一致的变形。上述结果表明，除防渗墙位置以外，防渗墙材料是影响墙体变形特性的另一个重要因素。

图9对防渗墙蓄水期最大水平位移和最大沉降变形结果进行了比较。蓄水期，上游坝基防渗墙的水平位移将近是沉降变形的5倍，说明上游坝基防渗墙主要承受弯曲效应，产生较大水平位移。中部坝基常规混凝土防渗墙蓄水期顶部最大沉降大约为水平位移的1.4倍，塑性混凝土防渗墙顶部沉降相对水平位移的比值比常规混凝土防渗墙更大，说明蓄水期中部坝基防渗墙同时产生较大水平位移和沉降变形，而且沉降变形相对较大。上述结果表明，防渗墙不同的受力特点引起明显不同的变形响应，上游坝基防渗墙主要产生弯曲效应，而中部坝基防渗墙主要产生压缩效应。

防渗墙与相邻土体之间的相对沉降直接影响防渗墙上下游侧面承受的摩阻力。图10为覆盖层和防渗墙相对沉降(蓄水期墙体下游相邻覆盖层顶部最大沉降与防渗墙顶部最大沉降的比值)与土石坝类型和地基变形模量分类的相关关系。覆盖层和常规混凝土防渗墙的相对沉降随着墙体位置靠近坝基中部而逐渐增加。覆盖层和中部坝基防渗墙的相对沉降为5～7，大于覆盖层与上游坝基防渗墙的相对沉降值3～5。覆盖层和中部坝基防渗墙的相对沉降大约为覆盖层与上游坝基防渗墙相对沉降的1.5倍。产生上述现象的原因与防渗墙的受力特点有关，中部坝基承受明显较大的垂直土压力，因此产生较大的沉降变形。覆盖层和中部坝基防渗墙较大的相对沉降将在防渗墙表面引起显著的摩阻



(a)　相对沉降与土石坝类型相关关系　　(b)　相对沉降与变形模量分类相关关系

图10　蓄水期覆盖层和防渗墙相对沉降与土石坝和地基变形模量分类的相关关系

(L，E_0<50MPa；M，E_0=50~55MPa；MH，E_0=55~60MPa；VH，E_0>60MPa；图中其他符号同表1)

力，这也是中部坝基防渗墙容易产生压缩破坏的主要原因。此外，由图10(a)可知，覆盖层与塑性混凝土防渗墙的相对沉降只有1～2，说明由于塑性混凝土弹性模量较小，塑性混凝土防渗墙可以与相邻土体保持较为一致的变形。防渗墙和相邻土体共同承载上部垂直土压力。与常态混凝土防渗墙相比，作用在塑性混凝土防渗墙上的摩阻力将显著减小。图10(b)表明覆盖层与中部和上游坝基防渗墙的相对沉降均随着地基变形模量的增加呈现减小的趋势，其中中部坝基防渗墙相对沉降较上游坝基防渗墙总体较大，相对沉降随着地基变形模量增加而减小的趋势也更加明显。防渗墙和覆盖层的相对刚度可以通过两者的相对位移显著影响防渗墙承受的摩阻力。地基变形模量越大越有利于改善防渗墙的受力状态。

下面对覆盖层变形特性对防渗墙力学性状的影响开展进一步分析。图11为中部坝基防渗墙蓄水期顶部最大沉降与覆盖层变形模量的相关关系。随着覆盖层地基变形模量的增加，防渗墙顶部沉降呈现减小的趋势。L强度地基中防渗墙的归一化顶部沉降平均为MH强度地基中防渗墙沉降的2.9倍。当覆盖层和防渗墙的相对刚度较小时，两者产生较小的相对沉降，进而可以减小防渗墙承受的摩阻力，使防渗墙产生较小的沉降变形。郦能惠[19]通过数值计算分析覆盖层地基变形特性对面板堆石坝防渗墙力学性状的影响，结果发现覆盖层的变形模型直接影响防渗墙变形性状，变形性状与覆盖层变形模型呈现反比例关系，覆盖层刚度的提高有助于改善防渗墙的应力状态。上述结果表明，防渗墙和覆盖层的相对刚度对防渗墙的力学性状具有一定影响。实际工程修建防渗墙之前往往需要对覆盖层进行密实处理，使地基变形模量达到一定的要求，此时不同地基变形模量差异并不突出，削弱了地基变形特性对防渗墙力学特性的影响。

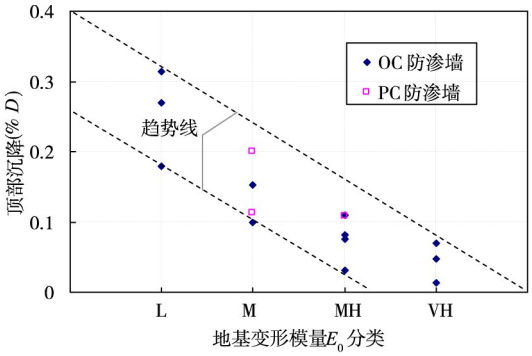


图11　中部坝基防渗墙蓄水期顶部最大沉降与覆盖层变形模量的相关关系

5　混凝土防渗墙应力分析

为分析防渗墙的应力分布规律，本文收集若干防渗墙实例蓄水期实测垂直应力分布(图12)。图中表明，大部分防渗墙承受的垂直应力为压应力，中部坝基防渗墙的垂直应力明显大于上游坝基防渗墙。下板地防渗墙垂直应力较小，主要因其采用的是塑性混凝土。塑性混凝土防渗墙的垂直应力一般只有常规混凝土防渗墙的1/10～1/15[19]。由图12可知，垂直应力从防渗墙顶部到某一深度逐渐增加，之后向底部逐渐减小。上游坝基防渗墙和中部坝基防渗墙的最大垂直应力大约为5～20 MPa和15～25 MPa，最大值主要发生在防渗墙顶部以下0.6～0.9倍防渗墙深度位置。其原因是，防渗墙承受的摩阻力沿着深度方向逐渐累积增加，到中性点位置附近承受的垂直荷载达到最大，引起较大的垂直应力。河谷形状对最大应力位置有一定影响。由实例结果可知，V型河谷中大部分垂直荷载通过河谷传递给两岸，致使防渗墙底部承受的压力减小，最大垂直应力的位置向上移动。同时，

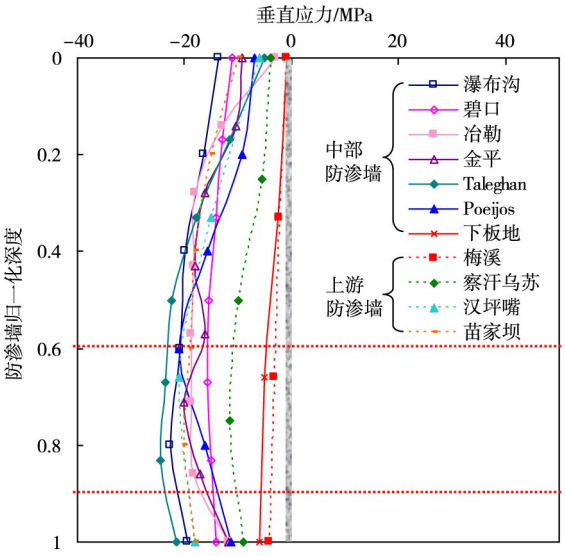
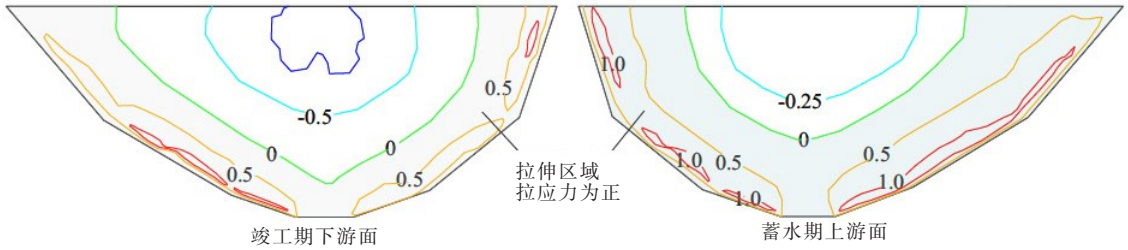


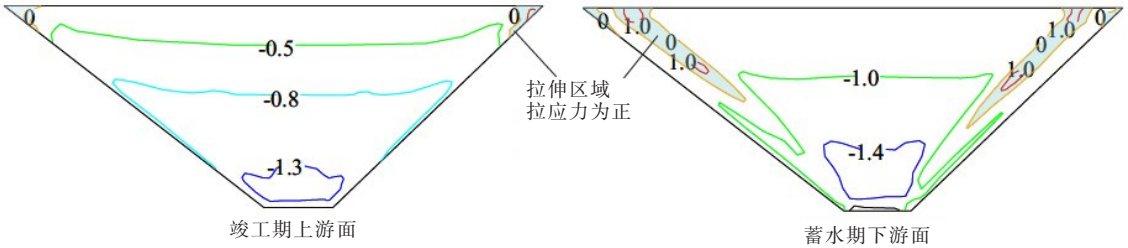
图12　若干防渗墙实例蓄水期下游面中间测线实测垂直应力分布(拉应力为正)

由于部分坝体重量荷载通过河谷拱效应传递给两岸，V型河谷防渗墙承受的垂直应力总体也较小。实测防渗墙应力基本在材料允许应力范围之内，垂直应力分布规律与已有研究结果基本一致[23,31-32]。

为了分析面板堆石坝防渗墙的力学性状，作者基于线弹性模型对苗家坝面板堆石坝常规混凝土防渗墙开展了考虑防渗墙与覆盖层接触效应的三维有限元数值分析[23]。数值模拟真实考虑防渗墙和坝体的建设过程及蓄水过程。图13(a)为苗家坝面板堆石坝防渗墙小主应力分布。为了分析和对比不同位置防渗墙的拉应力结果和分布规律。本文选取文献[21]中计算获得的某中部坝基防渗墙实例的小主应力分布进行比较，如图13(b)所示。该中部坝基防渗墙实例的建设信息与苗家坝工程具有较好的相似性。由图13可知，苗家坝面板堆石坝防渗墙上游面竣工期主要承受压应力，但是在下游面两岸和底部与基岩接触部位出现拉伸区域，承受一定的拉应力。竣工期防渗墙大小主应力均随深度的增加而增加，最大值分别为20和1.9 MPa，未超过材料的允许强度。蓄水期防渗墙弯向下游变形，下游面主要承受压应力，而在上游面两岸和底部与基岩接触部位出现拉伸区域，承受一定的拉应力。蓄水期防渗墙最大大小主应力值分别为22和2.0 MPa。这些应力结果表明，在受约束的弯曲变形和防渗墙高弹性模型作用下，上游坝基常规混凝土防渗墙竣工期和蓄水期均承受一定的拉应力。上述应力分布结果与中部坝基防渗墙的应力分布存在明显差异。如图13(b)所示，竣工期和蓄水期中部坝基防渗墙均主要承受压应力，只在竣工期上游面和蓄水期下游面两岸顶部尖端部位存在一定的拉伸区域。



（a）苗家坝面板堆石坝防渗墙小主应力分布



（b）某中部坝基防渗墙小主应力分布[21]

图13　典型防渗墙小主应力分布（单位：MPa）

表2为防渗墙实例垂直应力的最大实测值。上游坝基防渗墙竣工期和蓄水期均存在较大的拉应力，而中部坝基防渗墙主要处于受压状态，只在蓄水期可能产生较小的拉应力。上游坝基防渗墙的拉应力主要由侧土压力和孔隙水压力引起的弯曲效应引起，而中部坝基防渗墙压应力主要由外荷载引起的压缩效应引起。此外，下板地和Arminous塑性混凝土防渗墙拉压应力总体小于Taleghan和瀑布沟常规混凝土防渗墙相应拉压应力，表明与常规混凝土防渗墙相比塑性混凝土防渗墙应力相对较小。

本文收集的防渗墙实例均未经历地震荷载的作用，因此无法基于实例数据讨论防渗墙的动力响应特性。如今越来越多防渗墙修建在高烈度和深厚覆盖层地基中，因此研究防渗墙的动力响应至关重要。周小溪等[30]采用动力时程分析方法计算了设计地震荷载作用下金平大坝防渗墙的动力响应，结果表明地震作用引起的动位移分布与静力位移分布规律基本一致，但动力位移明显较小；防渗墙最大加速度响应发生在顶部中间部位，顺河向加速度较其他方向较大。万宇豪等[31]发现地震荷载可能在防渗墙中引起动态侧向拉应力并且由中间向两岸逐渐增大，同时在防渗中部引起动态垂直压应力并向两岸逐渐减小。一般而言，由于防渗墙位于覆盖层中，其动力加速度和位移响应均不是非常明显，地震荷载不会显著改变防渗墙的应力状态。

表2　若干防渗墙工程实例最大垂直应力值　（单位：MPa）

上游防渗墙	竣工期		运行期		中部防渗墙	竣工期		运行期	
	压应力	拉应力	压应力	拉应力		压应力	拉应力	压应力	拉应力
梅溪	-4.2	0.5	-5.0	0.7	下板地（PC）	-7.9	-	-10.1	-
察汗乌苏	-6.6	0.3	-10.5	0.5	Arminou（PC）	-15.7	0.3	-17.2	0.7
汉坪嘴	-18.2	1.1	-20.3	1.2	Taleghan	-20.4	1.2	-23.5	0.9
苗家坝	-16.1	1.7	-17.5	1.8	瀑布沟	-21.7	-	-23.2	-

6　防渗墙开裂破坏分析

防渗墙建设最关注的核心问题是施工缺陷和建设与运行过程中防渗墙的受力开裂。施工缺陷和开裂将恶化渗流控制系统，引起渗漏损失。已有观测结果表明，防渗墙实例可能存在施工缝、骨料分离、混凝土夹杂土壤、防渗墙空洞等多种形式的施工缺陷[27]。施工方法和材料选择不当是引起防渗墙的施工缺陷的主要原因。

当防渗墙的压应力或者拉应力超过材料允许强度时，防渗墙可能产生开裂或失效破坏。Rice等[10]发现在上下游侧面的孔隙水压力差作用下上部坝基防渗墙就可能产生开裂，其中防渗墙和基岩的接触部位是最可能产生开裂的位置。表3收集了7个防渗墙工程实例的失效或开裂信息。结果表明，心墙坝防渗墙的失效模式主要为压缩破坏，失效部位主要发生在防渗墙底部。防渗墙承受的摩阻力和上部垂直土压力是引起防渗墙内部过大压缩应力的主要原因。Yu等[21]分析中部坝基防渗墙的拉伸损伤特性发现，中部坝基防渗墙主要可能在顶部两侧尖端部位产生一定的拉伸损伤区域，但是拉伸损伤因子较小，往往不足以引起开裂破坏。

表3　混凝土防渗墙失效或开裂的若干典型实例

名称	年度	坝型	墙体材料	防渗墙深度/m	存在的问题	产生的原因
Arminou	1999	DC	PC	18	垂直缝侵蚀和开裂	内部侵蚀
册田	1989	DC	OC	39	防渗墙底部裂缝	压应力压缩破坏
Manic3	1976	DC	OC	131	蓄水期与基岩接触部位挤压破坏	过大摩阻力及压缩效应
沙湾	2000	DC	OC	64	蓄水过程底部渗透破坏	施工不当
Kezier	1998	DI	OC	40	蓄水期顶部开裂	向下游方向弯曲变形
Ravi	1968	DI	OC	13.4	蓄水期底部剪切盒拉伸破坏	纵向挠曲变形
牛头山	1989	CFRD	OC	62.5	顶部局部开裂和破坏	弯曲变形和拉应力

由表3可知，面板堆石坝和斜墙坝坝基防渗墙的主要失效模式为拉伸或剪切失效，开裂部位主要发生在防渗墙与基岩接触的顶部或底部。防渗墙弯曲变形和覆盖层向中间变形引起的防渗墙两岸拉应力是造成上游坝基防渗墙拉伸或剪切失效的主要原因。上述结果与Brown等[14]认为在弯曲作用下防渗墙水力开裂更加可能发生在上游坝基防渗墙中的结论是一致的。此外，Arminou塑性混凝土防渗墙也观测到垂直缝侵蚀和开裂，但是该防渗墙开裂是由材料内部侵蚀造成的，一般而言塑性混凝土防渗墙工程实例较少产生结构性开裂失效。

7　结论

本文基于43个防渗墙工程实例对防渗墙水平位移、顶部沉降、覆盖层和防渗墙相对沉降及应力和开裂等力学性状开展统计研究。同时分析了防渗墙位置、墙体材料、地基变形特性和河谷形状等因素对墙体力学性状的影响。本文获得的主要结论如下：(1)坝体施工期防渗墙一般弯向上游，产生向上游的位移，而蓄水期向下游变形，最大变形发生在顶部中间部位。中部坝基防渗墙竣工期产生较大的沉降变形，蓄水期同时发生较大的水平位移；而上游坝基防渗墙竣工期和蓄水期主要产生水

平位移，沉降变形相对较小。(2)中部坝基防渗墙主要产生压缩效应，处于受压状态，可能在防渗墙底部产生压缩失效；而上游坝基防渗墙主要产生弯曲效应，防渗墙较大范围处于受拉状态，容易在底部或两岸与基岩接触部位产生剪切或拉伸破坏。(3)防渗墙的位置是影响墙体力学特性最关键的因素，其对墙体位移和应力均具有显著的影响；防渗墙材料对墙体沉降和应力分布影响显著，防渗墙的受力状态可以通过采用塑性混凝土材料得到较大的改善；防渗墙深度也对墙体力学特性产生较大影响，但是相对墙体位置和材料，影响相对较小；此外，河谷形状和地基变形特性对防渗墙力学特性具有一定的影响。与U型河谷相比，修建在V型河谷中的防渗墙，其应力和变形有所减小。减小防渗墙和覆盖层的相对刚度可以减小墙体的变形，并改善其应力状态，但是河谷形状和地基变形特性对防渗墙力学特性的影响程度总体相对较小。

参 考 文 献：

[1] 高钟璞．大坝基础防渗墙[M]．北京：中国电力出版社，2000．

[2] 韩新华．中小型水利工程防渗墙施工技术[M]．杭州：浙江大学出版社，2014．

[3] 王清友，孙万功，熊欢．塑性混凝土防渗墙[M]．北京：中国水利水电出版社，2008．

[4] 宗敦峰，刘建发，肖恩尚，等．超深与复杂地质条件混凝土防渗墙关键技术[M]．北京：中国水利水电出版社，2017．

[5] 宗敦峰，刘建发，肖恩尚，等．水工建筑物防渗墙技术60年Ⅰ：成墙技术和工艺[J]．水利学报，2016，47(3)：455-462．

[6] 宗敦峰，刘建发，肖恩尚，等．水工建筑物防渗墙技术60年Ⅱ：创新技术和工程应用[J]．水利学报，2016，47(4)：483-492．

[7] DURGUNOGLU H T，IKIZ S，ESER S，et al．A case study-installation of cut-off wall in Seyrantepe Dam project [C]//Proceedings of the Fourth International Conference on Grouting and Deep Mixing，New Orleans，Louisiana，United States，2012．

[8] MOHARRAMI A，MORADI G，BONAB M H，et al．Performance of cutoff walls under hydraulic structures against uplift pressure and piping phenomenon [J]．Geotechnical and Geological Engineering，2014，33：95-103．

[9] RICE J D，DUNCAN J M．Findings of case histories on the long-term performance of seepage barriers in Dams [J]．Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering，2010，136：2-15．

[10] RICE J D，DUNCAN J M．Deformation and cracking of seepage barriers in dams due to changes in the pore pressure regime[J]．Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering，2010，136：16-25．

[11] HINCHBERGER S，WECK J，NEWSON T．Mechanical and hydraulic characterization of plastic concrete for seepage cut-off walls[J]．Canadian Geotechnical Journal，2010，47：461-471．

[12] 张文杰，顾晨，楼晓红．低固结压力下土-膨润土防渗墙填料渗透和扩散系数测试[J]．岩土工程学报 2017，39(10)：1915-1920．

[13] ABBASLOU H，GHANIZADEH A R，AMLASHI A T．The compatibility of bentonite/sepiolite plastic concrete cut-off wall material[J]．Construction and Building Materials，2016，124：1165-1173．

[14] BROWN A J，BRUGGEMANN D A．Arminous Dam，cyprus，and construction joints in diaphragm cut-off walls [J]．Geotechnique，2002，52：3-13．

[15] DASCAL O．Structurall behaviour of the Manicouagan 3 cutoff[J]．Canadian Geotechnical Journal，1979，16：200-221．

[16] 丁艳辉，张其光，张丙印．高心墙堆石坝防渗墙应力变形特性有限元分析[J]．水力发电学报，2013，32(3)：162-167．

[17] XIAO M，LEDEZMA M，WANG J．Reduced-scale shake table testing of seismic behaviors of slurry cutoff walls [J]．Journal of Performance of Constructed Facilities，2016，30：04015057．

[18] HOU Y J，XU Z P，LIANG J H．Centrifuge modeling of cutoff wall for CFRD built in deep overburden[C]//International Conference of Hydropower，Yichang，China，2004．

[19] 郦能惠，米占宽，孙大伟．深覆盖层上面板堆石坝防渗墙应力变形性状影响因素的研究[J]．岩土工程学报，2007，29(1)：26-31．
[20] LI Y C，CLEALL P J，WEN Y D，et al．Stresses in soil-bentonite slurry trench cut-off walls[J]．Geotechnique，2015，65：843-850．
[21] YU X，KONG X，ZOU D，et al．Linear elastic and plastic-damage analyses of a concrete cut-off wall constructed in deep overburden[J]．Computers and Geotechnics，2015，69：462-473．
[22] YU X，ZOU D G，KONG X J，et al．Large-deformation finite element analysis of the interaction between concrete cut-off walls and high-plasticity clay in an earth core dam[J]．Engineering Computations，2017，34(4)：1126-1148．
[23] WEN L F，LI Y L，CHAI J R．Plastic-damage analysis of concrete cutoff wall for a concrete face rockfill dam[J]．Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering，2020，173(2)：153-168．
[24] 马晓华，郑敏生，梁国钱，等．弹性模量对坝体混凝土防渗墙应力变形影响分析[J]．水力发电学报，2013，32(1)：230-236．
[25] 沈振中，田振宇，徐力群，等．深覆盖层上土石坝心墙与防渗墙连接型式研究[J]．岩土工程学报，2017，39(5)：939-945．
[26] 李波，程永辉，程展林．围堰防渗墙与复合土工膜联接型式离心模型试验研究[J]．岩土工程学报，2012，34(11)：2081-2086．
[27] SONG H，CUI W．Stop-end method for the panel connection of cut-off walls[J]．Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering，2015，168：457-468．
[28] SOROUSH A，SOROUSH M．Parameters affecting the thickness of bentonite cake in cutoff wall construction：case study and physical modeling[J]．Canadian Geotechnical Journal，2005，42：646-654．
[29] WON M S，KIM Y S．A case study on the post-construction deformation of concrete face rockfill dam[J]．Canadian Geotechnical Journal，2008，45：845-852．
[30] 周小溪，何蕴龙，潘迎．深厚覆盖层坝基防渗墙地震反应规律研究[J]．长江科学院院报，2013，30(4)：91-97．
[31] 万宇豪，何蕴龙．黄金坪坝基防渗墙地震反应规律[J]．武汉大学学报(工学版)，2016，49(3)：378-383．
[32] 余翔，孔宪京，邹德高，等．覆盖层中混凝土防渗墙的三维河谷效应机制及损伤特性[J]．水利学报，2019，50(9)：1123-1134．

Statistical analysis of mechanical properties of dam foundation concrete cutoff wall

WEN Lifeng，LI Yanlong，CHAI Junrui
(*State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region*，*Xi'an University of Technology*，*Xi'an* 710048，*China*)

Abstract：Concrete cutoff walls are a well-established technique for forming seepage cutoff in pervious and compressible foundations in newly constructed dams. This study investigated the behavior of cutoff walls on the basis of statistical analysis. Firstly，this paper collected the monitoring data and engineering construction information of 43 cutoff wall cases for earthen dam built alluvium foundation，and established the case database of the mechanical behavior of cutoff wall. Based on the case data，a detailed statistical analysis of the horizontal displacement，crest settlement，relative settlement，stress characteristics and cracking behavior of the concrete cutoff wall is carried out. Combined with the loading characteristic and statistical analysis，the statistical laws and formation mechanisms of the mechanical behavior were revealed. The effect of the position，depth，and material of the cutoff wall，the valley shape and the deformation characteristics of the foundation on the behavior of the cutoff wall were further discussed，and the main factors affecting the behavior were identified. This paper reveals the behavior of the cutoff walls from a statistical point of view，which can provide a reference for the design and construction of cutoff walls.

Keywords：concrete cutoff wall；mechanical properties；statistical analysis；stress and deformation；influencing factors

(责任编辑：韩　昆)