

中华人民共和国水利行业标准

水工建筑物抗冰冻设计规范

SL 211—2006

条 文 说 明

目 次

1	总则	78
3	基本资料	79
4	冰冻荷载	81
5	材料与结构的一般规定	84
5.1	一般材料	84
5.2	保温材料	88
5.3	分缝和止水	88
5.4	结构构造	90
6	挡水与泄水建筑物	92
6.1	一般规定	92
6.2	混凝土坝与浆砌石坝	93
6.3	土石坝	95
6.4	溢流坝与岸边溢洪道	97
6.5	泄洪洞与坝体泄水孔	99
6.6	堤防与护岸	99
7	取水与输水建筑物	100
7.1	一般规定	100
7.2	取水口排冰	101
7.3	明渠冬季输水	101
7.4	暗管与隧洞	103
8	泵站与电站建筑物	105
8.2	前池排冰	105
8.3	地面厂(泵)房	107
9	闸涵建筑物	109
9.1	一般规定	109
9.2	结构与布置	110

9.3	稳定与强度验算	111
9.4	抗冻胀措施	112
10	挡土结构(墙)	115
10.1	一般规定	115
10.2	水平冻胀力的计算	116
10.3	抗冻胀措施	118
11	桥梁和渡槽	119
11.1	一般规定	119
11.2	基础结构	120
11.3	基础的稳定与强度验算	121
12	水工金属结构	124
12.1	一般规定	124
12.2	闸门	126
12.3	拦污栅	128
12.4	露天压力钢管	128
附录 A	中国主要河流冰情特征	129
附录 B	土的冻结深度的确定	130
附录 C	土的冻胀量的确定	132
附录 D	冰压力计算	134

1 总 则

1.0.1 我国北方地区的水工建筑物，在冬季运行过程中均存在冰或地基土冻胀作用的问题，使不少工程结构遭受不同程度的破坏，而目前又无专门的水工建筑物抗冰冻设计规范。因此，制定本标准是水利水电勘测设计标准体系中的一项重要标准，其目的在于更合理地设计北方寒冷地区的水工建筑物，保证其安全运行和应有的工程寿命。

1.0.2 由于本标准不涉及多年冻土区水工建筑物设计中的特殊问题，如多年冻土的融沉等，因此，规定多年冻土区的水工建筑物设计只是有关部分可参照执行。

本标准的内容包括各类水工建筑物的抗冰冻设计问题，这些冰冻作用主要包括：

- (1) 闸门、拦污栅结冰影响工程运行。
- (2) 冰层膨胀对水工结构物的推力和破坏作用。
- (3) 取水口和渠系结冰和冰堵造成的流量减小和漫溢。
- (4) 流冰对建筑物撞击和排冰输冰问题。
- (5) 混凝土和圬工结构的冻融和冻胀破坏。
- (6) 冻融滑坡对渠道和建筑物运行的影响。

(7) 地基土冻胀对涵闸、挡土墙、渠道（暗管）、渡槽和厂房（泵房）的破坏和对桩（墩）的上拔作用。

“抗冰冻”是指防止冰冻作用对水工建筑物的破坏或对正常运行的不利影响。

1.0.3 由于本标准涉及范围较广，冰冻问题的自然因素较复杂，因此，在本条中根据本标准的特点规定了进行水工建筑物抗冰冻设计应遵循的基本原则和方法，包括在执行本标准的同时还可结合具体工程条件进行科学试验，并在此基础上采用先进技术，从而也可补充和完善本标准提供依据。

3 基本资料

3.0.3 本条规定的气候分区仍沿用原规范的规定，分为严寒、寒冷和温和三个区，分区标准亦未更改。

3.0.4 冻结指数是指一个冬季冻结期内，日平均负气温值的累计值 ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{d}$)。其中不包括在冻结期内，特别是冻结初期和后期，由于气温回升而可能出现日平均气温为正值的日子。

3.0.7 最大冻深是计算水工建筑物各计算点设计冻深的依据。由于工程地点不可能有长期观测资料，因此，目前确定冻深的方法，一是建立在冻深与负气温指数之间的统计关系上的半径验公式；二是利用气象台（站）多年的实测冻深值绘制的冻深等值线图；三是直接采用当地或附近气象台站的实测统计值。由此可见，不论何种方法，都要依据气象台（站）的实际观测资料，而第三种方法，只要工程地点附近有气象台（站），则最为实际和可靠。因此，本次修订标准时规定采用当地或邻近工程地点气象台（站）的历年最大冻深观测值。

3.0.8 地基土发生冻胀的基本条件是负温、土质和水分，三者缺一不可。就土质而言，主要是指它的细颗粒成分，只有当它的含量适宜时才会有冻胀产生，否则就不会有冻胀。因此，需要给出“冻胀性土”和“非冻胀性土”的定量判别指标。这对判别地基土的冻胀性和采用非冻胀性土置换冻胀性地基土的抗冻胀措施都具有重要意义。这也是国外的“土的冻结敏感性”研究和国内的“土的冻胀分类”研究的基本目的之一。现有各种研究成果逾百种，其中，在易于形成冻胀机制的颗粒尺寸范围方面：国内认为 $0.005 \sim 0.05\text{mm}$ ，国外多认为在 $0.02 \sim 0.074\text{mm}$ 之间。而且在颗粒含量数值的限定上有较大差别。例如：国外有的资料 (Delaware, 1960 年) 认为小于 0.074mm 的含量占 35% 以下时无冻胀危险；有的资料 (瑞士, 1975 年) 认为小于 0.02mm 的

含量大于 3% 便常常发生冻害；我国《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85) 中规定粒径大于 0.1mm 的颗粒超过全重的 85%、冻结期地下水与冻深的垂直距离大于 1.5m 时属不冻胀；哈尔滨建筑工程学院资料提出，对于细砂，当黏粒含量小于 1%、黏粒加粉粒含量不大于 5% 时属不冻胀土；我国《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 和《冻土工程地质勘察规范》(GB 50324—2001) 中规定，小于 0.074mm 的含量小于 10% 时为不冻胀土。

在现行的有关技术标准中是以土的颗粒组成、含水量和地下水条件及冻胀率为土的冻胀性强弱的分类判定指标。如 GB 50324—2001 把地基土的冻胀性分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀五级，相应的冻胀率（即冻胀量与冻深之比）为： $\leq 1.0\%$ 、 $1.0\% \sim 3.5\%$ 、 $3.5\% \sim 6.0\%$ 、 $6.0\% \sim 12\%$ 、 $> 12\%$ 。

根据上述情况，并考虑到水工建筑物地基常在水浸条件下工作，有产生冻胀的充分条件，提出本条对冻胀性土与非冻胀性土的判别标准。

3.0.9 本标准采用以冻胀量绝对值的大小作为划分地基土冻胀分级的指标。这种分级方法可将冻胀量值与建筑物地基允许变形值直接比较；对地基土冻胀可能给工程的危害程度进行直观、定量的评价；同时，也可对各种抗冻胀措施的适用范围、条件给出定性的区分。

鉴于水工建筑物地基土因水分充足而具备冻胀的充分条件，故本条将地基土的冻胀划分为五级，使其能满足水工建筑物地基土的分类要求和反映冻胀量绝对值大和变幅大的专业特点。不过，冻胀量的划分指标是否完全合适，有待今后标准执行过程中和工程实践中验证。

4 冰 冻 荷 载

4.0.1 在现有的有关设计标准中, 缺乏对冰冻荷载的规定或规定不够明确。有的标准只对其个别荷载作为特殊荷载考虑。建筑物因冰冻荷载作用而破坏的现象相当多, 例如据 1979 年对黑龙江省查哈阳灌区的调查, 有 93 座渠系建筑物因冻害作用而破坏, 占调查总数的 83%; 又如 1981 年对吉林省梨树灌区 216 处工程的调查, 有 85 处是因为冻害遭受破坏的, 占调查总数的 39.4%; 再如新疆北疆地区有半数混凝土衬砌干、支渠因冻胀受到不同程度的破坏。此外, 在北方地区, 水库的进水塔架、土石坝护坡、闸门和桩墩结构被冰推破坏的事例亦不少。因此, 为合理进行水工建筑物抗冰冻设计和保护结构物安全, 本标准规定, 冰冻荷载应作为基本设计荷载。

4.0.2 目前, 冰压力的划分方法不尽相同, 例如有的将冰块(场)运动时产生的压力分为流冰动压力和流冰静压力。本标准中的动冰压力是指流冰时产生的压力, 静冰压力是指整体冰层升温膨胀时产生的压力。

4.0.3 土的冻胀力是地基土冻胀时受到建筑物的约束而产生的作用力。根据对建筑物的作用方向不同, 冻胀力分为切向冻胀力、水平冻胀力和法向冻胀力三种。本条分别给出了这三种单位作用力值。

1 切向冻胀力是指桩、墩基础周围土体冻胀时, 由于受到基础的约束而作用于基础侧面向上的作用力。“冻胀”和“约束”是产生冻胀力的必要与充分条件。基础与基土间的冻结力是切向冻胀力形成与传递的媒介。其破坏时的抗剪强度等于瞬时最大切向冻胀力值。由此可见, 切向冻胀力与土的冻胀性、基础的材质及其表面状态和形状等因素有关。

表 4.0.3-1 的单位切向冻胀力值是根据黑龙江省大庆市龙

风试验场, 哈尔滨万家试验场、巴彦和庆安试验场, 吉林省双辽和公主岭试验场等 6 个不同水、土和冻胀条件试验场的多年原型实验结果, 并参照国家现行有关标准, 经整理分析提出的。经多年实际工程验证较为合适。表中的数值是用模板或套管浇筑时的平整桩壁条件下的力值, 因此, 当桩壁粗糙, 但无凹凸面时, 设计计算中应乘以一个粗糙度系数。

由于受双向冻结和约束条件不同的影响作用小, 挡土墙后的填土与墙背之间的切向冻胀力可能较小。具有梯形斜面的墩台基础的切向冻胀力则由于斜坡的作用而减小。但目前实测值少, 还难于定量。

2 水平冻胀力是指挡土墙后或基础侧面的土冻胀时水平作用在墙或基础侧面的作用力。在冻结周期内的不同时间和沿墙高的不同部位的单位水平冻胀分布不同, 因此本条中只规定沿墙高的最大单位水平冻胀力值。国内曾进行水平冻胀力现场原型实验, 主要有水利部东北勘测设计研究院科学研究所的长春地区西新和向阳模型挡土墙工程、铁道部西北科研所的风火山试验挡土墙工程、黑龙江省水利勘测设计院巴彦东风水库挡土墙工程、吉林省水利科学研究所和东北院科研院的东阿拉和大安屯锚定板挡土墙工程、黑龙江省水利科学研究所的万家冻土实验站和海林新安挡土墙工程。试验观测时间最长的达 6 年。表 4.0.3-2 中的最大单位水平冻胀力值, 是在上述试验研究中所获 80 组实测资料的基础上, 以合力相等和力矩平衡并保持最大单位水平冻胀力作用点不变为原则, 对分组资料进行线性简化后得出的。

3 法向冻胀力是指地基土冻胀时受基础约束作用在基础底面呈法线方向向上的作用力。已有的室内试验和野外模型试验(黑龙江省水利科学研究院试验的最大压板面积达 $3\text{m} \times 3\text{m}$)说明, 法向冻胀力的大小取决于基础的约束程度、地基土的冻胀性和压缩性。当基础发生上抬时, 冻胀力值将随之减小。此外, 单位法向冻胀力值随基础板面积的增大呈指数规律衰减并在板面积大到一定程度时趋于常值。在面积小于 $2 \times 10^4 \text{cm}^2$ 范围内, 单位

法向冻胀力值变化剧烈。这是由于试验压板周边的土冻胀的影响随基础板面积的增大而减小所致。考虑到水工建筑物的底板受周边土冻胀的影响较小，表 4.0.3-3 只列出按法向冻胀力随基础板面积的增大呈指数衰减的规律和根据黑龙江省水利科学研究所的试验资料推算大面积条件下面积为 100m^2 趋于常值的冻胀力值。

4.0.4 斜坡上的桩受冻胀力作用的条件与水平地表的桩不同。由于冻胀力方向与冻结面相垂直，因此对于斜坡上的桩，在冻结过程中将有与之斜交的冻胀力作用，同时还存在与周围土之间的冻结力，从而也使得桩周的受力条件不同。由于目前这方面的研究很少，难于定量，所以在遇到这种情况时，宜根据具体情况研究确定。

4.0.5 冻胀力对挡土墙的作用及其过程较复杂。考虑到对墙体产生水平冻胀力作用时对后部未冻土体将产生反力，这种反力起平衡土压力的作用。所以，水平冻胀力只有大于土压力时才起控制作用，否则在挡土墙设计中仍是土压力起控制作用。因此，设计时，两种力不叠加，并取两者的较大值。

5 材料与结构的一般规定

5.1 一般材料

5.1.1 我国以往有关标准沿用前苏联 20 世纪 40 年代标准，抗冻标号较低，并采用试验工作量大的慢冻法。美国在 20 世纪 40 年代规定，不论气候如何，一律要用快冻 300 次作为外部混凝土耐久性标准。本标准不再沿袭过去的慢冻标号，而采用快冻试验确定的混凝土抗冻级别，并根据抗冻耐久性不同规定了 7 个混凝土抗冻级别。

5.1.2 室内试验和工程实践经验表明，干燥的混凝土不会产生冻融破坏，含水的混凝土会产生一定程度的冻融破坏，含水饱和的混凝土冻融破坏最严重。在水工建筑物长期受日晒的阳面混凝土比较干燥，不易遭受冻融破坏；通风较差、湿度较大的阴面混凝土长期暴露在大气中，即使远离水面部位也易受雨淋和霜雪作用，使之常常处于饱和状态，其冻融破坏程度往往不亚于水位变化区。因此，表 5.1.2 中除按气候分区和年冻融循环次数外，还提出按日晒与否的小气候条件提出抗冻级别要求。

大量调查资料表明，我国南方温和地区的水工建筑物也存在一定程度的冻融破坏问题。因此，表 5.1.2 中对温和地区也提出 F50、F100 的要求。

水下、土中、大体积内部的混凝土，虽然运行期不受冻，但施工期仍可能有冻融破坏，故规定严寒地区应达到 F50 的要求。

表 5.1.2 中对结构构件的划分比较详细，目的是便于使用。表中的抗冻级别比现行有关标准有些提高，如结构重要、受冻严重而且难于检修部位年冻融循环次数（次）不少于 100 时的抗冻

级别由原规范的 F300 提高为 F400，是考虑这些部位要求比其他要求 F300 的部位有较多不利因素选用的。但一般部位比美国规定外部混凝土一律为快冻 300 次的要求仍较低。

关于冻融循环次数的定义在国际上仍然是一个意见分歧、悬而未决的问题。一般认为，混凝土中的自由水冰点接近和略低于 0°C 时，吸附薄膜水冰点更低，实际上不会冻结。美国 T. C. 饱威尔斯则认为混凝土中的水分含溶解盐，升温时的最终融点约 -1.0°C ，降温时常在 $-12.0 \sim -5.0^{\circ}\text{C}$ 开始结冰，在 -15.0°C 时可认为全部或绝大部分可冻水已冻结。我国中国水利水电科学研究院和南京水利科学研究院分别做过现场和室内试验，从试验结果看，大体上融点略高于 0°C ，冰点则略低于 0°C 。由于工程设计时只能取得气温资料，而混凝土温度也主要受气温影响，因此只能用气温作为统计指标。根据制定本标准过程中专门征求有关单位对混凝土抗冻技术要求的意见，并考虑到以往几十年设计中沿用的标准，表 5.1.2 的注 1 对不与水接触区仍采用 3°C 和 -3°C 的气温标准。可以认为，这两个气温大体上接近或分别略高于和略低于混凝土表面 0°C 的温度，因而在目前情况下是适宜的。但是，对水位变化区的温度标准，根据征求得的意见和考虑到现行规范中所用的月平均气温低于 -3°C 期间的规定。不能恰当反映实际冻融状况，可能造成冻融循环次数偏多或偏少；因此将“月平均”改为“日平均”。

表 5.1.2 的注 4 是考虑最冷月平均气温低于 -25°C 的地区现有水利工程少、经验不多所作的规定。这些地区主要是指大兴安岭最北部和青藏高原等地区。

5.1.3 1986 年发现丰满大坝溢流面（阴面）发生了深层破坏，因此作出了本条的规定，以策安全。

5.1.4 大中型工程抗冻混凝土的原材料应根据工程地址的实际情况和混凝土配合比设计试验结果进行具体选择，以确定既满足设计使用要求又经济合理的混凝土原材料。因为我国地域辽阔，

原材料品种、性能不一，某一原材料的抗冻性缺陷往往可借助其他材料的性能进行弥补。例如，骨料抗冻性低时，可依靠掺加引气剂、降低水灰比得以弥补；再如，使用普通火山灰质掺合料或掺粉煤灰会严重降低混凝土的抗冻性，但掺量较低和使用引气剂则无明显影响。对于引气剂而言，国产引气剂中以松香热聚合物和皂荚类及其衍生产品为最优，而木质磺酸钙等产品虽有一定的引气作用，但其所引气泡直径较大，不能显著提高混凝土的抗冻性，因而不能认为是有引气作用的外加剂，只能在 F100 及其以下的抗冻混凝土中单独使用。因此，本条对原材料未作规定。

5.1.5 在混凝土配合比设计试验中，同时控制含气量和水灰比虽然可以取得良好的控制效果，但由于含气量只能笼统地反映混凝土所含气泡的总量，不能反映这些气泡的大小和分布情况，因而不能直接反映不同引气剂或同一引气剂在出现质量波动时的混凝土抗冻性能。在混凝土水灰比和含气量一定的前提下测试混凝土的气泡间距系数可以准确地反映混凝土中气泡的大小和分布情况，但由于影响混凝土气泡间距系数的因素除引气剂的种类和用量外，还与水泥的种类、强度等级、矿物组成、细度、水泥与骨料的界面黏结情况及混凝土的水灰比等许多因素有关，目前还没有建立混凝土的气泡间距系数与混凝土抗冻级别的关系，不能快速准确地评定混凝土的抗冻性，考虑到施工现场的实际情况，故仅要求在混凝土配合比设计试验时测定混凝土的气泡间距系数，以建立混凝土气泡间距系数与混凝土抗冻级别的关系，快速准确地评定混凝土的抗冻性。

小型工程由于工程经费和混凝土方量的限制，没有条件大量开展混凝土配合比设计试验，不易通过试验确定抗冻混凝土配比。为此，小型工程可参照表 1 和表 2 选择混凝土的水灰比和含气量，使用有引气作用的引气剂，在施工现场控制水灰比和含气量就可以得到较高抗冻性的混凝土。

表 1 抗冻混凝土的适宜水灰比

抗冻级别	F300	F200	F150	F100	F50
水灰比	<0.45	<0.50	<0.52	<0.55	<0.58

表 2 抗冻混凝土的适宜含气量

抗冻级别	$\geq F200$	$\leq F150$
最大骨料粒径 20mm	$(6 \pm 1)\%$	$(5 \pm 1)\%$
最大骨料粒径 40mm	$(5.5 \pm 1)\%$	$(4.5 \pm 1)\%$
最大骨料粒径 80mm	$(4.5 \pm 1)\%$	$(3.5 \pm 1)\%$
最大骨料粒径 150mm	$(4 \pm 1)\%$	$(3 \pm 1)\%$
注：如含气量试样须经湿筛时，按湿筛后最大骨料粒径取用相应的含气量。		

表 1 中的水灰比是根据国内经验和美国标准确定的。例如，美国垦务局规定严寒气候区外露面最大水灰比为 0.45，美国混凝土学会（ACI）规定为 0.44，我国东北地区大型水电站一般为 0.40~0.45，个别低于 0.40，都比我国现行设计施工标准严得多。表 2 中的含气量是参照美国 ACI 301—72 的 1983 年修订版将含气量规定由现行施工标准的一种改为两种，含气量误差由 $\pm 0.5\%$ 放宽到 $\pm 1.0\%$ ，以利于实际中应用。

5.1.6 原材料品质不稳定往往造成实际施工与配比试验结果不符，故材料试验宜注意品质的变异系数。

5.1.7 前苏联和美国的经验表明，混凝土早期受冻对其抗冻性的影响比对抗压强度的影响大，特别是钢筋握裹力基本完全丧失。此外，随着混凝土防冻剂和掺防冻剂混凝土研究的不断深入和广泛应用，在经过充分试验论证的基础上，对有耐久性要求的混凝土适当掺加一定量的混凝土防冻剂是可行的。因此，提出本条规定。

5.1.9 新增条文。增加寒冷和严寒地区浆砌石结构材料尺寸及砌筑材料的要求。浆砌石结构应用较多，但裂缝也较多，尤其是

在水位变化区的浆砌石结构受冻融破坏严重，因此根据以往工程修复经验提出了材料尺寸的范围及对砌筑材料的要求。近年来北方地区一些浆砌石挡水建筑物出现了比较严重的冻融破坏，其主要原因是浆砌石用混凝土或砂浆的抗冻级别较低，填充的饱满度不够等因素引起的。为此，本条规定在设计时应根据气候分区、冻融循环次数、表面局部小气候条件、水分饱和程度、构件重要性和检修条件等按表 5.1.2 选定。

5.1.10 新增条文。对于利用冻土材料筑坝而言，我国在这方面的经验较少，为慎重起见，在应用前应进行充分的试验论证。

5.2 保温材料

5.2.2 保温材料种类繁多，已在防止地基冻胀和其他结构物的保温上广泛应用。材料的国家标准和行业标准也较多，而没有达到标准要求材料还可以根据结构措施予以弥补。因此，本条仅列出了一些常用材料的要求，其他应满足《膨胀珍珠岩绝热制品》（GB/T 10303—2001）、《绝热用岩棉、矿渣棉及其制品》（GB/T 11835—1998）、《绝热用模塑聚苯乙烯泡沫塑料》（GB/T 10801.1—2002）、《绝热用挤塑聚苯乙烯泡沫塑料（XPS）》（GB/T 10801.2—2002）等要求。

5.2.3 保温材料分亲水性保温材料和憎水性保温材料两种。亲水性保温材料吸水后会降低其保温性能，因此需要在其表面采取防水措施。有机憎水性保温材料会在紫外线照射下老化，造成表面脆裂，丧失保温性能，因此需要在其表面采取防护措施。

5.3 分缝和止水

5.3.1 分缝是防止不均匀冻胀开裂的一个重要结构措施。但沉陷缝又常常是造成渗漏、土壤流失，甚至结构破坏的一个因素。因此，如果可以省去沉陷缝时，宜尽量作成整体结构。

5.3.2 冻胀性土基上建筑物的接缝三向变形都大，与岩基上建

筑物的接缝有很大区别。缝宽较大时易适应这种变形。

渗水结冰会妨碍接缝自由变形。缝端混凝土容易冻胀或挤压破坏。严重渗漏可导致缝后土壤流失,甚至结构倒塌。因此,缝的结构应能防止渗水。

5.3.4 本条根据我国经验并参照美国 ACI 标准制定,以使接缝设计更加完善。接缝止水应便于检修,例如在外露面用型钢、螺栓压紧橡胶止水板的办法,作用可靠也便于维修,但需对型钢和螺栓表面进行保护加固。莲花水电站防渗混凝土面板的接缝止水处采用角钢和膨胀螺栓压紧固定橡胶止水板的办法就出现了角钢扭曲、膨胀螺栓拔除破坏,修补方法是在混凝土、橡胶止水板、扁钢、膨胀螺栓等的各接触面涂抹一层特殊的结构胶,割断膨胀螺栓没用的部分,再在表面涂抹一层耐老化的特殊结构胶。这种方法有效地解决了上述问题。

5.3.5 抗冻胀用的止水片最好采用橡胶或合成橡胶类材料。只在变形不大时才使用铜止水片。退火薄紫铜片比一般不退火的压延铜片能适应较大变形。 Ω 形止水片便于骑缝安装在模板上,浇筑混凝土时不致走样,而且适应三向变形的能力比中间圆管形止水片大得多,建议采用此种形式的止水片。

国家现行的技术标准包括《高分子防水材料中的片材技术标准》(GB 18173.1—2000)、《高分子防水材料中的止水带技术标准》(GB 18173.2—2000)等。

5.3.6 我国一般不重视填充料与止水嵌缝料的区别,常常是沿用沥青质材料填满。其后果是构件受热膨胀时沥青材料被挤出,冷却后无法再充满张开的缝隙,造成拉裂、漏水或下层土料流失。因此,本条规定嵌缝材料不应充满缝的全高。为此,可使缝宽比预计缝宽变形大一倍以上,使填缝材料本身变形不大于50%。缝内迎土侧可充填填充料、木材或矿渣棉等,以免两侧混凝土挤压破裂,缝的中部填以薄层嵌缝止水材料,其厚度小于缝宽一半,这样才能适应缝宽变化,如图1所示。

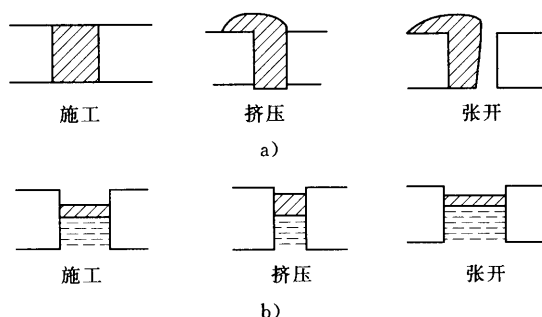


图 1 缝的构造示意图

a) 不正确构造；b) 正确的构造

5.4 结构构造

5.4.1 工程实践和室内试验表明，钢筋混凝土比素混凝土较易受冻融破坏。其原因是钢筋与混凝土的线胀系数差异较大，其界面处易充满水分而使握裹力下降，导致保护层易开裂、剥落。据此，本条对溢流面、底孔、尾水闸墩等另作加厚保护层和钢筋净间距的规定。

配筋设计中缺少支承架立筋易使保护层厚度不足。钢筋间距过密或保护层过薄易使保护层混凝土不密实。这些都会严重影响钢筋混凝土的抗冻性，故设计中应保证保护层的厚度和密实性。

5.4.2 混凝土冻胀破坏是近几年才特别强调的严重冰冻破坏形式。一般的冻融破坏大多限于混凝土表层，至多只导致钢筋外露和溶蚀，从而又加速冻胀破坏，形成恶性循环。

丰满大坝是破坏的典型。虽然 1943 年前施工质量已很低劣，但 1942 年冬蓄水前的照片显示外观尚完好，1943 年蓄水后秋末的照片也只见几处渗水，但是其后各年坝体渗漏急剧增加，多处呈射流状，冬季下游全部冻成冰山。中华人民共和国成立初期即发现水平施工缝普遍张开，缝宽可达 5mm，深度可达数米。1951 年初设置的坝顶水平变位观测标点，当年汛期最大变位达

112mm, 至 1954 年 10 月各坝段变位普遍达 240~280mm 以上。但当时只单纯把此种现象的原因归于施工质量低劣, 没有认识到蓄水后的冻胀的加速破坏作用。20 世纪 50 年代后发现坝顶沉降标点逐年抬升, 至 1973 年后才认为是坝顶局部冻胀。但由于不影响坝体安全, 仍未引起重视。1985 年已测到溢流面有鼓包现象, 但仍以为是当年施工当时模板变形造成的。直到 1986 年泄洪时, 12 号和 13 号坝段溢流面大量被冲毁, 并发现虽然 1953 年浇筑的溢流护坡面外层质量良好, 但其下的旧混凝土内有几层平行溢流面的宽达数厘米的张开裂缝, 与冬季冻土中产生冰夹层的基土冻胀十分相似, 才引起震惊, 并把这种现象定名为混凝土冻胀。

丰满坝顶冻胀抬升现象左岸比右岸轻, 其原因是右岸坝顶廊道下游侧无钢筋, 而左岸廊道有竖向钢筋。此外, 右岸上游面配有钢筋网, 钢筋网内的混凝土比无筋混凝土冻害轻得多。因此, 可以认为, 钢筋具有限制混凝土裂缝发展, 也就限制冻胀发展, 从而防止结构破坏的作用。据此, 本条规定为防止冻胀开裂宜设置钢筋。

配筋的下限是根据丰满坝顶左岸廊道下游侧配筋量 5.0cm^2 确定的。

5.4.3 本条是总结国内工程经验, 并参照美国 ACI 和垦务局的有关文件, 对抗冻结构作出的一般要求。混凝土水工建筑物的抗冰冻设计, 首先应从构件选型上避免受冻害, 然后再提出相应的抗冻级别。

我国水利水电工程常因施工质量欠佳而不得不在表面加装修层。调查资料表明, 表面抹灰极易冻胀、开裂、剥落, 并不美观, 其原因主要是装修层与混凝土界面黏结强度较低、线胀系数差异较大, 变形不一致引起的。国外一般土木工程表面都不加装修。国内交通、城建等建筑物也大多不加装修层。因此本条规定设计中应充分利用混凝土建筑物体形、尺度与混凝土质感, 提高模板和浇筑质量来满足外观要求。

6 挡水与泄水建筑物

6.1 一般规定

6.1.2 蓄冰库容大小的规定是根据我国西北地区的多年经验提出的。

抗冰设计超高是考虑可能出现的冰块堆叠而定的。当开江时，泄水口附近的坝段仍有可能产生冰块堆积，故规定超高应不小于 1.5 倍库内最大冰厚。武开江一般是由于上游涨水冰层被鼓开而发生的猛烈流冰。由于武开江形势比较复杂，故应考虑多种因素确定超高。根据东北地区一般武开江后江边残冰堆积情况来看，通常可达 3 层。故提出混凝土坝和浆砌石坝的超高应不小于泄冰库水位以上 3~4 倍最大冰厚，至于土坝，考虑到冰块沿斜坡的上滑，故加大到 3~6 倍最大冰厚。这里的最大冰厚是指水库（河道）的最大冰厚，流冰的初期的实际冰厚一般是它的 0.8 倍左右，所以 1.5 倍最大冰厚约相当于实际上的两层堆冰。

在武开江的情况下，特别是伴随有大风浪作用时，不论泄冰与否，都将发生较严重的冰堆积和壅高水位，有的土坝和蓄水闸因此而发生冰块越过坝和闸门。因此，提出武开江较频繁时宜加大超高。

在通常情况下，上述的抗冰超高不致超过校核洪水的要求，易于满足。只是在库容较小、流冰初期水位较高和伴随较大风浪的武开江时，特别是坝坡较缓的土坝，才可能不易满足。因此，遇有这种情况时，要认真分析冰情形势，采取加大超高或加大泄冰能力等措施。

防浪墙一般不能抗御冰流动撞击，故规定超高只能算至坝顶。

6.1.3 本条是根据过冰试验和工程实践经验提出的。水深不足时加剧冰块对堰顶撞击，并产生挤、卡、壅塞现象。因此，桥下

应有足够净空。

6.1.4 当出现冰坝、冰塞和冰洪时，造成的洪峰流量、流冰量和水位壅高远比一般武开江严重得多，一般泄冰措施难于应付，故应作专门调查和试验研究，然后进行适当的抗冰设计。

6.1.6 东北地区许多大坝坝顶水平或垂直位移测点和观测基点都有变位。分析时常被视为坝体的时效变位，造成误差。有时，甚至观测廊道内引张线和垂线也结霜或结露。因此，设计中应考虑这些问题。例如，变形观测基点和测点采用深锚筋与下部基岩或混凝土连接等方法。

6.2 混凝土坝与浆砌石坝

6.2.1 坐落在基岩上的低坝，由于基础埋深浅且基础宽度较窄，坝基础面有冻穿的可能，坝体与基岩之间的凝结力可能降低，抗滑稳定计算时要考虑。

6.2.2 增加对坝顶路面排水的要求。东北地区不少大坝普遍存在路面冻胀破坏现象，最突出的为丰满大坝路面，虽然采用了抗冻混凝土，真空作业，强度也较高，但路面仍发生开裂、鼓起、剥蚀。每年1月上抬约10mm，4月回落约9mm，20多年累计上抬33mm。其主要原因是坝顶以下7m内全部为负温，3m内有冻胀裂缝7条。尽管库水位通常很少达到此高度，但由于坝顶两侧栏杆为实体防浪墙形式，既挡御风吹日晒，积雪融化后又不易自由排水，使坝顶混凝土处于饱和状态，因此，坝顶破损严重。相反，在大坝下游的江桥，由于采用不挡阳光和风雪的稀疏栏杆，排水也比较通畅，桥面混凝土较干燥，运用四五十年至今，除表层砂浆磨蚀露石外，其余情况良好。据此，规定宜采用稀疏栏杆。

6.2.3 国外坝顶路面很多在混凝土上加铺一层黑色路面，以吸收辐射热，使下层混凝土温度升高，不易积雪，融化的雪水也不易下渗。这是一个简易可行的减轻坝顶冻害措施。

国内大多将坝顶路面与下层大体积混凝土分开浇筑。这样，

易产生冻胀和开裂。所以，以整体浇筑和黑色面层找平为好。

6.2.4 坝内廊道竖井中的空气一般均处于饱和状态。由于冬季竖井内气温高于室外气温，“烟囱”作用将湿空气运送到坝顶廊道。这是使坝顶部位混凝土饱和的一个主要原因。设置密闭保温弹簧门可隔断水汽通道，减小坝内温度应力和坝顶破坏。

6.2.6 坝体闸门井等各种内部充水的井、管，常是渗水、冻胀和冻融破坏部位，故规定作好内部防渗防冻措施，井口封闭，以防止“烟囱”作用。

混凝土虽然有一定抗渗性，但其抗蒸汽透过性却很差。廊道竖井内湿空气容易侵入较单薄的墙壁，引起破坏。用一般油漆即可防止这种现象发生。

6.2.8 周边缝冻结会严重改变坝体应力分布，甚至可能影响坝体自由收缩，产生裂缝，对此应引起足够的重视。

6.2.9 国内一些混凝土连拱坝和平板坝、大头坝均有不同程度的裂缝，局部补修又很难彻底解决问题。桓仁大头坝虽然施工期裂缝众多，但设置封腔盖板后，腔内温度变幅仅为气温变幅的 $1/4$ ，消除了日温度变化与温度骤降的影响，几十年来运行良好。挪威、瑞典等国的小型平板坝都在下游封闭隔墙，据报导，其运行情况好于小型重力坝。

6.2.10 碾压混凝土坝的预埋式或拔管式排水管容易堵塞，又无法钻通，且影响碾压施工。采用钻孔式排水管可确保通畅，又便于日后疏通，还兼有取芯压水等补充质量控制作用。

6.2.11 浆砌石坝实际上不能起到防渗和抗冻的应有作用。很多浆砌石坝往往在上游砌体内作一层砂浆或小石混凝土防渗层，但因不易保证质量，实际上也不能防渗。只有在上游坝面另浇一层钢筋混凝土护面，才能确保防渗，从而减轻坝体的冻害。

6.2.12 新增条文。增加混凝土坝的止水片距坝面的距离的要求。根据工程统计资料，寒冷和严寒地区混凝土的破坏冻深一般在30cm左右，为保证止水片的有效性，并参照《水工手册》（第5册）“混凝土坝”中有关坝体止水片的建议，提出本条

规定。

6.3 土 石 坝

6.3.1 土石坝的黏土心墙、斜墙和铺盖是防渗主体，受冻后易产生裂缝、漏水，这是不允许的。因此，无论是运行中或施工过程中均不应受冻。土心墙（斜墙）与防浪墙、齿墙、翼墙的连接面是渗漏的薄弱面。由于混凝土的热导率大于土的热导率，冬季冻深比土的冻深大得多，因此，连接面可能受冻，且往往在交界面上产生受冻裂缝，从而可能导致渗漏破坏。抗冰冻设计中应注意防止出现这种现象。

6.3.2 铺设防冻层有两个作用：一是防止坝坡产生受冻裂缝，二是消除或减小坝坡黏性土的冻胀量。实际工程调查资料说明，坝坡土的冻胀造成护坡局部隆起，加之冰压力的作用，使护坡层在冬季冻结期内产生位移、裂缝、破坏原有的整体性。在解冻期，特别是解冻之初伴随大风的情况下，护坡很易被风浪和淘刷破坏。因此，设置防冻层，减免坝坡土的冻胀是保持护坡完整和抗风浪破坏能力的必要措施。调查还发现，护坡在土的冻胀和冰推力作用下的鼓胀主要发生在冰面至冰面以上 1.5m 左右范围内，相应坡长约 4~6m。因此，在抗冰冻设计中应特别注意这个范围内的防护，并采用非冻胀性土作防冻层。防冻层的厚度，包括护坡和垫层在内，在一般情况下不宜小于最大冻深，以免除或基本免除坝坡黏性土的冻胀。但是，在预计土的冻胀量和冰压力较小的情况下，要求防冻层太厚可能在经济上不够合理，因此本条中提出可根据工程具体条件适当减小防冻层厚度。

6.3.3 新增加第 5 款。标准冻深大于 1.2m 和冰厚大于 0.6~1.2m 的地区主要为辽宁东部和北部、吉林、黑龙江、内蒙古东部和新疆北部的季节冻土区。这些地区的土坝护坡冻胀和冰推问题较多。由于造成冻胀和冰推的自然因素多变，加之目前虽然提出了一些抗冰推计算方法，但往往不符合实际冰推情况，难于用作护坡计算。因此，本条中根据已有试验和总结国内外较成功的

工程实践经验提出几种抗冰推护坡结构措施。这些措施稍严于现行设计习惯采用的措施,但从保证安全的角度考虑,可以认为基本上是适宜的。本条中对护坡厚度和材料尺寸规定的范围是考虑冰厚和冰压力大小不同而提出的。

第5款为新增内容。根据内蒙古的察尔森水库的经验,在水位变化区砌体的砌筑及勾缝采用二级配混凝土得到了较好的效果。

6.3.5 土石坝应注意排水设施的防冻。冬季冻结,排水不畅,这对坝坡不利。下游坡用植物护坡可减少入渗水,可起保温作用,防止坝坡裂缝,而且在经济上是有利的。

6.3.6 水库在封冰期和封冰后一段时间内,冰层沿斜坡上爬是常有的现象,只是因护坡结构和水库条件及温度状况不同,爬坡量的大小不同。当库水位高和冰面至防浪墙之间的坡长小于冰层的爬坡长度时,上爬冰层的推力可能破坏防浪墙。这种现象曾经出现过。设置陡直段或导滑齿可使顺坡上爬的冰层在未到达防浪墙时折断。

防浪墙的工作状况类似于挡土墙。若坝顶土的冻胀较大,则可能对墙体产生水平冻胀力。

6.3.7 本条的第2款是根据非冻胀性土的划分标准(土中粒径小于0.075mm的土粒质量不小于总质量10%的土)和《混凝土面板堆石坝设计规范》(SL 228—98)确定的。

面板与垂直墙的连接缝常位于正常蓄水位附近,其设计构造应考虑冰推力。

第5、6、7款为新增内容。面板堆石坝的垫层材料是按照渗透系数不大于 1×10^{-4} cm/s进行设计的,但在水库死水位以上或冬季最低水位以上区域应考虑局部冻胀的影响。由于水位变动区域有进行检查和维修条件,发生局部渗漏容易得到及时处理,我国关门山坝的设计规定垫层料的渗透系数不小于 1×10^{-3} cm/s,因此提出垫层料在压实后具有内部渗透稳定性的前提下其渗透系数不宜小于 1×10^{-3} cm/s。由于采用镀锌铁片或不锈钢片作为填

料的保护罩会增大冰层对止水结构的冰拔力，故第 7 款建议采用胶板做面膜，胶板应平整，边角应密封以防止剪切破坏，供设计时参考。第 7 款是参照 SL 228—98 编写的，东北的莲花混凝土面板堆石坝、小山混凝土面板堆石坝、青海小干沟混凝土面板堆石坝及北京十三陵水库上池混凝土面板堆石坝在建成后均发现膨胀螺栓拔出、角钢被拉弯、橡胶止水带被撕断、面板板间缝部分填料受损等现象，因此在寒冷地区不应采用角钢、膨胀螺栓作为柔性填料面膜的止水固定件，根据东北的莲花混凝土面板堆石坝顶部止水修补经验，提出宜采用粘接材料作为柔性填料面膜的止水固定件，以避免遭到冻胀的破坏而失去其固定作用，供设计时参考。

删除原规范 5.3.8 条中第 4 款“周边缝不应冻结”的规定。这是考虑这一要求不易做到。但在设计中还应考虑这一问题。

6.4 溢流坝与岸边溢洪道

6.4.1 开江时，冰块最大尺寸几乎可达到全河宽，没有闸墩的自由溢流堰易于适应过冰。必须设闸（桥）墩时，跨度要尽可能大。

6.4.2 本条是根据过冰试验和工程实践经验提出的。水深不足时，加剧冰块对堰顶撞击，并产生挤、卡、壅塞现象。

6.4.3 面流消能方式能将浮冰送往下游，且不致破坏下游设施。

6.4.4 如果上游泄冰而下游尚未全部开江，特别是由南向北的河流，可能会产生冰坝，从而使下游水位大大增高，影响枢纽工程正常运行，甚至造成两岸的淹没损失。例如，云峰水电站施工期由于下游冰块壅积使下游围堰漫水淹没了基坑。

6.4.5 严寒地区水位变化区的岩壁也常会产生冻融和冻胀剥蚀和崩塌，面对大风向侧尤为严重。这种现象在国内一些工程中曾出现过。因此，上下游导墙、护岸设计防护范围内应考虑防止岩壁破坏对工程运行的影响。

6.4.6 本条系归纳国内外经验提出的。美国 ACI 甚至建议频繁

受海冰撞击的建筑物采用 C70 混凝土。

6.4.7 土基上的溢流堰不允许受竖向冻胀力作用，以免发生向上位移，故规定埋深要大于最大冻深。对于岩基上的溢流堰，在一般情况下不致发生冻胀破坏问题，故埋深可在冻深范围内。但为了预防堰底或岩缝内可能存在的水分冻结时发生冻胀，故要提前做好排水和锚筋。

6.4.8 迄今为止，对泄槽底板厚度尚未有成熟的计算方法，目前主要用工程类比法确定。据调查和有关资料，岩基泄槽底板厚度大多数为 0.3~0.5m。本条规定不宜小于 0.4m，主要是依据已有工程经验和冻融破坏与修补因素提出来的。从抗冻融出发，底板钢筋保护层不宜小于 10cm，冻融破坏修补厚度最好大于钢筋保护层 5cm 以上。这样，若板的总厚度小于 0.4m，则剩余厚度将过薄。此外，底板越薄，分块尺寸宜越小，缝就越多，而永久缝也是冻融破坏的薄弱环节。

泄槽底板的分块尺寸是由气候特点、底板厚度、地基约束条件和混凝土浇筑时的温度控制条件确定的。我国溢洪道设计规范规定为 10~15m，美国和澳大利亚为 6.1~15.2m，我国东北地区一些工程为 8~10m。东北地区的调查发现，不少泄槽底板中心处产生裂缝。根据上述情况，本条规定纵横缝间距宜适当减小。

6.4.9 岩基上泄槽底板下挖排水沟不易成形。由于埋深浅，常常首先是出口被冻结，然后是下游侧低处排水沟（管）积水冻胀，使泄槽底板开裂。我国东北地区一些水库的溢洪道均有此现象。因此设置排水设施时，需要考虑防冻措施。排水平洞是排水防冻的一个很好的措施，排水平洞冬季不会因被冻结而不能排水，洞内设排水孔可将岸坡溢洪道山体地下水疏干，施工并不困难。底板上钻设倾向下游的排水孔，虽然也有些孔口易被冻结，但因孔数较多，有些不被冻结的排水孔仍可起排水作用。

6.4.10 土基上的泄槽底板厚度多数为 0.5~1.0m。本条规定不宜小于 0.6m。由于土基对泄槽底板的约束作用比岩基小，故采

用较大的分块尺寸，以增加底板的整体稳定性。

6.5 泄洪洞与坝体泄水孔

6.5.1 坝体中孔、底孔冬季未充满水时，孔内空气与外界空气对流，造成混凝土结霜、冻胀。若闸门并未加盖，则孔洞与闸门井形成“烟囱”作用，冷空气流通使孔、井受冻更严重，甚至开裂。这种现象在有的工程中曾发生过。因此，要在下游作封闭设施或使孔（洞）出口淹没水下。

6.5.2 过去不少水库采用框架式进水塔，多数受冰推破坏。因此，宜采用抗冰推能力较强的封闭井筒式结构，并进行抗冰推计算。

6.5.3 工作闸门位于首部或中部的泄洪洞和坝身泄水孔，当闸后洞身长度小于 50m 时，将出现 6.5.1 条中所述的情况。为防止混凝土产生裂缝，孔（洞）周围要增加钢筋，并在其末端加保温设施。

6.6 堤防与护岸

6.6.3 本条是参照 6.3.2 条的内容提出的。由于堤岸护坡的冰冻条件与土石坝护坡有所不同，例如不少堤防冬季不挡水，冰推和流冰条件也有所不同，因此要根据基土的冻胀级别和冰情条件确定必要的换填防冻层的厚度。

6.6.4 新增条文。提出在严寒和寒冷地区的堤岸护面层宜采用的护坡结构。根据内蒙古察尔森水库的经验，在水位变化区砌体的砌筑及勾缝采用二级配混凝土得到了较好的效果。

7 取水与输水建筑物

7.1 一般规定

7.1.1 以往的水利水电枢纽工程中的引、输水建筑物设计，一般都按常规进行，未考虑冰冻作用或考虑不够，因而出现过不少事故，如冰凌堵塞、压力钢管受冻和变形等。本章针对这些问题对严寒与寒冷地区有防冰要求的取水与输水建筑物的冬季输水、排冰和输水渠道衬砌结构、暗管与隧洞等抗冰冻设计作出规定。

7.1.2 本条中提出的运行方式是通过几年来的试验研究和工程运行实践总结出来的，而且是目前在有防冰要求的取水与输水建筑物中行之有效的几种主要防冰害的工程措施。

7.1.3~7.1.5 这三条规定是在规划设计过程中，取水与输水系统达到良好的输水、排冰水力条件及工程安全的基本要求。

已有的大量观测和试验资料说明，当渠底高程与冻前地下水位距离大于地下水对冻结层无显著影响的临界值 Z_0 。（见表 3）和渠道基土冻前含水量不大于塑限含水量加 2% 时，渠道衬砌不会有冻胀的危害。因此，从防止冻害出发，在选线时，在综合考虑各种因素的条件下，尽可能使渠道线路避开高地下水位地段是适宜的。

表 3 Z_0 值

土 类 型	黏 土	粉 土	细粒土质砂	砂
Z_0 (m)	2.0	1.5	1.0	0.5

7.1.6 结冰盖运行时，常由于局部地段冰盖下净空不够或其他原因，造成冰盖上有流水，使冰盖逐步加厚，导致漫渠垮堤的后果。因此规定超高应较常规设计增大。渡槽、倒虹吸等建筑物两端衔接段的超高亦需增大。

7.1.7 傍山渠道有时是半挖半填,即使是挖方渠道,其渠堤也比较单薄,故应加强防渗措施。现有劈崖渠道的临空侧多为浆砌石护坡结构,不耐冻融,易毁坏,故规定其底板与挡墙宜做成整体混凝土或钢筋混凝土结构。

7.1.9 原规范中所列有关渠道设计内容已纳入《渠系抗冻胀设计规范》(SL 23—2006)中。

7.2 取水口排冰

7.2.1、7.2.2 为了输、排冰更顺利,更有利于冬季安全运行,一般要求运行方式采用冬季高水位运行,其作用一方面扩大闸前水域满足输排冰要求,另一方面相应增加蓄滞冰库容。为满足输排冰要求,闸前水深不宜小于3m。此外,通过实践及试验,在枢纽前凹岸处设置活动导凌筏,可使冰块、冰凌向排冰闸方向流动。排冰闸流速应控制在1.2~1.5m/s。综合使用上述措施可使水面上80%的浮冰块通畅地排向下游。

7.2.3 根据实测及试验资料,并参照国内外有关资料,为使冰在渠内上浮,流速不宜大于0.7m/s。

7.2.4 冬季排冰耗水量是根据新疆地区几十个水电站20多年冬季运行实测资料,并参照下列一些国内外资料,汇总分析而得:

(1) 河北省东蒿村电站: $Q_{耗} = (0.6 \sim 1.0)Q_{发}$ 。

(2) 冰岛焦塞河伯福尔水电站: $Q_{耗} = 6Q_{冰} + 10$ 。

(3) 前苏联中亚某河流: $Q_{耗} = (4 \sim 9)Q_{冰}$ 。

(4) 加拿大某河流: $Q_{耗} = 12.5Q_{冰}$ 。

(5) 新疆各站资料: $Q_{耗} = (4 \sim 9)Q_{冰}$ 。

7.3 明渠冬季输水

7.3.1 按以往有关标准进行常规设计,渠线上设有弯道时,弯道曲率半径都取水面宽度的3~5倍。实践证明,这样设置的弯道不能形成完整的环流而产生偏流。根据试验及实测资料,为形成完整的环流,使水力条件良好,弯道曲率半径不宜小于10倍

水面宽度。

7.3.2 根据西北地区 40 多年来与冰害斗争的实践,对于上游无调节水库或远离控制性水利枢纽的径流式电站,在引水枢纽上游或沿渠线充分利用天然洼地修建蓄冰、滞冰水库、人工池(塘)是解决冰塞的有效措施。其水位应比该处引水渠水位低 0.2~0.3m,其主要作用是为了避免冰凌壅塞在池(塘)进口,导致失效乃至损毁进口。

7.3.3 本条主要从冰凌水力学方面提出防冰冻的设计要求。

7.3.4 对于有输水、排冰要求的渠道,窄深式可减少水面与大气接触面,缩减热交换量,减少底、岸冰的再生条件,使水流畅通,保证冬季运行的安全度。

7.3.7 本条设计流速系根据多年实测及室内模拟试验,并参照了下列一些国外资料提出的。

(1) 前苏联《水工手册》新版中提出,结冰盖期渠内 $v < 0.5\text{m/s}$; 形成冰盖后渠内流速 $v = 1.2 \sim 1.5\text{m/s} < 2.0\text{m/s}$ 。

(2) 美国《冰工程》提出,渠内流速 $v < 0.6858\text{m/s}$ (2.25ft/s)。

(3) 麦拉克兰提出,冰的下潜流速(也称临界流速)值为 0.69m/s 。

(4) 阿斯顿提出, $v = 0.6 \sim 0.7\text{m/s}$ 作为临界值。

7.3.8 根据新疆地区几个电站冬季结冰盖运行实测资料及参照国外资料进行对比后,推荐比较简化的东北勘测设计研究院提出的公式。有关公式介绍如下:

东勘院公式: [见式 (7.3.8-1) 和式 (7.3.8-2)]

前苏联水工手册新版 A. A. 沙巴也夫公式:

$$n = \left(\frac{\chi_1 n_1^c + \chi_2 n_2^c}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{2/3} \quad (1)$$

$$c = 0.5 + y \quad (2)$$

美国陆军工程师团凡洛康—萨巴涅也夫公式:

$$n = \left(\frac{n_2^{3/2} + n_1^{3/2}}{2} \right)^{2/3} \quad (3)$$

式中 n ——综合糙率系数；

n_1 ——渠槽糙率系数；

n_2 ——冰盖底面糙率系数；

χ_1 ——渠槽湿周长度 (m)；

χ_2 ——冰盖湿周长度 (m)；

c ——谢才系数；

y ——渠槽指数。

7.3.9 本条是依据已有工程多年运行实践总结、实测资料及室内水力学试验提出的。

7.3.10 本条所列经验公式是根据青海香加水电站、新疆玛河四级水电站及新疆金沟河水电站冬季渠水增温运行多年观测资料总结提出的。

7.4 暗管与隧洞

7.4.1 冬季通水的暗管(渠)埋在冻层内,可能因冻胀和融沉产生过大的变形,也可能因管(渠)内的水结冰影响通水甚至管道胀裂,因此其埋深应大于设计冻深。但是,如果在当地条件下,例如冻胀很小、水温较高等,不会发生上述问题,则可通过论证适当减小埋深。

7.4.2 暗管的冻胀破坏主要取决于管道周围及其下部土的冻胀量的大小,故除了地表总冻胀量外,冻胀沿深度的分布情况是确定管道埋深的重要条件。由于冻胀量沿深度的分布因各地条件不同而异,往往很难全由实测确定,故本条规定,在无实测资料情况下,按冻胀沿深度基本呈均匀分布的情况提出不同冻胀级别下的埋深要求。

7.4.3 本条是为避免埋在冻层内的暗管冬季存水,特别是满水时可能因结冰冻坏而规定的。

7.4.4 井管的冻拔可能破坏接头,故不允许冻拔。抗冻拔措施

是要消减冻切力。例如在冻层范围内的井管表面做得尽量平滑或做表层处理：涂黄油、沥青、工业凡士林及油与腊的混合物，并包以塑料薄膜或玻璃丝布油毡；设双层套管等。

7.4.5~7.4.8 这几条是根据几十年运行实践总结，为保证输水隧洞冬季能安全运行提出的。

8 泵站与电站建筑物

8.2 前池排冰

8.2.1 以往在前池容积的计算中,未计入在冬季正常水位运行时冰盖所占有的容积,因而导致前池超高不够而漫顶失事或强制降低正常水位运行而损失大量电能。因此,前池容积应计入冰盖所占容积。尤其是有侧堰布置的前池型式,除符合 8.2.8 条规定外,尚应加设一定的附设工程设施。

8.2.2 通过这几年来对引水式水电站防冰害的调研发现,各地区前池的布置形式繁多。为统一名称,本条进行系统归纳定名。各种布置型式见图 2 所示。从运行效果来看,其中以双层式最佳。

8.2.3 通过实际运行证明,排冰闸中心线和引水渠中心线布置在同一条直线上时,水流非常平稳,闸前无回流和漩涡;反之,闸前流态比较紊乱,出现回流、漩涡、水流顶托等现象,导致闸孔出流流速分布极不均匀。

8.2.4 为了使水流平衡,满足浮冰(凌)沉沙的流速要求,在排冰闸前设置缓流渠段能起到浮冰、排砂作用,其长度不宜太长或太短。太长时,由于水力排冰、排砂能力的影响长度有限,排冰、排砂效果不理想;太短时,会影响侧向进水口的水流流态。经过现场实测结合模型试验验证,其长度一般控制在 20~40m 范围内为最佳,其断面型式以宽度与排冰闸等宽的矩形为好。为了减少入渠冰量,在进水闸前缘应设置活动或固定的导冰筏。其潜入深度与冰块厚度有关。我国西北地区一般冰厚在 0.8~1.2m,故本条规定采用潜入深度为 1.5~2.0 倍冰厚为宜。

8.2.5 以往寒冷地区尤其是西北地区已兴建投产的引、排水系统中,其变断面的衔接段都紧靠闸体,长度也较短,因而在闸前均出现回流漩涡区,易形成冰塞、冰堵及闸孔出流不均,导致排

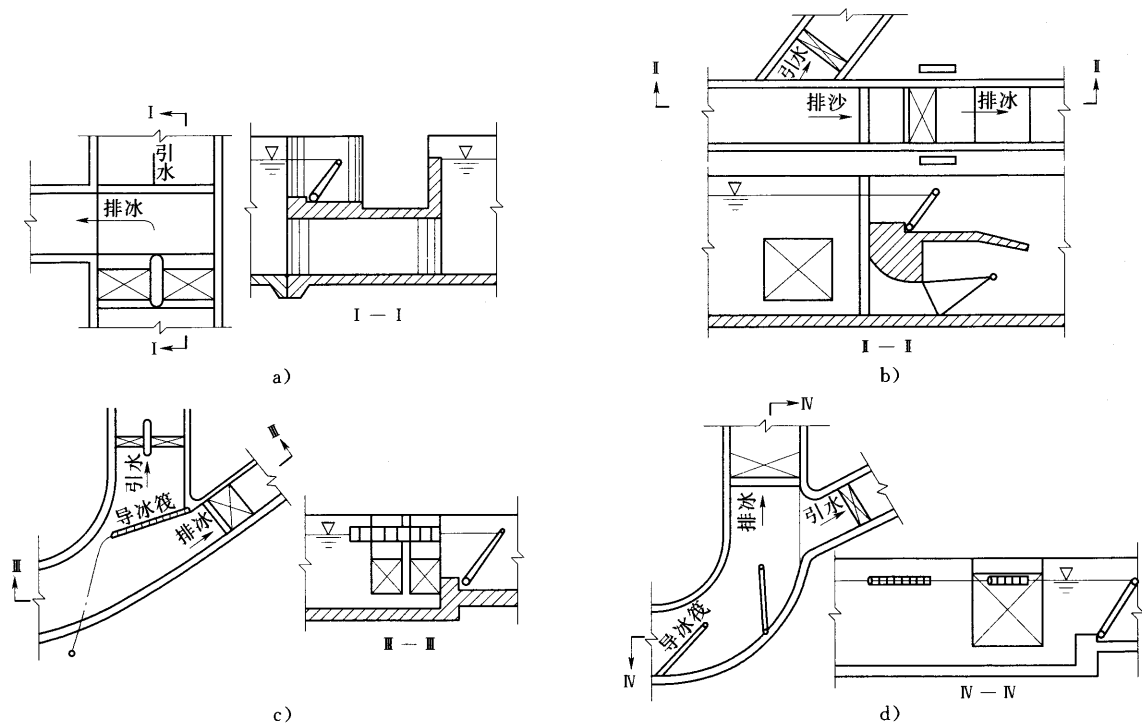


图 2 前池引水、排冰布置示意图

a) 正向排冰正向引水；b) 正向排冰侧向引水；c) 弯道排冰正向引水；d) 弯道排冰侧向引水

冰效果较差。本条规定是依据现场实测资料结合室内整体水力学模型试验提出的。

8.2.6、8.2.7 这两条是依据我国西北地区某电站进行整体水力学模型试验的结果提出的。

8.2.8 侧堰一般是为电站丢负荷时弃水而设，但在严寒与寒冷地区冬季运行时兼起排冰凌作用。其布置型式一般为直坎式（跌水式）、溢流堰式（实用堰、宽顶堰等）。为使冰块顺利排出，不发生卡堵现象，本条针对溢流堰式侧堰的排冰提出对水位和坝顶结构的要求。

8.2.9、8.2.10 常规的泄水渠主要为电站弃水服务，但严寒地区还要结合排冰、凌，故这两条对泄水排冰渠道提出相应的要求。

8.3 地面厂（泵）房

8.3.1 地面厂（泵）房，特别是抽水站的泵房若布置在高边坡和地下水位高的地段往往因土坡的强烈冻胀、滑坡，危及泵房，管道发生上抬变形。这种事故曾在我国东北地区一些工程中发生。积雪深的地段，特别是有雪崩危险的地段将对地面厂（泵）房产生过大的雪荷载。

8.3.2 地面厂（泵）房的出水池常常是泵房及其附近地下水位壅高的一种原因。因此，除做好排水外，冬季不运行时，出水池与相连渠道都应能放空。

8.3.3 不少中小型地面厂（泵）房外墙地下（水下）部分使用浆砌石，冬季受冻破坏严重，故规定应采用钢筋混凝土结构。

8.3.5 一般中小型工程的地面厂（泵）房设计只有土建结构设计，而无采暖保温设计。这是造成冬季受冻、出现问题的原因。因此，本条规定应考虑采暖保温设计，而且力求经济、节能。例如，对于冬季不运行而需要采暖的中、小型地面厂（泵）房，往往不易做到冬季采暖，而且目前有采暖的也多用煤炉，既不经济又不安全。因此，有条件时可考虑采用温度继电器自动起停的电

热系统。这样，即使远离居民点，由一人值班定期照看即可，既经济又有效。

8.3.6 运行经验表明，地面厂（泵）房室内温度一般不必过高，适于工作人员巡回检查即可。只是在长期有人工作的部位才需较高的室温。风、水、油、电系统采取局部采暖常比一般采暖容易解决结霜、结露、潮湿和管路冻结等问题，所需电量也不多，比锅炉有效。

8.3.7 本条是综合了我国东北地区一些小型电厂和泵房的运行经验提出的。

8.3.8 冬季不运行的地面厂（泵）房，室内渗漏水位常与四周地下水位或尾（进）水水位齐平。冬季结冰冻胀可能危及楼板梁系的安全。如果板梁位置高于冰面，则无此问题。

前壅冰现象。

1、2级建筑物对泄流和泄冰要求都较高，冰流量大，冰情条件比较复杂，因此宜通过整体水工模型试验确定满足过冰条件下的工程布置和流态，以免发生类似某些工程曾出现过的壅冰等问题。

闸墩（破冰墩）前沿作成斜面可减小冰压力的水平分力，有利于闸墩稳定。据有关资料介绍，当墩头与水平面的夹角大于 75° 时，冰块多呈挤压破裂；当夹角为 $60^\circ\sim 75^\circ$ 时，一部分呈挤压破裂，另一部分则上爬；如果夹角小于 60° ，冰块则基本上是受弯/剪破坏。

9.2 结构与布置

9.2.1 近年来的抗冻工程实践证明，涵闸工程的结构与布置是影响建筑物抗冰冻实效的关键要素。我国“三北”地区已有的集中点（线）式布置和整体式、柔性结构（例如“一”字形闸、U形闸整体式结构、倒T形结构和柔性护砌等），经工程实践验证，都具有较好的抗冻胀效果。

9.2.2 大中型水闸边墙结构有直墙式和斜坡式。有的水闸采用直立式边墙，而翼墙做成河岸护坡形式。由于冬季斜坡底板大部分露出水面和地基土冻胀而使两岸斜坡面出现大量平行于水流方向的裂缝，对侧向防渗极为不利。因此，在有冻胀作用的情况下，宜首先选用直墙式。

边墩直接挡土时，在土压力或水平冻胀力作用下均可能发生变形而影响闸门操作。边墩和底板也产生较大的弯曲。此外，闸室受两个方向的水平力作用也加大了闸身的不均匀沉陷。从相邻分部工程的基底压力差来看，闸底板的基底压力小，而边墙在填土压力作用下基底压力大，因此，对于易发生不均匀沉陷的软基，在它们之间宜设沉陷缝。将闸室与岸墙分立，在边墩后面设置轻型边墙，可减小相邻分部工程基底的应力差。

9.2.4 铺盖板的厚度较薄，抵抗变形的能力较差，当冬季暴露

时，在冻胀力作用下易受破坏。减小分块尺寸可以增大刚度，但分块过小时分缝又过多。因此，要合理分块。

9.2.5 涵闸底板在法向冻胀力作用下，板的上部将变为受拉区。不少涵闸底板均因此而发生开裂。因此，宜布置上下两层钢筋。

9.3 稳定与强度验算

9.3.1、9.3.2 冻胀土基上的涵闸建筑物可能承受法向、水平、切向冻胀力和冰压力的综合作用。因而往往发生累积性不可逆的竖向位移或倾斜；底板开裂；岸墙前倾、裂缝；基土冻融淘刷乃至建筑物倒塌等破坏现象。因此，要根据不同的受力条件进行稳定和强度验算。

在有冰压力和（或）冻胀力作用的情况下，闸室基底的地基应力要比常规设计情况复杂。此时，有切向冻胀力、边墩与岸墙结合在一起时的水平冻胀力对闸室基底的应力产生作用，使基底压力分布很不均匀。当闸室基底压力最大值与最小值之比过大时，将会导致基础板发生过大的沉降差，使闸室结构发生倾斜、变形，甚至断裂。因此，要求验算冰压力和（或）冻胀力作用下基底压力。

冰压力的作用主要是指动冰压力作用，因为闸门不允许承受静冰压力。但在现有的实际工程中，往往仍承受静冰压力。因此，尽管规定不允许承受静冰压力，在设计中也还要适当考虑可能出现的不正常情况，故本条中未明确规定只计动冰压力的作用。动冰压力的作用：一是对闸墩的撞击力；二是对闸体稳定的影响。

在实际工程中曾发生过因闸基发生冻胀，融化期抗剪强度和抗渗能力降低，当渠道放水和闸门挡水时闸基被淘，导致垮闸的事故。因此，在验算闸体抗滑稳定和渗透稳定性时（特别是融化期挡水水位较高的情况下）应注意闸基和边墩侧因土的冻融可能产生的抗剪强度和抗渗能力降低的问题。但是，由于地基土融化

时的抗剪强度变化较大,当土中含水量无很大变化时,强度降低幅度较小;含水量变化大时,强度降低幅度较大;如果上层融土下有冰夹层,则将形成光滑的滑动面,强度将大大降低。由于情况变化多,目前实测资料又较少,因此还难于定量,只能根据具体情况确定,同时,主要还是要在设计中采取结构措施。

9.3.3 地基土单位法向冻胀力设计值在原规范式(8.3.4-1)中是按与地表冻胀量相应的法向冻胀力乘一个基础影响系数 α_0 算得的。为简化计算和尽量避免 α_0 值计算的误差,改为直接采用与地基土冻胀量相应的地基土法向冻胀力。

黑龙江省低温建筑科学研究所、黑龙江省水利科学研究所、中科院冰川冻土研究所、吉林省水利科学研究所和日本北海道开发局等国内外试验资料表明,当约束土体冻胀的结构沿冻胀力方向发生位移时,冻胀力将按指数规律衰减。式(9.3.3-2)是按上述各家相对变形量与冻胀力衰减关系的外包线得出的。该式也适用于水平冻胀力和切向冻胀力的计算。

9.4 抗冻胀措施

9.4.1 水工建筑物抗冻胀破坏措施概括起来:一是加强结构强度,二是削减冻胀力和冰压力,有条件时还可采取回避冰冻压力的措施。当冰冻条件较严峻时,单一措施可能达不到要求,此时需要采取综合措施。本节规定了保温法和置换法两种主要工程措施的技术要求。

9.4.2 用保温材料保温,削减或消除地基土冻胀,具有施工简易,效果明显等特点。目前,实际工程中多采用聚苯乙烯硬质泡沫板保温。

本条主要增加了保温材料厚度和热导率的确定方法。

表9.4.2-1的设计热阻是指为达到建筑物或墙后地基土不发生冻结所需的最小热阻。表中的设计热阻值是根据黑龙江省水利科学研究所、河北省大清河河务管理处和山东省水利科学研究所等单位的试验成果整理得出的。

聚苯乙烯硬质泡沫板吸水性对其热导率的影响很大。因此,使用吸水性的保温材料时应防水或通过试验确定其最大吸水率,并在设计中采用与最大吸水率相应的热导率。当确实无法取得试验资料时,可按产品提供的最大吸水率和热导率指标,将热导率乘以由表 9.4.2-2 按最大吸水率查得的增大系数作为设计热导率值。表 9.4.2-2 是根据黑龙江水利科学研究所的试验成果得出的。

保温板的物理力学性能主要包括保温板的密度、不同荷载下的压缩量、吸水率和热导率等。设计中要根据上部荷载的大小考虑相应的压缩量对结构物的影响。从已有工程应用来看,保温板的密度一般以不小于 30kg/m^3 为宜。保温板的水平加宽和垂直加深铺设尺寸的规定是为了达到建筑物地基土不发生冻结的目的确定的。

9.4.3 根据华北、东北部分地区的实测资料归纳,湖泊和水库中的冰层厚度一般是当地基土冻深的 $0.5\sim 0.6$ 倍。考虑到闸涵建筑物的保温水层较薄,且易受周侧冻结的影响,故本条规定保温水层厚度宜大于当地的最大冰厚。

9.4.4 置换法是基础防冻胀技术中常用的措施之一。但由于对此方法的适用范围和条件掌握不当,置换后材料周围反滤层失效,在长期运行中受周围原状土中细颗粒“淤塞”而改变了置换基土的不冻胀性,以及置换料的细粒含量未达到标准要求和施工不良等原因,往往达不到置换的目的。因此本条规定了采用置换法需注意的要点。同时,增加了置换深度的具体要求、置换材料中细粒含量较多和置换深度达不到要求时的剩余法向冻胀力计算方法。

表 9.4.4-1 所列的涵闸基土置换比是根据表 4.0.3-3 的地基土冻胀量与单位法向冻胀力关系,并按构筑物能承受法向冻胀力的能力(包括自重和结构强度)确定的。

表 9.4.4-2 所列护坡基土置换比是考虑上部荷载 5kPa 的条件下,按允许变形 1.5cm 确定的。

当置换材料中细粒含量较多时，置换层内仍将产生冻胀。因此，应根据细粒含量确定土的分类，并按附录 C 确定其冻胀量和相应的冻胀力。当置换深度达不到要求的置换深度时，基础还存在剩余的冻胀力，因此增加第 5 款，给出剩余法向冻胀力计算公式。

10 挡土结构 (墙)

10.1 一般规定

10.1.1 从已有调查资料看,寒冷地区很少有挡土结构(墙)冻胀破坏的报道。因此,只对严寒地区的挡土墙作出规定。

10.1.2 本条按地基土的冻胀级别对挡土墙埋深作出限定,目的是避免挡土墙在冻胀量较大的地点受法向冻胀力作用而产生开裂、过大倾斜或倾覆,确保挡土墙抗冻胀稳定性和结构强度。Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ级冻胀地基土冻胀量和法向冻胀力均较大,一般建筑物不易承受,而且,当冻结地基融化时,墙趾处地基土先融化和强度降低,从而发生墙身前倾乃至倾倒。因此,建在这几级冻胀量地基土上的挡土墙基底深度应大于基础设计冻深,即墙基下的地基土不被冻结。

10.1.4 有水平冻胀力作用的挡土墙,例如,闸涵等建筑物的侧墙与翼墙之间在平面布置上如果用直角连接,在两向冻胀力作用下,墙角处将出现较大的集中拉力,因而产生裂缝,甚至断裂,这已被许多工程实例证实。因此,平面布置上宜采用圆弧形连接。总水平冻胀力的大小与墙后填土高度直接有关,因此在可能的条件下宜尽量减小墙后的填土高度。同时,宜采取防水、排水措施,尽可能减少渗入土中的水量。本条对挡土墙的结构形式和布置提出要求,目的是避免或减少冻胀力对建筑物的作用。

10.1.6 墙体基础布置在土质均匀的同一高程上,不仅可以减少地基的不均匀沉陷,而且可以减少不均匀冻胀对墙体的破坏作用。

10.1.7 挡土墙与冻土接触面应平整光滑,可以减少切向冻胀力的作用。沥青层除减少冻胀力外,还可防止水分侵入墙体引起的冻胀破坏。

10.2 水平冻胀力的计算

10.2.1 墙后的土体受来自垂直地表和墙体两个方向负气温作用而处于双向冻结状态。由于冰晶的增长方向垂直于等温线,因此外露墙体的高度和厚度均直接影响到水平冻胀力沿墙高的分布形式。多年来,国内有关单位进行过不少挡土墙水平冻胀力的观测试验研究,例如:黑龙江省水科科学研所在哈尔滨试验场的实体和模型挡土墙工程,吉林省水科所和水利部松辽委科研所在东阿拉和大安屯两处的锚定板挡土墙工程,水利部松辽委水科所在长春地区西新和向阳的模型挡土墙工程,黑龙江省水利设计院在巴彦县的东风水库挡土墙工程和铁道部西北研究所在风火山冻土站的现场实体挡土墙和模型挡土墙工程。这些挡土墙的外露墙高范围为1.6~3.0m。因此,规定本节的计算适用于墙前地面至墙后填土顶面之间的高度(H_1)大于1.5m,不小于5.0m的薄壁式挡土结构(墙)。

10.2.2 分析上述试验和观测所得的80组资料说明,在墙顶一定范围内不存在冻胀力或很小,最大单位水平冻胀力出现在距墙前地面高程以上一定高度的回填土内,水平冻胀力沿墙高的分布多数呈近似三角形。因此,根据已有试验资料,采用与实测压强图的冻胀力矩和合力相等,最大单位水平冻胀力作用点不变的原则,通过计算得出如正文图10.2.2所示的三角形单位水平冻胀力压强分布图。

根据现有的试验结果,以挡土墙后回填土的冻胀级别为划分标准,分别统计出非冻胀区深度系数 β_0 ,其平均值见表4。参考表4,并根据墙体变形计算结果,考虑一定的安全度,确定正文表10.2.2中的非冻胀区深度系数值。

表4 实测 β_0 的统计平均值

墙后土冻胀量分级	I	II	III	IV	V
非冻胀区深度系数 β_0	—	0.28	0.31	0.09	0.12

在原规范中，外露墙底处的单位水平冻胀力值是按最大单位水平冻胀力作用点与设计冻深点连线确定的。经计算比较，本条修改为外露墙底处的单位水平冻胀力等于 $0.6\sigma_h$ 。在原规范中，最大单位水平冻胀力作用点距墙前地面的高度是按外露墙高 H_t 乘一个高度系数 β 确定的。根据冻胀作用机理和已有试验资料的计算，本条修改为距墙前地面高程以上 1.0m 的墙后填土处。

在原规范中，墙后填土的冻胀量计算取墙前地面以上 $H_t/4$ 处为计算点。由于墙后填土的冻胀量主要取决于填土的土质和地下水位，而与墙高无直接关系，经过对已有试验结果的分析计算，将墙后填土冻胀量的计算点改为距墙前地面 0.5m，如图 4 所示。

本条将原规范中水平冻胀力合力计算公式改为最大单位水平冻胀力计算公式 (10.2.2-1)。式 (10.2.2-1) 中的系数 α_d 值是考虑悬臂式挡土墙在水平冻胀力作用下可能的变形后通过计算确定的。由于变形性能较大的支挡建筑物的变形量差别

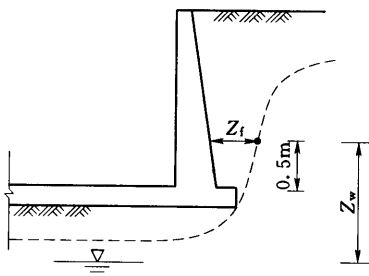


图 4 冻胀量 h_d 的计算点示意图

可能较大，因此规定按式 (10.2.2-2) 计算系数 α_d 值。

墙背坡度的改变将对水平冻胀力值产生影响。因此在式 (10.2.2-1) 最大单位水平冻胀力的计算中加入了边坡影响系数和墙体变形影响系数。悬臂式挡土墙的墙背坡度一般都小于 0.15，因此参照日本北海道开发局土木试验所《1979 年度渠系建筑物冻害防治措施研究报告》中的试验成果给出边坡度影响系数 (见表 5)。

表 5 C_f 值

迎土面坡比	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6
C_f	1.00	0.90	0.85	0.81	0.79	0.78

黑龙江省低温建筑科学研究所、黑龙江省水利科学研究所、中科院冰川冻土研究所、吉林省水利科学研究所和日本北海道开发局等国内外试验资料表明,当约束土体冻胀的结构沿冻胀力方向发生位移时,冻胀力将按指数规律衰减。式(10.2.2-2)是按上述各家相对变形量与冻胀力衰减关系的外包线得出的。

10.3 抗冻胀措施

10.3.2 当挡土结构(墙)后置换的非冻胀性土的粒径较粗时,渗透性较强,因此在采用置换措施时,应注意满足渗径要求。

在原规范图 11.3.1 中,最大置换深度为大于或等于 1.2 倍设计冻深。这一规定可能偏大,也可能偏小。因此,改为按地基土的设计冻深和冻胀量,并考虑墙体能承受一定的冻胀力确定最大置换深度。置换范围则按压强分布图形确定。

10.3.3 单向铺设方式是指只在墙背沿墙体铺设保温材料,从而将原来来自墙体和填土面两个方向的负气温作用而形成的双向冻结状态改变为只有垂直于墙后填土面的单向冻结状态。

在挡土结构(墙)较矮和地下水位较高的情况下,用单向铺设方式时,墙后填土面仍可能有较大的冻胀,对铺面道路或其他露天设施产生破坏作用。因此,在这种情况下宜采用双向铺设方式。此外,全水平铺设方式存在自保温板端部向板下土体的侧向冻结作用,从而亦可能产生对上部设施的冻胀破坏。因此,在这种情况下宜采用水平与垂直帷幕式相结合的铺设方式。

在原规范中,保温材料的厚度按 $1/15 \sim 1/10$ 倍设计冻深确定。这一规定可能偏大,也可能偏小。因此,改为按第 9 章涵闸、护坡保温材料厚度的确定方法。

11 桥梁和渡槽

11.1 一般规定

11.1.1 在寒冷地区土的冻胀级别属Ⅰ、Ⅱ级时，一般桥梁和渡槽桩基的抗冻拔力均大于冻拔力。实际工程调查亦未发现在上述条件的地区有桩基冻拔造成的破坏现象。因此，本条规定当土的冻胀级别属Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ级时，应进行抗冻拔稳定和强度验算。

11.1.2 桩基础每排桩的根数是根据承载力和抗倾覆要求确定的。桩的根数愈少，总切向冻胀力愈小，而作用于单桩上部的荷载愈大，按承载力的入土深度也相应增加；桩径愈小，总切向冻胀力亦愈小。所以，减少桩的根数和桩径，对抗冻拔十分有利。因此，本条规定冻土地区的桩基宜尽量减少桩的根数和减小桩径。单根桩能够满足要求时，不宜采用双桩；双桩能够满足要求时，不宜用多桩。

11.1.3 建筑在河（渠）道上有过冰要求的桥梁和渡槽，在流冰期，冰块将对其桩（柱）基础产生冰压力。当基础阻滞冰块下泄时，可能形成冰堵，抬高上游水位，甚至造成上游河水漫堤或危及桥梁和渡槽安全。为避免或减小动冰压力，并使冰块平顺下泄，增大单跨长度是有效的。

11.1.4 河床冲刷改变了基础的埋置深度，特别是对于埋深较小的扩大板式、排架底梁式和墩式基础。若考虑冲刷影响不够，冬季土的冻结深度往往达到基础底面以下，从而产生对基础底面的竖向冻胀力。这对建筑物的安全是极为不利的。

11.1.5 桩柱基础常设置横系梁来增加整体刚度。但在寒冷地区若横系梁设置在冻（冰）层内或过于接近地（冰）面，在地基土冻胀时，将承受很大的法向冻胀力，使基础上抬或拉断。本条中40cm距离的规定是以一般地面冻胀量不超过40cm作出的。有些桥的排架基础，在设计时因对冲刷深度估计不足，或施工时埋

深不够,工程运行后因冲刷而使底梁进入冻层。此外,当发生淤积时将缩小地面与地上横系梁的距离,这些都将因土的冻胀造成危害。因此,为了防止这些现象的发生,设置横系梁时应考虑冲刷和淤积影响。

11.1.6 渡槽的进出口段与槽身的联结处常常因基土冻胀而发生错位,造成漏水,乃至使结构破坏。所以,设计时要按第9章和5.3节的要求,做好进出口的抗冻胀设计及分缝和止水。

11.2 基础结构

11.2.1 吉林省桩基冻害调查结果表明,冻拔破坏多数是由于冻深范围内桩壁粗糙和存在较大凸体所致。减小桩在冻土层内桩壁的糙度,可以大大减小基土与桩壁之间的冻结力,利于基土冻胀过程中沿桩壁剪移而使冻胀力松弛。在灌注桩基础施工中,地面以下一定深度内由于水压小而成孔性差、经常出现塌孔现象,使基础不但糙度大,而且形成不规则凸体,加大冻拔力。为防止这类现象的发生,减小冻拔力,在冻深范围内设置套管是简单而有效的方法。

11.2.2 扩大式基础、排架式基础和墩台基础如图5所示。这些基础的施工都要开挖基坑。如果地下水位较高,开挖、排水的工程量大,施工困难,工程造价将随之增大。所以,在设计时,要根据施工条件进行经济比较,选择适宜的结构型式。

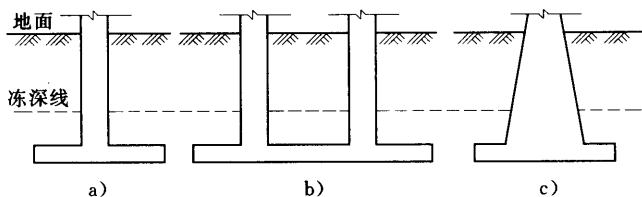


图5 基础型式示意图

a) 扩大式基础; b) 排架式基础; c) 墩台基础

扩大式基础、排架式基础的底板和底梁置于冻层下面,对抗

拔起锚固作用。如果埋置深度不足，河底冲刷后锚固底板或底梁进入冻层，则不但基础的锚固作用失效，而且将受基底法向冻胀力作用。实际工程中有不少此种破坏实例。因此，在冲刷深度较大的河床不宜采用，特别是在冲刷深度难于估算的不稳定河床更不应采用。

11.2.3 扩大式基础的抗冻锚固作用主要取决于翼板长度。多年来，国内外一些专家、学者对扩大式基础锚固底板的锚固力理论和计算作过一些研究，但由于试验方法及基本假定的不同，所得结果亦不同。因此，本条根据已建工程运行经验和野外试验结果提出对扩大式基础底板的翼板长度的要求，如图 6 所示。满足本规定的尺寸，在无特殊冻拔因素的情况下是安全的。

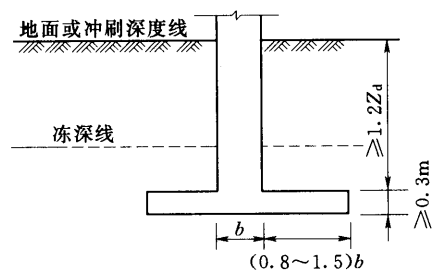


图 6 扩大式基础尺寸示意图

11.2.5 墩台基础在冻层内做成正梯形的斜面，并用水泥砂浆抹平，可以减小切向冻胀力，从而可增加基础的稳定性。但梯形的斜面不宜过陡，本条规定不宜陡于 7 : 1。

墩台基础横断面较大，由于基础的材料比基土的导热系数大，致使基础的冻深大，所以在确定其埋置深度时，应根据基础材料的性质，按基础设计冻深确定基础的埋置深度。

11.3 基础的稳定与强度验算

11.3.1 本条规定桩、墩基础抗冻拔验算时取基础全约束工作状态，即不允许基础向上位移。这是因为：

(1) 桩墩基础侧壁与土之间的摩阻力是抗冻拔力的一个重要部分。基础一旦发生冻拔，桩壁与基土产生位移后，摩阻力将大为降低，使抗冻拔力减小。

(2) 基础冻拔后在融化期不能完全恢复原位，残余冻拔量将逐年积累，导致上部结构破坏。

11.3.2 在桩、墩基础所受的总切向冻胀力计算公式中引进了有效冻深系数 ψ_e 和糙度系数 ψ_r 。

有效冻深是指设计冻深范围内自地表算起有切向冻胀力产生的深度，有效冻深系数为这部分冻深与设计冻深的比值。在影响冻胀的水、土、温三大要素中，在土、温相同的条件下，地下水位的高低，直接影响冻层内冻胀的分布，如果地下水位接近地表，基土在冻结过程中，水分能够充分迁移，则在冻层内均产生冻胀，此时有效冻深系数取 1.0；如果地下水位较低，基土在冻结的过程中水分迁移困难，则冻层的下部存在一个“冻而不胀”区，该区没有冻胀力产生，故此时的 $\psi_e < 1.0$ 。表 11.3.2 是根据国内已有的观测资料统计分析得出的。

冻层内桩壁材料糙度大小直接影响基土与桩壁之间的冻结力。实测结果表明，用模板浇筑较光滑的桩壁，在冻胀过程中，基土很容易沿桩壁向上剪移，其位移量可达到冻胀量的 50%，从而使切向冻胀力减小。而糙度大，特别是凹凸不平的桩壁，与基土之间的冻结力大，因而桩侧基土冻胀时很难沿桩壁向上位移，切向冻胀力增大。由于表 4.0.3-1 中的 τ_i 是表面平整的混凝土桩墩的单位切向冻胀力值，因此规定桩、墩外表平整时的糙度系数取 1.0；桩壁粗糙，但无凹凸面时的糙度系数取 1.1~1.2。

11.3.4 基础侧壁与暖土之间摩阻力大小与基土类别、状态有关。当基础通过不同土质地基时，应按式 (11.3.4) 取相应土层的单位极限摩阻力 f_{si} 和厚度 Z_i 分别计算后进行叠加。式 (11.3.4) 中的系数 0.4 是将桩基受压条件下土的摩阻力换算为桩基在切冻胀力作用下受拉时下卧暖土层抗冻拔摩阻力的折算系

数。前者可在有关标准和文献中查到，而后者试验资料尚少。该式中的系数 0.4 是根据水利部松辽委科研所在野外试验场用两根实体试验桩，在地基土为粉质黏土条件下取得的试验资料确定的。按基土的类别及状态确定桩基的抗冻拔极限摩阻力与单位极限摩阻力 (f_{si}) 之间的折减系数为 0.4。 f_{si} 是按基土类别及状态取承载力设计时的摩阻力值。

11.3.5 有些基础虽然有足够的抗冻拔力，能够满足整体稳定条件，但在基础的薄弱断面可能因配筋不足而被拔断，因此要进行薄弱断面强度验算。本条中只给出钢筋混凝土的最小抗拔安全系数，其他材料的最小抗拔安全系数可查有关标准确定。

11.3.6 根据冻胀地基土的基础在冻结期间的受力状态，受拉最大的断面位于最大冻深处。此外，设计时经常根据结构的应力变化，在某一部位少配钢筋或改变结构截面，因此存在结构薄弱截面，故验算时除取设计冻深截面外，对这些强度较低的所有截面同样应进行验算。

11.3.7 在基础受冻胀力作用过程中，锚固底板和底梁受有与承载力方向相反的弯矩及剪力，同样要进行强度验算。在冻胀力作用下，柱与底板（梁）连接处拉力最大，故应进行此截面的强度验算。

11.3.8 跨年度施工的工程，有时基础施工后上部结构施工没有完成或仅完成一部分而进入冬季停工期。在这种情况下，基础可能由于上部荷载比设计荷载小而被冻拔。因此，冬季应采取临时抗冻拔措施。

12 水 工 金 属 结 构

12.1 一 般 规 定

12.1.4 钢结构发生破坏形式有两种：一种是常见的塑性破坏；另一种是脆性断裂破坏。影响脆性断裂破坏的因素，主要是应力状态、低温、焊接缺陷、结构造型缺陷、材料的化学成分和加载速度等。

钢结构材料抗脆性断裂破坏的能力，主要根据钢材在负气温下的冲击韧性来体现。

最低工作温度按《采暖通风与空气调节设计规范》(GB 50019—2003)中的冬季空气调节室外计算温度计算，或者按极端温度最低平均值计算。

低合金高强结构钢、碳素结构钢和低合金容器钢的冲击功分别见表 6、表 7 和表 8。

表 6 低合金高强结构钢冲击功
(摘自 GB/T 191—94)

牌号	质量等级	A_{KV} (J) (纵向)				新旧牌号对应 (GB 1591—88)
		+20℃	0℃	-20℃	-40℃	
Q345	A	—	—	—	—	12MnV、14MnNb 16Mn 16MnRE、18Nb
	B	34	—	—	—	
	C	—	34	—	—	
	D	—	—	34	—	
	E	—	—	—	27	
Q390	A	—	—	—	—	15MnV 15MnTi 16MnNb
	B	34	—	—	—	
	C	—	34	—	—	
	D	—	—	34	—	
	E	—	—	—	27	

续表

牌号	质量等级	A_{KV} (J) (纵向)				新旧牌号对应 (GB 1591—88)
		+20℃	0℃	-20℃	-40℃	
Q420	A	—	—	—	—	15MnVN 14MnVTiRE
	B	34	—	—	—	
	C	—	34	—	—	
	D	—	—	34	—	
	E	—	—	—	27	

表 7 碳素结构钢冲击功

(摘自 GB 700—88)

牌号	质量等级	A_{KV} (J) (纵向)				新旧牌号对应 (GB 1591—88)
		+20℃	0℃	-20℃	-40℃	
Q235	A	—	—	—	—	A ₃
	B	27	—	—	—	
	C	—	27	—	—	
	D	—	—	27	—	

表 8 低合金容器钢冲击功

(摘自 GB 150—1998)

钢号	使用状态	厚度 (mm)	试验温度 (℃)	A_{KV} (J)
16MnR	热轧	6~25	-20	34
	正火	6~120	-20	34
07MnCrMoVR	调质	16~50	-20	47
16MnDR	正火	6~100	-30	34
07MnNiCrMoVDR	调质	16~50	-40	47

12.1.5 国内外的工程实践证明，严寒地区闸门选择的止水形式和布置不当时，往往产生渗水，甚至漏水，致使闸门被冻在埋件及建筑物上。因此，应特别注意选择适宜的止水形式和布置，防止发生渗水或漏水。闸门止水橡皮八项指标中，强调在-40℃或

更低温度下工作时, 保证物理机械性中不发生冻裂或硬化现象。

12.1.7 严寒地区液压油可采用变压器油、航空飞机油或其他压力油加防冻剂, 但气温回升到 30°C 时应保证油质满足使用要求。液压油的凝固点应低于当地日最低气温 10°C 的要求, 并与《水利水电工程启闭机设计规范》(SL 41—93) 的要求相一致。

12.2 闸 门

12.2.1 利用不冻水域把冰盖和门叶隔开, 可避免静冰压力的作用。

12.2.2 门叶和埋件采取防冰冻措施, 可使闸门具有开启与关闭的条件。

12.2.3~12.2.5 设置采暖的闸门室是为了防止闸门井内结冰盖, 将快速闸门的拉杆冻住, 造成闸门不能快速下降关闭孔口。设置采暖启闭机室是使启门机能在冬季启闭, 防止电气设备结霜或结露。浮动闸门在水库中易被冰盖压坏, 门体内水结冰会导致门体因冰冻胀而破坏, 故不宜采用。

12.2.6 根据黄河中游严寒地区 and 前苏联严寒地区大量闸门的冬季运行经验, 弧形闸门是严寒地区大中型水库闸门底部排冰, 排泄大冰块较好的闸门型式。舌瓣闸门是引水式水电站和中小型渠系工程中最优排冰闸门型式, 带舌瓣闸门排冰次之。上升式闸门只能全开排冰, 不能局部开启排冰。下沉式闸门和双扉闸门排冰较困难, 故不宜采用。由于冰块过闸的撞击力可能破坏闸门, 所以应研究排冰对门体的影响和保护措施。

12.2.7 舌瓣闸门冬季埋件加热可使闸门排冰开关自如。起吊钢丝绳浸入水中易被冰块剪断, 故使用拉杆。

12.2.8 闸门上下同时过冰时, 易使闸门产生振动造成破坏。

12.2.10 为防止充水的通气孔被冰冻死, 门窗应能双向开合, 以免影响通气孔进、排气。

12.2.13 试验和工程实践表明, 焊件开裂多在焊缝应力集中区。采取结构措施可减少应力集中点, 使其提高抗裂性能和工艺

强度。

12.2.15 在严寒气温下人工用锤击除冰,使结构产生集中的振动荷载,这是脆性破坏的触发因素。因此,可用热风、热水化冰,禁止用压力蒸气化冰。

12.2.17 本条中的加热功率是按下列方法得出的。

1 定时加热情况:取冰的密度 $\gamma_i = 920 \text{ kg/m}^3$, 化冰厚度 $\delta_i = 0.01 \text{ m}$, 则单位面积的化冰质量为 $G_i = \gamma_i \delta_i = 0.01 \times 920 = 9.2 (\text{kg/m}^2)$ 。

取冰的比热容 $C_i = 2.0 \text{ kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$, 冰的融化温度 $t_m = 0^\circ\text{C}$, 日平均最低气温 $t_k (^\circ\text{C})$, 冰的融化潜热 $Q_i = 335 \text{ kJ/kg}$, 则融化单位质量的冰所需要的热量为 $Q_0 = C_i(t_m - t_k) + Q_i = 335 - 2t_k (\text{kJ/kg})$ 。

钢埋件加热面积为 $A_s (\text{m}^2)$, 有效系数 $\eta = 0.5$, 则埋件化冰所需的全部热量为 $Q = Q_0 G_i A_s / \eta = 6164(1 - 0.006t_k) A_s (\text{kJ})$ 。

设钢埋件化冰加热时间为 $T (\text{h})$, 则所需的加热功率为 $N = Q/T = 1.7(1 - 0.006t_k) A_s / T (\text{kW})$ 。

2 连续加热情况:取通过钢板向冷空气的传热系数 $k_{sa} = 0.025 \text{ kW}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, 空气中钢埋件加热温度 $t_{sa} = 1^\circ\text{C}$, 空气中钢埋件加热面积为 $A_a (\text{m}^2)$, $\eta = 0.5$, 则空气中埋件所需加热功率为 $N_1 = k_{sa}(t_{sa} - t_k) A_a / \eta = 0.05(1 - t_k) A_a (\text{kW})$ 。

设通过钢板向静水中的传热系数 $k_w = 0.233 \text{ kW}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, 水中钢埋件加热温度 $t_{sw} = 0.5^\circ\text{C}$, 水中钢埋件的加热面积为 $A_w (\text{m}^2)$, 过冷水温度 $t_w = -0.1^\circ\text{C}$, $\eta = 0.5$, 则水中埋件加热所需功率为 $N_2 = k_w(T_{sw} - t_w) A_w = 0.233(0.5 + 0.1) A_w / \eta = 0.3 A_w (\text{kW})$ 加热所需总功率为: $N = N_1 + N_2 = 0.05(1 - t_k) A_a + 0.3 A_w (\text{kW})$ 。

12.2.19 本条系根据黑龙江省黑河市卧牛河水库的工程实践、观测和试验资料提出的。当地最低气温为 -42°C , 最大冰厚为 1.4 m 左右。

12.2.22 根据辽宁省侵窝水库的工程实践经验,并参照国外工

程实践，确定采用蓼窝水库的喷嘴形式。

12.2.24 规定吹气嘴与闸门门叶外缘的距离应大于 3m，目的是在于防止钢闸门的腐蚀加剧。

原规范 11.2.21 条规定的热油法防冰冻，因热损大、设备费用高、安装维修困难、运行不可靠，不推荐采用，故取消该条。

12.3 拦污栅

12.3.1 固定式拦污栅一旦被冰堵塞即应停水。露顶式拦污栅在负温下极易过冷，一碰到冰凌，冰凌与栅条冻结在一起，拦污栅极易被冰凌堵死。

12.3.2 回转栅式清污排冰机既可清污又可排冰，这是目前最好的清污排冰机械设备之一。

12.3.3 人工水中清冰时，拦污栅需要倾斜布置。水深超过 3m 时，人工水中清冰困难。

12.4 露天压力钢管

12.4.2 在钢管外表面包覆聚苯乙烯泡沫板是露天压力钢管的最佳保温方法。其计算式 (12.4.2) 是按式 (12.2.19-1) 和黑龙省音河水库冰盖厚度经验公式 $\delta_i = 0.027I_0^{0.5}$ (m) 换算得出的。

12.4.3 露天压力钢管管内存水成冰会导致钢管因冰胀而破坏，故管内水体应排空。

附录 A 中国主要河流冰情特征

A.0.2 本条所列的表 A.0.2 和图 A.0.2-1~图 A.0.2-4 是根据《水利水电工程水文计算规范》(SL 278—2002)提出的。

A.0.3 水库冰厚与当地的冬季气温、水库大小和调节性能、水深和所处的环境等条件有关。因此,有条件时应根据与拟建水库类似的工程实际观测资料确定。由于水库和湖泊是在静水条件下冻结,其冰厚一般要比河流的冰厚大些。本条中所列的冰厚计算式(A.0.3)是根据国内实际观测资料统计提出的。

附录 B 土的冻结深度的确定

B.1 设计冻深

B.1.1 设计冻深是指工程地点自地面算起的土的冻结深度，是决定地表冻胀量、基础埋深的基本指标之一。对于倾斜表面，它是指与坡面成法向方向的冻深值。

设计冻深是以某一冻深为依据，并计入有关的主要影响系数计算得出的。影响冻深的主要因素有负气温、基土土质、地下水埋深、表面接受的日照和遮阴程度和表面积雪等，因而不同地区不同冻结条件和不同年份的冻深不同。因此，在设计冻深计算中，引入了地下水影响和考虑日照及遮阴程度等修正系数。由于表面积雪的厚度年际变化较大，而且积雪对冻深的影响不仅与厚度有关，还与积雪的时间有关，而这几个指标都难于确定。因此，为安全起见，设计冻深的计算中未考虑积雪对冻深的减小作用。

土的冻结深度与日照条件和遮阴程度密切相关。实践表明，工程各部位受到的日照及遮阴程度不仅随工程地点的地理纬度、海拔高度、地形条件而变化，而且随工程走向和断面形式的不同也有很大的差异。国内一些单位曾提出考虑日照和遮阴程度的冻深修正系数。原水利部西北水利科学研究所和陕西省气象局在我国冻土区内选取了 229 个主要气象台（站）的 30 年系列气象资料，并根据各台（站）所在的地理位置，对不同走向和断面形式的渠道各部位的 ϕ_d 值进行了计算。通过对获得的 164880 个 ϕ_d 值进行相关分析，得出了确定 ϕ_d 值的取值方法及所需的图表。本标准采用了该研究成果。由于所得成果是按平原渠道计算的，故渠道两岸高差较大，或建筑物上部结构有遮阴作用时，应考虑额外的遮阴影响。

地下水对冻结区的水分补给对冻深的发展起阻滞作用，地下

水位愈高，这种作用愈大。我国东北和西北水利科学院所均对此作了研究，并提出了相应的地下水位对冻深的影响系数或关系式，而且相互间比较接近。由于本规范规定赖以计算设计冻深的历年最大冻深取邻近气象台（站）观测的多年最大值，而气象台（站）场地的地下水位又影响其本身的冻深值，因此在确定工程地点的地下水位影响系数时，还考虑了邻近气象台（站）的地下水位对冻深的影响。

在原规范中，设计冻深是以“标准冻深”，即多年平均冻深乘一个“摸比系数”和上述的地下水位影响系数和遮阴系数进行计算的。这一计算方法所得结果与实际相差较大，而且计算较麻烦。因此，本条改为直接取历年最大冻深乘地下水位影响系数和遮阴系数，同时，删去摸比系数。

原规范中的图 2.0.8 标准冻深图是以多年平均冻深为基础编制的，而且等值线的间距较大，故本次修订时不再列入。《建筑地基基础设计规范》（GB 5007—2002）附录 F 中的“中国季节性冻土标准冻深线图”（见图 7），从现有资料的对比来看，图中的标准冻深与最大冻深相对比较接近，可供参考。

B.2 地基土设计冻深

B.2.1 地基土设计冻深包括涵闸地基土和挡土结构（墙）后填土的冻深。由于涵闸底板或挡土结构（墙）的隔热作用，底板下（墙后）地基土的冻深比天然地表的设计冻深要小。其差值与底板（墙）的材质和厚度有关，并可用热阻的大小来表示，原规范中的式（B.2.1-1）有误，而且底板的热阻作用考虑不足。本条所列式（B.2.1-1）是按考虑底板（墙）的热阻与地基土不发生冻结时的设计热阻之比提出的。

底板（墙）的热阻与其厚度有关，厚度越小，其影响也越小。为简化计算，可通过计算比较和已有观测资料确定。当 $\delta_c \leq 0.5\text{m}$ 时，可按式（B.2.1-3）计算。两种计算结果相差一般在 5cm 之内。冻深较小和板厚较大时相差大些，应用时宜加以考虑。

附录 C 土的冻胀量的确定

C.0.1 地表冻胀量是确定土的冻胀级别、冻胀力大小、基础下地基土冻胀量等的基本依据。因而是抗冻胀设计所需要的一个主要参数。

C.0.2 由于土的冻结和冻胀十分复杂，冻胀量是多重因素的随机变量，迄今为止的多种确定冻胀量的理论计算方法和经验公式都存在一定的误差，因此对 1、2、3 级水工建筑物，要求尽可能通过现场测试确定冻胀量。

从 20 世纪 60 年代以来，我国东北、西北和华北各省区有关单位进行了大量的现场观测与分析研究工作，取得了大量的数据，并提出了多种计算方法。但是，正如前面所说，由于土冻胀的复杂性和所依据资料的局限性等多种原因，现有的计算方法均有一定误差，而且各式计算结果之间往往差别较大。原规范中的冻胀量图与实际观测值也存在较大误差。式 (C.0.2-1) 和式 (C.0.2-2) 是根据黑龙江、吉林、辽宁、内蒙古、宁夏、河北等省区 130 余个观测数据的统计分析，以及土的分类按《土的分类标准》(GBJ 145-90) 提出的，其相关指数分别为 $R^2=0.91$ 和 $R^2=0.90$ 。

对于粗粒土，当其中细粒土的含量达到一定程度后也具有一定的冻胀性。本条根据黑龙江、辽宁等省的现场试验结果和有关规范的规定，将粗粒土划分为三类，分别提出确定其冻胀量的方法。第一类为巨粒土、含巨粒土和土中粒径小于 0.075mm 的粒组含量不大于总质量 10% 的土；第二类为粒径小于 0.075mm 的粒组含量占 20%~50% 的细粒土质砂（砾）类土；第三类为粒径小于 0.075mm 的粒组含量 10%~20% 的砂类土和砾类土。

从分析各地封闭系统条件下的地表冻胀试验资料发现，严寒地区和寒冷地区土的冻胀量与含水率之间具有不同的关系。因

此，本条第 5 款按各地已有的现场试验资料按不同地区提出不同地表冻胀量的计算公式。

C. 0.3 式 (C. 0.3) 是假定在同一冻结条件下冻胀量与冻深成比例确定的。按式 (C. 0.3) 计算与按 C. 0.2 条的规定确定所得结果相差不大。

附录 D 冰 压 力 计 算

D.1 动 冰 压 力

D.1.1 冰运动时宽长建筑物前缘如坝上游面的作用力与冰块
的抗压强度、厚度、平面尺寸和运动速度有关。本条中的冰厚取值
是根据国内有关观测资料提出的。

冰的抗压强度与其温度、结构、含盐量、受力方向以及试验
方法等条件有关，因而往往相差很大。所以，冰的抗压强度设计
值宜根据流冰条件和通过试验确定。在难于取得试验资料的情况
下，有关国家和单位提出了冰的抗压强度取值。例如，加拿大和
美国采用融解温度下的冰块为 0.69MPa，融解温度下的大块坚
冰为 1.38MPa，整体运动的大坚冰为 2.07MPa；前苏联建筑法
规 СНиП 2.06.04—82（1986 年版）中提出了冰的抗压强度与气
温的关系（见表 9），并说明水库、湖泊和南部一些河流的流冰
期允许采用 0.3MPa，流冰初期允许采用 0.45MPa。国内现有有
关规范多采用国外取值。齐齐哈尔铁路局冰压力试验研究组所作
的现场试验得出春季低水位流冰初期的平均抗压强度为
0.57MPa，高水位流冰时为 0.39MPa；牙克石林业设计院提出
流冰初期为 0.45MPa，后期高水位时为 0.2MPa。

表 9 冰的标准抗压强度 f_{ic} (MPa)

冰的含盐量 (%)	日 平 均 气 温 t_a (°C)			
	0	-3	-15	-30
<1 (淡水冰)	0.45	0.75	1.20	1.50
1~2	0.40	0.65	1.05	1.35
3~6	0.30	0.50	0.85	1.05
注：冰厚 $\delta_i \leq 0.5\text{m}$ 时， t_a 取前 3d 的平均值； $\delta_i > 0.5\text{m}$ 时， t_a 取前 6d 的平均值。				

分析已有气象资料可见,开始流冰时的气温常高于 0°C 。例如,根据约30年的资料统计,黑龙江的呼玛站、松花江的哈尔滨和富锦站的解冻日期分别为4月28日、4月18日和4月17日,与相应日平均气温达到 $+10^{\circ}\text{C}$ 的日期4月29日、4月13日和4月21日接近。此时,冰的结构较弱,温度基本处于 0°C 。根据这种情况,并分析上述各种取值和有关试验资料,提出本条中在无试验资料情况下冰的抗压强度值,并根据已有工程经验综合确定冰的抗压强度值。

D.1.2 国内外对冰块运动作用在墩柱上冰压力均考虑撞击和楔入两种情况。两者的计算结果相差较大。由于实际上不大可能出现较大值,故按两种情况计算,取其小值。

冰的抗挤压强度是墩柱阻挡大冰块情况下楔入冰层内使之达到破坏时的冰极限强度。因此,它比单轴抗压强度值大。冰的抗挤压强度与温度、冰场实际条件等有关,且各地相差较大,因此要根据具体情况和试验结果确定。前苏联标准中采用一个与结构物宽度对冰厚的比值(B/δ_i)有关的增强系数 k_b (见表10),即 $f_{ib}=k_b f_{ic}$,并规定南部河流冰的抗挤压强度在流冰期不大于 0.45MPa ,流冰初期不大于 0.75MPa ;加拿大和美国亦同样引入一个与结构物宽度对冰厚的比值(B/δ_i)有关的“裂痕系数”, $B/\delta_i=1\sim 8$ 时,裂痕系数约等于 $1.4\sim 2.6$,从数值变化上看,与前苏联标准的增强系数 k_b 值大致接近;国内齐齐哈尔铁路局的试验则提出一个局部受压增大系数 $1.8\sim 2.0$,同时,在计算冰压力时加入了一个考虑冲击作用的强度减弱系数 0.83 。由此可得抗挤压强度 $f_{bi}=0.85\sim 0.95\text{MPa}$ (初期)、 $f_{bi}=0.58\sim 0.65\text{MPa}$ (后期),即抗挤压强度=抗压强度 \times 抗挤受压增大系数 \times 减弱系数。根据上述情况和对现有公式的计算比较,以及前述流冰期的温度条件,确定本条中冰的抗挤压强度值。

大冰块运动作用在墩柱上的冰压力如图8所示。例如,设墩的宽度 $B_0=1.0\text{m}$;前沿为三角形,夹角为 $2\gamma=60^{\circ}$,由此查

表 10 k_b 值

B/δ_i	1	3	10	20	≥ 30
k_b	2.5	2.0	1.5	1.2	1.0

注 1: B 为墩柱在冰作用高程上的前沿宽度 (m)。
 注 2: δ_i 为计算冰厚 (m)。河冰采用保证率 1% 冰厚的 0.8 倍。

附录 D 表 D. 1. 2 得形状系数 $m=0.59$; 计算冰厚 $\delta_i=0.8\text{m}$; 冰的抗挤压强度 $f_{ib}=0.75\text{MPa}$; 冰块面积 $A=100\text{m}^2$; 冰块运动速度 $V=1.2\text{m/s}$ 。

按式 (D. 1. 2 - 1) 计算: $F_{i2}=mf_{ib}B\delta=0.35\text{ (MN)}$;

按式 (D. 1. 2 - 2) 计算: $F_{i3}=0.04V\delta_i\sqrt{mAf_{ib}\tan\gamma}=0.323\text{ (MN)}$ 。

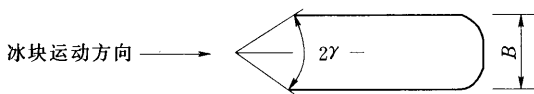


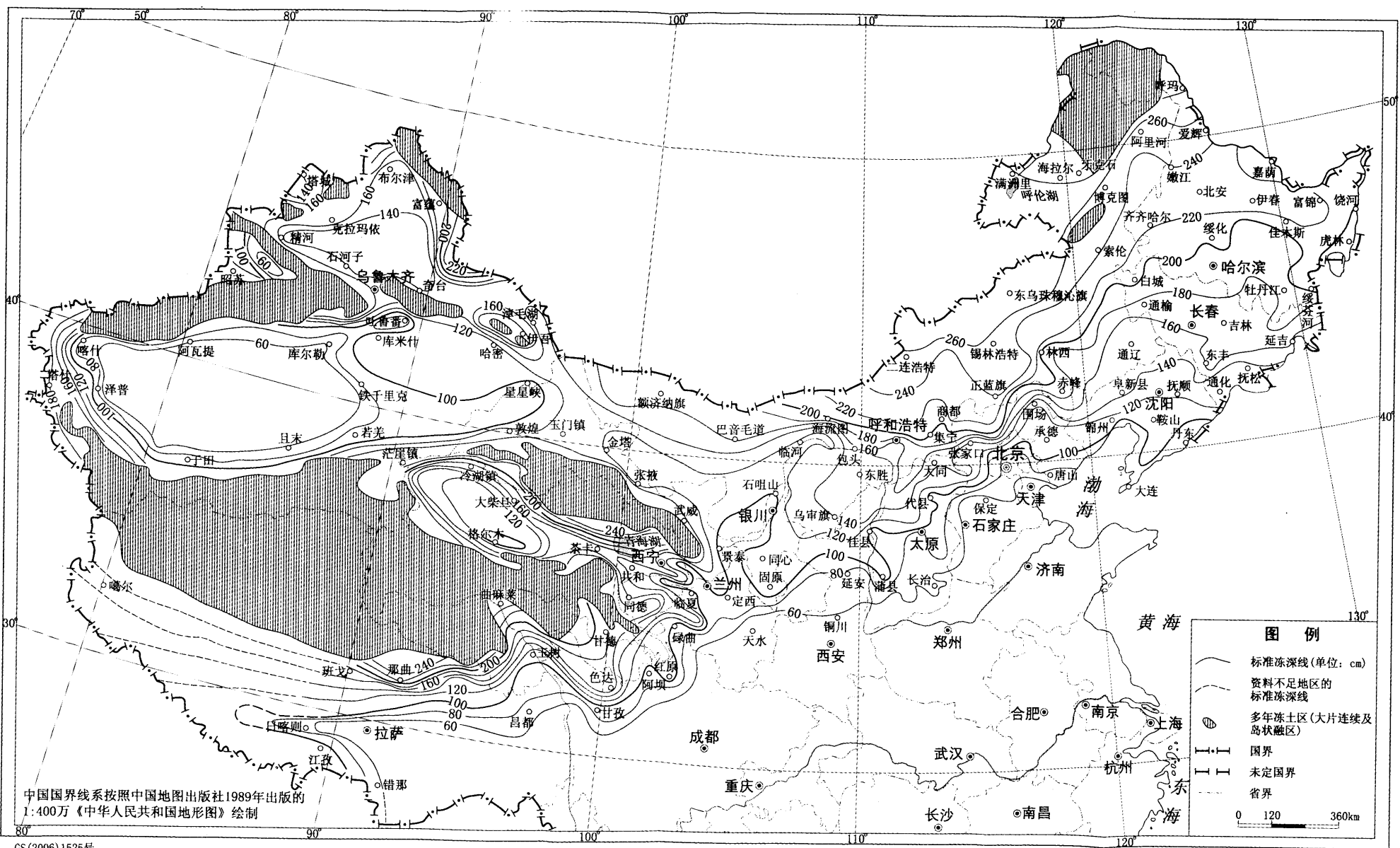
图 8 大冰块运动对墩柱作用示意图

D. 2 静 冰 压 力

D. 2. 1 水利部松辽委科研所根据对东北地区 5 座水库的观测资料和国外已有的研究成果, 提出了静冰压力计算方法。此后, 在东北地区 4 座水库又进行了冰压力观测, 其中黑龙江省胜利水库已有 10 年连续观测的资料。通过实测值与计算值进行比较, 其最大误差为 10.2%。但由于该公式中的参数要通过观测、调查等手段取得, 从而给设计工作带来一定的困难, 故在原有计算方法的基础上, 根据我国东北和华北地区 9 个水库的观测资料, 对气温、水温、冰厚和冰压力的关系作了进一步的分析, 提出表 D. 2. 1 的静冰压力值。

D. 2. 3 位于水库中的进水塔一类的孤立墩柱结构, 当冰层升温膨胀时, 将产生前后不平衡的冰压力。此时的冰压力取决于其挤

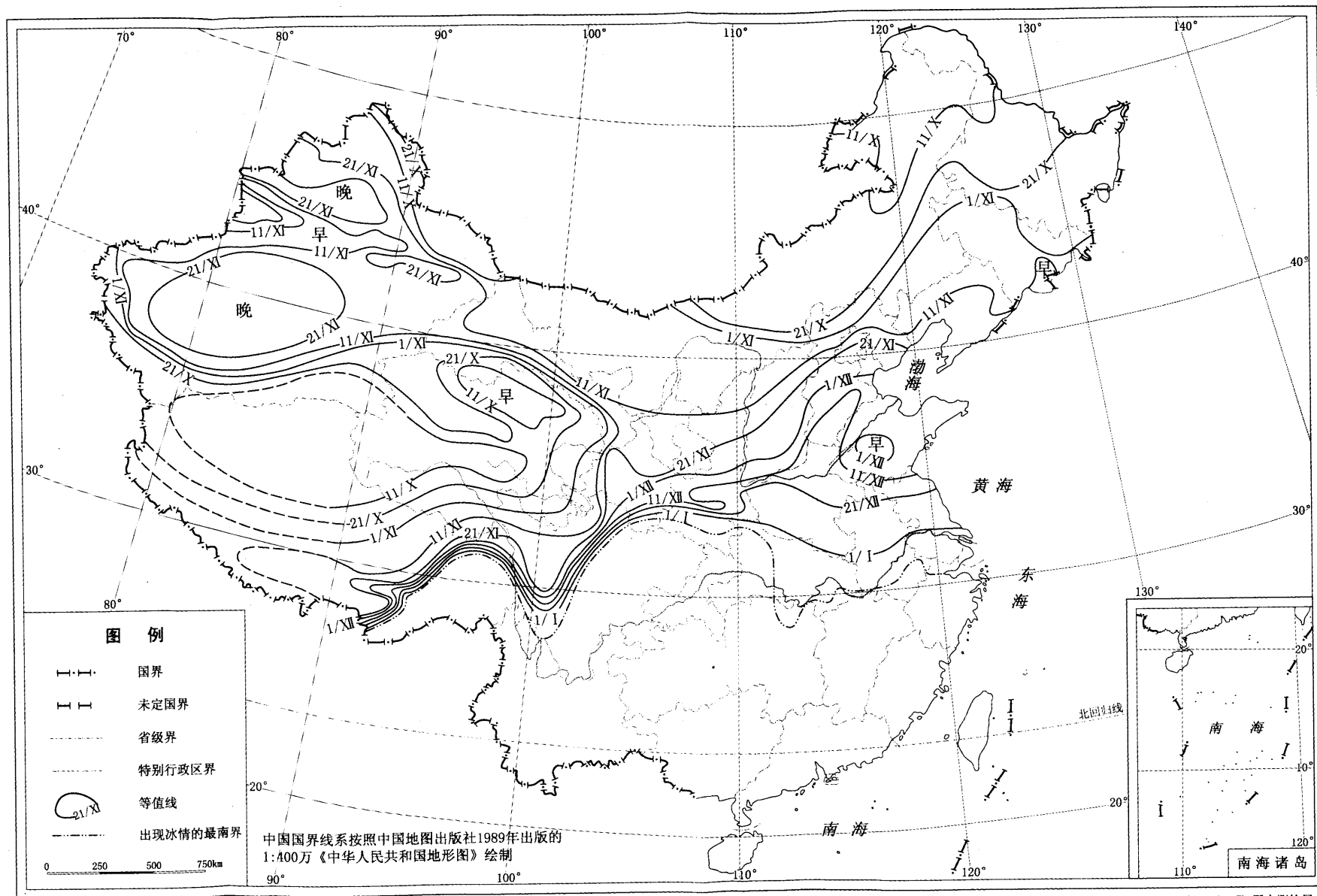
压强度，因此可按式 (D. 1. 2 - 1) 计算。冰的抗挤压强度 f_{ib} 与冰温、墩柱的前沿宽度、冰厚及地区等因素有关，而冰层膨胀时虽然气温已较高，但尚未开化，因此冰的抗挤压强度 f_{ib} 值宜根据建筑物和冰温等的具体条件确定。表 9 和表 10 可供设计计算参考。



GS(2006) 1525号

2006年12月15日 国家测绘局

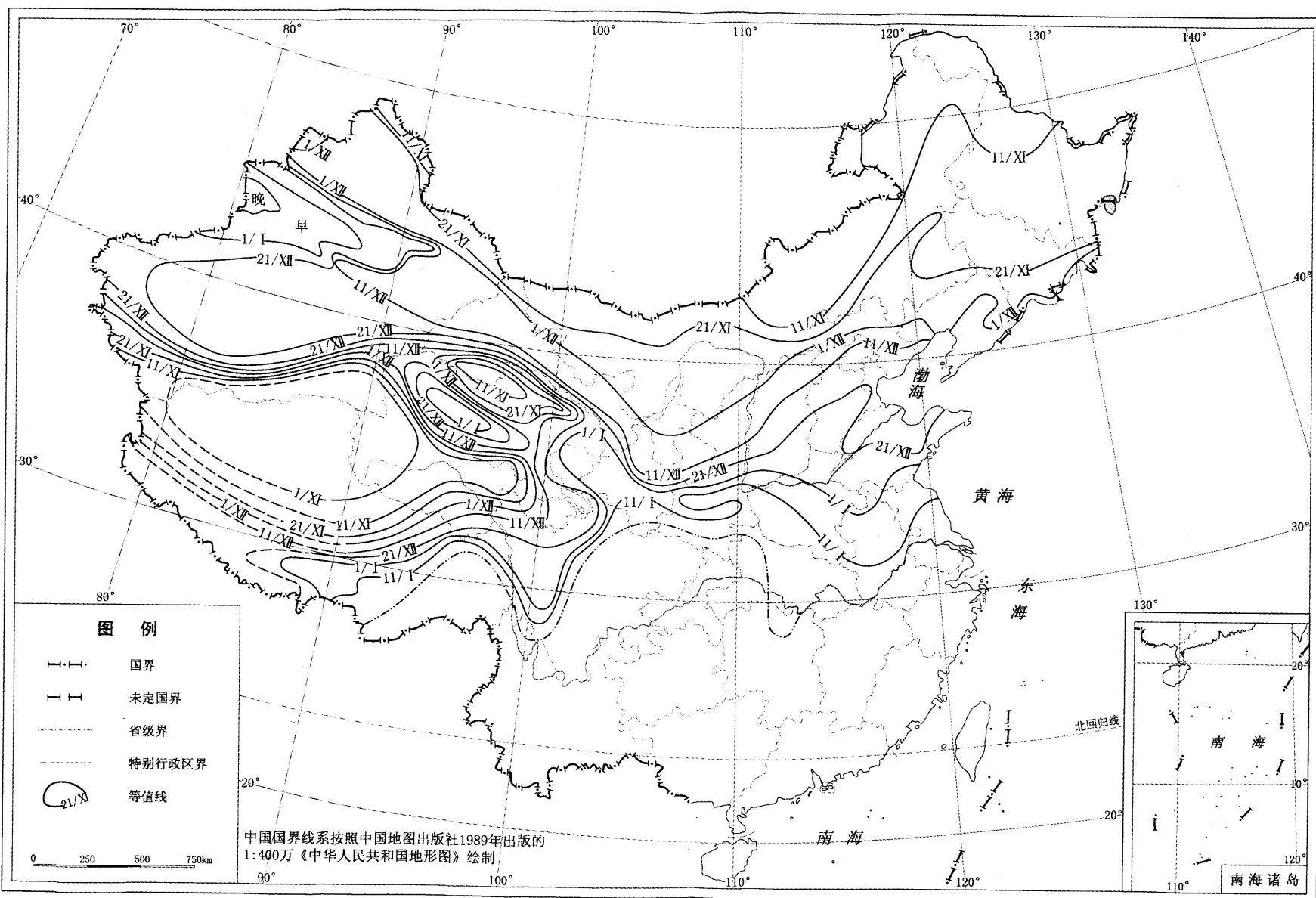
图7 中国季节性冻土标准冻深线图



审图号: GS(2006)1525号

2006年12月15日 国家测绘局

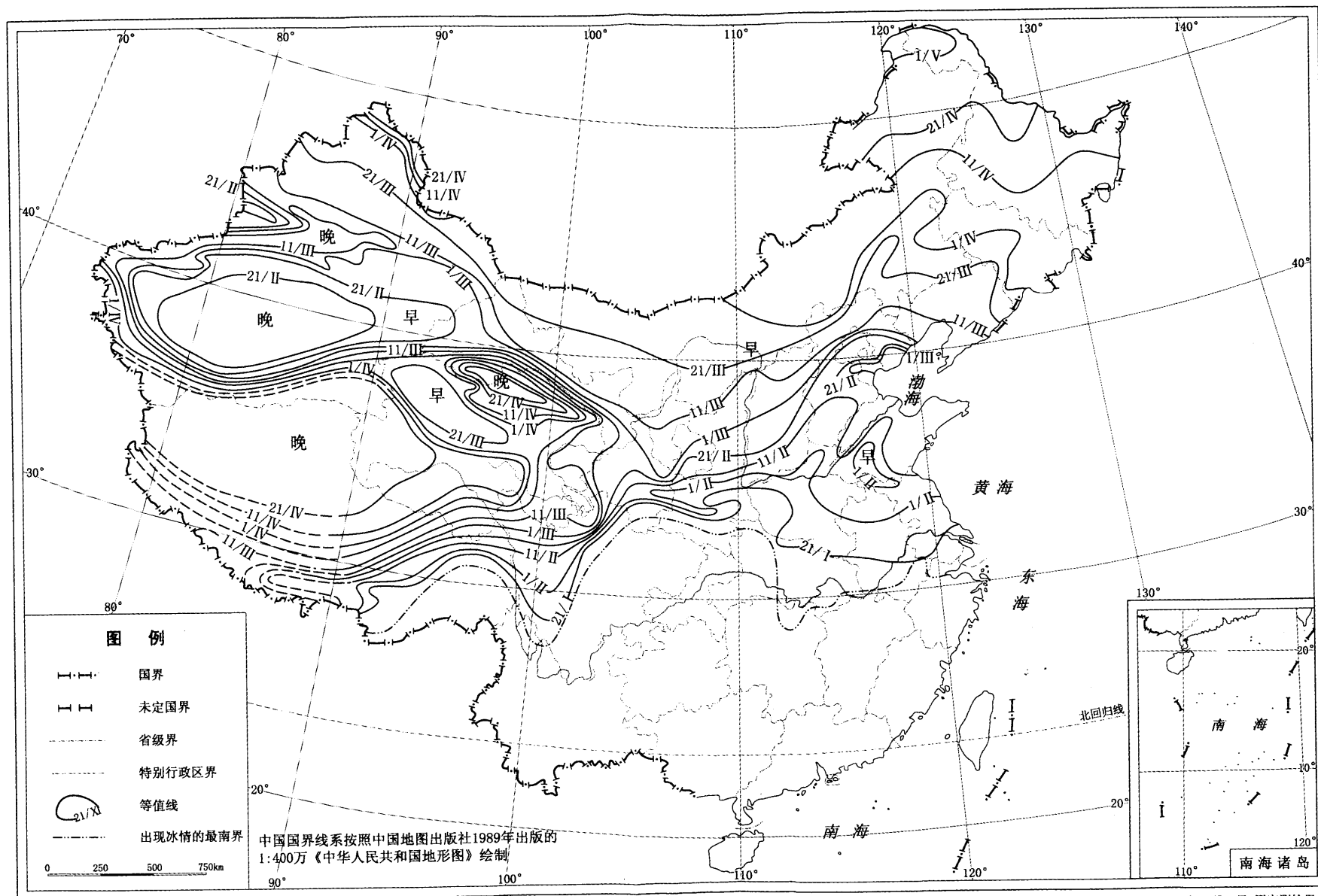
图 A.0.2-1 中国河流稳定初冰期图(日/月)



审图号: GS(2006)1525号

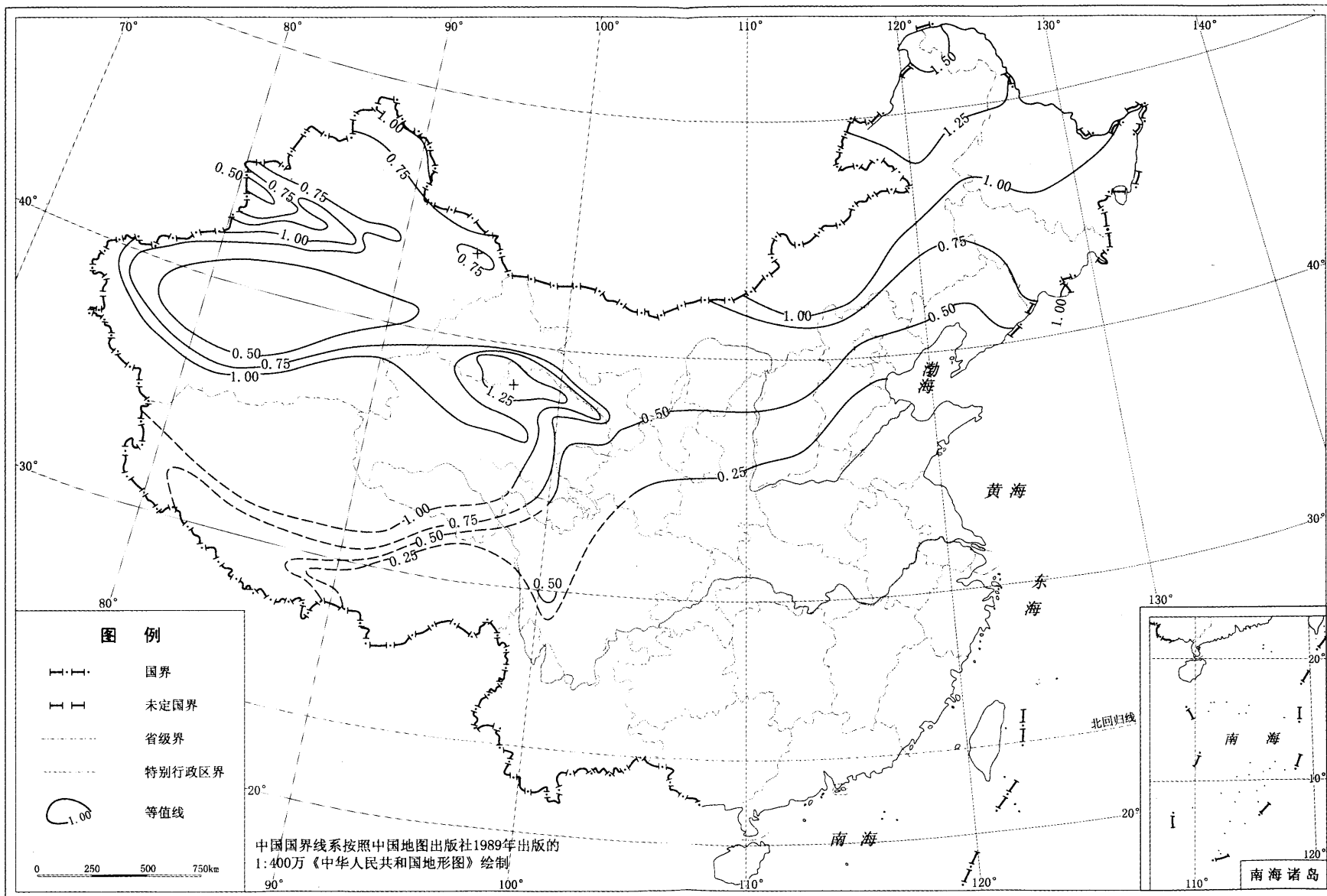
图 A.0.2-2 中国河流平均封冰日期图(日/月)

2006年12月15日 国家测绘局



审图号: GS(2006)1525号

图 A.0.2-3 中国河流平均解冻日期图(日/月)



审图号：GS(2006)1525号

2006年12月15日 国家测绘局

图 A.0.2-4 中国河流平均最大冰厚图 (单位：m)