

中国土木工程学会标准

CCES 01 - 2004  
(2005 年修订版)

---

# 混凝土结构 耐久性设计与施工指南

Guide to Durability Design and Construction  
of Concrete Structures

中国土木工程学会  
2005 年 9 月

## 2005年修订版说明

根据《指南》第一版(CCES 01-2004)使用过程中征集到的意见、建议以及近期获得的新的信息,这一修订版对原有条文作了局部的修改、补充和必要的订正,并以单印本的形式正式发行,取代原先刊载于文集《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(中国建筑工业出版社2004年5月第一版)中的条文。与第一版相比,修订版增添了一些新的条文和附录,篇幅增加近40%。读者如欲继续使用指南第一版中的条文内容,请注意新的修订版中已作出的更改,后者可从以下网站查得:

中国土木工程学会 [www.cces.net.com](http://www.cces.net.com)

2005年9月

## 2004年第一版前言

鉴于工程安全性与耐久性对我国当前大规模土建工程建设的重要意义,中国工程院土木水利与建筑工程学部于2000年提出了一个名为“工程结构安全性与耐久性研究”的咨询项目,旨在联络国内专家,就我国土木和建筑工程结构安全性与耐久性的现状与亟待解决的问题进行探讨,并为政府部门提供技术政策方面的建议。考虑到混凝土结构的耐久性问题最为突出,而现行的设计与施工规范在许多方面又不能保证工程的耐久性需要,所以项目组决定联系各方专家,组织成立编审组,着手编写混凝土结构耐久性设计与施工的指导性技术文件,供工程设计、施工与管理人员使用。与此同时,国家建设部建筑业司和科技司也委托中国土木工程学会与清华大学土木系就建筑物耐久性与使用年限的课题进行研究。这份《混凝土结构耐久性设计与施工指南》,就是依托上述项目和课题,在国内众多专家的共同参与下编审完成的。环境作用下的混凝土结构劣化机理非常复杂,有许多方面目前还认识不清,而且耐久性问题又具有相当大的不确定性与不确知性。在这种情况下,提出《指南》这样的指导性技术文件,可能更便于设计、施工人员能够结合工程的具体特点使用。《指南》的初稿、讨论稿和送审稿曾分别在2001年、2002年两次学术会议上和在会后广泛征求过意见并经多次修改。由于时间和认识上的限制,不足之处,有待今后定期补充。

2003年6月,中国土木工程学会报请国家建设部组织领导小组和专家组对《指南》送审稿进行审查和鉴定,并获得通过;经中国土木工程学会研究认定,本《指南》作为中国土木工程学会技术标准。

本《指南》将每年做局部修订补充,并发布于中国土木工程学会网站([www.cces.net.cn](http://www.cces.net.cn))。对《指南》在使用过程中发现的问题,请将意见和建议寄:清华大学土木系结构工程实验室(邮编100084,电子信箱 [Jiegou@tsinghua.edu.cn](mailto:Jiegou@tsinghua.edu.cn))转有关编写人。

《混凝土结构耐久性设计与施工指南》编审组

2003年12月

《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(2005 修订版)编写人:

陈肇元 廉慧珍 李克非

(在第一版基础上增改,全文由陈肇元、李克非汇总定稿)

《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(第一版)编写人:

第 1、2、3、5 章 陈肇元;第 4、6 章 廉慧珍、陈肇元;第 7 章 洪乃丰;

附录 A1 覃维祖;附录 A2 冯乃谦、巴恒静;附录 B1 干伟忠;附录 B2 路新瀛。

为起草《指南》提供过条文初稿的尚有黄士元、冯乃谦、王庆霖、林宝玉、吕志涛、林志伸。

全文由陈肇元、廉慧珍根据汇总的资料、意见及建议增补、修改定稿。

## 《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(第一版)

### 编审组成员

(汉语拼音为序)

巴恒静 包琦玮 陈肇元\* 陈蔚凡 邱小坛 冯乃谦 傅智 干伟忠 郝挺宇  
洪定海 洪乃丰 黄士元 蒋苑秋 金伟良 李金玉 廉慧珍\* 林宝玉 林志伸 刘  
西拉 罗琳 吕志涛 马孝轩 潘德强 钱稼茹 覃维祖 王庆霖 吴学敏 徐有  
邻 岳庆瑞 袁勇 赵国藩 周君亮

# 目 录

1、总则 .....	1
2、术语与符号 .....	1
2.1 术语 .....	1
2.2 主要符号 .....	3
3、基本规定 .....	4
3.1 环境分类与环境作用等级 .....	4
3.2 结构的设计使用年限 .....	7
3.3 设计基本要求 .....	8
4、混凝土材料 .....	10
5. 构造措施和裂缝控制 .....	14
6、施工要求 .....	54
6.1 原材料要求 .....	54
6.2、混凝土的施工 .....	56
6.3 混凝土耐久性质量检验 .....	58
7、防腐蚀附加措施 .....	59
7.1 涂层钢筋和耐蚀钢筋 .....	59
7.2 钢筋阻锈剂 .....	59
7.3 混凝土表面涂层和防腐蚀面层 .....	59
附录A 混凝土抗裂性测试方法及评价 .....	60
A1 水泥及水泥基胶凝材料抗裂性试验 .....	60
A2 混凝土抗裂性试验 — 平板试件 .....	62
附录B 混凝土氯离子扩散系数快速测定方法 .....	64
B1 混凝土氯离子扩散系数快速测定法的RCM法 .....	64
B2 混凝土中氯离子扩散系数快速检测的NEL方法 .....	70
附录C 氯离子侵入混凝土过程的Fick模型 .....	71
C1 混凝土的抗侵入性 .....	71

C2	Fick第二扩散定律的计算模型 .....	72
C3	Fick模型在设计中的应用 .....	74
C4	Fick模型中的参数选定 .....	78
附录D	后张预应力混凝土体系的耐久性要求 .....	80
D1	影响后张预应力体系耐久性的主要因素 .....	80
D2	预应力钢绞线的防护体系 .....	80
D3	预应力锚固端的防护体系 .....	81
D4	后张预应力构件锚固端的构造要求 .....	82
D5	预应力体系耐久性的总体防护措施 .....	84
D6	灌浆材料及水泥浆体的性能要求 .....	84
D7	灌浆水泥浆体性能的测试方法 .....	85
D8	灌浆的施工方法与质量控制要求 .....	87
	条例说明 .....	89
1、	总则 .....	90
3、	基本规定 .....	92
4、	混凝土材料 .....	103
5、	构造措施和裂缝控制 .....	114
6、	施工要求 .....	120
6.1	原材料要求 .....	120
6.2、	混凝土的施工 .....	122
7、	特殊防腐蚀措施 .....	124
	2005年修订版说明 .....	126

# 1、总则

**1.0.1** 本《指南》旨在为设计和施工人员提供环境作用下混凝土结构耐久性设计与施工的基本原则与要求。当结构所处环境能够明显导致结构材料性能劣化或结构需有很长的使用年限时，则在结构的设计与施工过程中必须专门考虑环境作用下的耐久性要求，并应在设计文件中单独列入耐久性设计的内容。

混凝土结构的耐久性在很大程度上取决于结构施工过程中的质量控制与保证以及结构使用过程中的正确维修与例行检测。本《指南》同时也为工程的业主、施工监理和工程交付使用后的运营管理部门提供耐久性要求的相关信息。

**1.0.2** 本《指南》仅考虑常见的环境作用对混凝土结构耐久性的影响，所考虑的环境作用因素包括：温度，湿度（水分）及其变化，空气中的氧气、二氧化碳和空气污染物（盐雾、二氧化硫、汽车尾气等），土体与水体中的氯盐、硫酸盐、碳酸等物质，以及北方地区为融化降雪而喷洒的化学除冰盐等。

本《指南》不涉及低周疲劳荷载、持久荷载、振动与磨损等力学作用对混凝土结构耐久性的影响，也不涉及生物、辐射与电磁等的作用，虽然微生物和杂散电流有时可引起混凝土腐蚀和钢筋的严重锈蚀。

**1.0.3** 本《指南》主要适用于房屋、桥梁、涵洞、隧道与一般构筑物的普通钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构，不适用于轻骨料混凝土与其它特种混凝土结构。

对于特殊腐蚀环境以及生产、使用、排放或贮存各种有害化学腐蚀性物质的结构物，应参照专门的标准进行设计，但本《指南》提供的原则和数据对这些结构物的设计可能有比参考价值。

**1.0.4** 混凝土结构的耐久性设计与施工，除本《指南》已作出规定的以外，在结构材料、结构构造、结构施工上尚应参照现行国家标准与行业标准的其他有关规定。

**1.0.5** 由于环境作用及材料性能劣化机理的复杂性、不确定性与不确知性以及缺乏足够的经验和数据，目前尚难在设计阶段对混凝土结构的耐久性和使用年限作出准确的预测。本《指南》所提供的只是一种基于现有认识的近似判断和估计，用于不同环境条件下、不同设计使用年限要求的结构耐久性设计。

本《指南》中提出的要求只是通常情况下为满足结构适用性、可修复性和安全性的最低要求，设计人员应结合工程及其所处环境的具体特点，如工程的重要性、环境作用的复杂性、材料劣化导致结构失效后果的严重性、使用过程中进行维修的可行性等，必要时采取更为严格的要求。

混凝土结构的耐久性与许多因素有关，如有基于工程现场经验类比或基于材料性能劣化模型计算结果的可靠依据，并通过专门的论证，可以修正和取代本《指南》的个别规定和要求。

## 2、术语与符号

### 2.1 术语

**2.1.1 环境作用 (environmental action)** 能引起结构材料性能劣化或腐蚀的环境因素 (agent) 如温度、湿度及各种有害物质等施加于结构上的作用。

**2.1.2 腐蚀 (deterioration)** 材料与周围的环境因素发生物理、化学或电化学反应而引起的渐进性损伤与破坏。对钢材则常称为**锈蚀 (corrosion)**。

**2.1.3 劣化 (degradation)** 材料性能随时间的逐渐降低

**2.1.4 劣化模型 (degradation model)** 描述材料性能劣化过程的数学表达式，可用于结构使用年限的预测。

**2.1.5 结构耐久性 (structure durability)** 结构及其构件在可能引起材料性能劣化的各种作用下能够长期维持其原有性能的能力。在结构设计中，结构耐久性则被定义为在预定作用和预期的维

修与使用条件下，结构及其构件能在规定期限内维持所需技术性能（如安全性、适用性）的能力。

**2.1.6 结构使用年限 (service life of structure)** 结构建成后，在预定的使用与维修条件下，结构所有性能均能满足原定要求的实际年限。

**2.1.7 设计使用年限 或设计寿命 (design life, or design working life)** 设计人员用以作为结构耐久性设计的依据并具有足够安全裕度或保证率的目标使用年限。设计使用年限应由业主或用户与设计人员共同确定，并满足有关法规的最低要求。

**2.1.8 混凝土侵入性 (penetrability of concrete)** 混凝土材料耐久性的一种综合度量指标，表达外部侵蚀性物质（水、气及溶于水、气中的其他分子和离子等）侵入混凝土内部的难易程度。根据入侵物质的不同传输机理与特征，常用离子或分子在混凝土中的扩散系数、混凝土对流体的吸收率、流体在混凝土中的渗透系数等不同参数表示。混凝土侵入性常被习惯地称为**渗透性 (permeability)**，但渗透 (permeation) 是流体受到压力差的驱动在混凝土毛细孔隙中流动的传输，并用渗透系数表示渗透性。

**2.1.9 扩散 (diffusion)** 流体中的分子或离子通过无序运动从高浓度区向低浓度区的传输，其驱动力为浓度差。

**2.1.10 氯离子在混凝土中的扩散系数 (chloride diffusion coefficient of concrete)** 表示氯离子在混凝土中扩散性的一个参数。氯离子在混凝土中的扩散是溶于混凝土孔隙水中的氯离子从高浓度区向低浓度区的传输。因为氯离子可以同时通过扩散、渗透和吸附等不同机理侵入混凝土内部，并在传输过程中可有部分氯离子与胶凝材料及其水化产物相结合，所以通过试验和计算得到的扩散系数有时在一定程度上也包含了其他传输机理与被结合等因素的影响。

**2.1.11 混凝土耐久性指数 DF (durability factor)** 反映混凝土抗冻性能的一个指标，为混凝土经规定次数快速冻融循环试验后的动弹性模量与初始动弹性模量的比值，用混凝土标准试件和标准试验方法测定。

**2.1.12 含气量 (entrained air content)** 混凝土中掺入引气剂后，在混凝土内形成大量的球形微细气泡的体积与混凝土总体积的比值。气泡相邻边缘之间距离的平均值称为**气泡间距系数 (air bubble spacing)**。

**2.1.13 维修 (maintenance)** 为维持结构或其构件在使用年限内所需性能而采取的各种技术和管理活动，包括维护和修理（修复）。

**2.1.14 修理 或修复 (repair, or restore)** 通过修补、更换或加固，使受到损伤的结构或其构件恢复到可接受的状态。按修复的规模、费用及其对结构正常使用的影响，可分为大修和小修。当修复活动需在一定期限内停止结构的正常使用，或需大面积置换结构构件中的受损混凝土或更换结构的主要构件时为大修。

**2.1.15 可修复性 (restorability, or repairability)** 结构或其构件在考虑的作用下受到损伤后能够经济合理地进行修复的能力。

**2.1.16 胶凝材料 (cementitious material, or binder)** 用于配制混凝土的硅酸盐水泥与粉煤灰、磨细矿渣和硅灰等火山灰质或潜在水硬性矿物掺和料的总称。矿物掺和料在混凝土配比中的用量，以其占胶凝材料总量的百分比（重量比）表示。

**2.1.17 水胶比 (water to binder ratio)** 混凝土的用水量与限定范围的胶凝材料（水泥加矿物掺和料）总量之比。在耐久混凝土的配合比中，常以胶凝材料用量的概念取代传统的水泥用量，以水胶比取代传统的水灰比，作为判断混凝土密实性或耐久性的一个宏观指标。

**2.1.18 高性能混凝土 (high performance concrete)** 以耐久性为基本要求并满足工程其他特殊性能和匀质性要求、用常规材料和常规工艺制造的水泥基混凝土。这种混凝土在配比上的特点是掺加合格的矿物掺和料和高效减水剂，取用较低的水胶比和较少的水泥用量，并在制作上通过严格的质量控制，使其达到良好的工作性、均匀性、密实性和体积稳定性。

**2.1.19 大掺量矿物掺和料混凝土 (concrete with high volume mineral admixtures)** 本《指南》中所指的大掺量矿物掺和料混凝土为：在硅酸盐水泥中单掺粉煤灰时的掺量不小于胶凝材料总量的 30%（重量比）；单掺磨细粒化高炉矿渣时的掺量不小于胶凝材料总量的 50%；复合使用两种或两种以上的矿物掺和料时，其中的粉煤灰掺量不小于胶凝材料总量的 30%，或各种矿物掺和料掺

量之和并不小于胶凝材料总量的 50%。需水量很大的矿物掺和料如硅灰、沸石岩粉等不适合于大掺量，宜与其他矿物掺和料复合使用。

**2.1.20 防腐蚀附加措施 (additional protective measures)** 在通过改善混凝土的密实性和增加保护层厚度等常规手段来提高混凝土结构耐久性的基础上所采取的其他特殊措施，如混凝土表面涂层和防腐蚀面层，环氧涂层钢筋、钢筋阻锈剂、透水衬里模板、阴极保护等。

**2.1.21 混凝土表面涂层 (surface protective membrane to concrete)** 用无机或有机材料如树脂、橡胶或沥青类涂料分层涂刷于混凝土表面的防腐层，一般由底层、面层或有中间层的涂层组成。涂层的总厚度一般较薄。

**2.1.22 环氧涂层钢筋 (epoxy coated rebar)** 将填料、热固性环氧树脂与交联剂等外加剂制成的粉末，在严格控制的工厂流水线上，采用静电喷涂工艺喷涂于表面处理过的预热的钢筋上，形成一层坚韧、抗渗透、连续的绝缘涂层的钢筋。

**2.1.23 钢筋阻锈剂 (corrosion inhibitor)** 能抑制混凝土中钢筋电化学腐蚀的化学物质。掺入型阻锈剂为掺加到新拌混凝土中的化学外加剂，主要用于新建工程；渗透型阻锈剂涂于混凝土表面并渗透到混凝土中，主要用于既有工程的修复。

**2.1.24 混凝土表面硅烷渗涂 (silane coated concrete)** 用硅烷类液体渗涂混凝土表层，使其具有低吸水性、低氯离子扩散率的防腐蚀措施

**2.1.25 混凝土防护面层 (protective layer)** 涂抹、浇筑或覆盖在混凝土表面并与之牢固粘结的防护层，如水泥基聚合物砂浆抹面层、油毡防水面层及玻璃钢面层等，防腐面层的厚度远大于涂层。

**2.1.26 透水衬里模板 (controlled permeability formwork)** 浇筑混凝土时采用的模板内侧置有一层专用的织物，可以排出新拌混凝土表面的多余水分和裹入的气泡并保湿，能有效提高表层或保护层混凝土的密实性和抗渗性。

**2.1.27 钢筋的混凝土保护层 (concrete cover to reinforcement)** 从混凝土表面到钢筋最外缘之间的距离。在耐久性设计中，如无特别标明，这一保护层应为最外侧钢筋的保护层，通常情况下应为箍筋或外侧分布筋而不是主筋。

**2.1.28 保护层最小厚度 (minimum cover)** 在耐久性设计中为控制钢筋锈蚀所必需的混凝土保护层厚度，其中没有考虑钢筋安装定位的施工允差对结构耐久性的影响。

**2.1.29 保护层名义厚度 (nominal cover)** 用于结构计算和标注于施工图上的保护层尺寸。在混凝土结构设计中，必须考虑钢筋安装定位的施工允差对结构耐久性的影响，应取保护层的名义厚度为最小厚度与施工允差之和。

## 2.2 主要符号

**2.2.1 III-C** 表示环境类别和环境作用等级 (category of environment and exposure class)。前面的罗马字符代表不同的环境类别，有 I、II、III、VI和 V 五种，分别代表碳化引起钢筋锈蚀的一般环境、反复冻融引起混凝土冻蚀的环境、海水氯离子引起钢筋锈蚀的近海和海洋环境、除冰盐等其他氯化物引起钢筋锈蚀的环境和其他化学腐蚀环境；后面的大写英文字符有 A、B、C、D、E 和 F 六个等级，分别定性地表示环境作用的严重程度，严重性从 A 到 F 依次递增。

**2.2.2 C<sub>3</sub>A** 铝酸三钙 (tricalcium aluminate)。硅酸盐水泥中的一种矿物成分，水化反应极快，强度发展最为迅速，水化热和收缩最大，易受硫酸盐腐蚀。

**2.2.3 D** 氯离子在混凝土中的扩散系数 (chloride diffusion coefficient of concrete)。

**2.2.4 D<sub>RCM</sub>** 用外加电场作用下氯离子在混凝土中快速迁移 (rapid chloride migration) 的标准试验方法测得的扩散系数。

**2.2.5 D<sub>a</sub>** 现场实测拟合的扩散系数 (achieved diffusion coefficient)，或表观扩散系数 (apparent diffusion coefficient)。从暴露于现场氯离子环境一定时间 (年限) 后的混凝土构件中取样，实测得到构件离暴露表面不同深度上的氯离子浓度分布数据，并按 Fick 第二扩散定律的误差函数解析公式 (其中假定在这一暴露时间内的扩散系数和表面氯离子浓度均为定值) 进行曲线拟合，回归求得的扩散系数 (回归求得的另一参数为表面氯离子浓度)。D<sub>a</sub> 的数值随暴露时间的增长而降

低，当年限很长时（如数十年后）可认为趋于稳定。

**2.2.6  $D_p$**  用标准试验方法快速测定的扩散系数（potential diffusion coefficient）。通常根据实验室内的短期浸泡试验（暴露在规定浓度的氯离子溶液中）得到的扩散系数。 $D_p$  主要表示混凝土在测试龄期时的扩散系数，并随龄期的增长而降低。

**2.2.7  $c$**  氯离子浓度（chloride concentration in concrete）。用每方混凝土胶凝材料重的百分比表示，有时也用每方混凝土重的的百分比表示。

**2.2.8  $c_{cr}$**  氯离子临界浓度（critical chloride concentration , or chloride threshold level)。钢筋表面的混凝土内氯离子增加到能使钢筋脱钝并开始锈蚀时的浓度，氯离子临界浓度与混凝土本身的质量、湿度、温度和碱度等多种因素有关。

**2.2.9  $c_s$**  氯离子表面浓度（surface chloride concentration），即与氯盐环境接触处的混凝土表面中的氯离子浓度。现场混凝土的表层氯离子浓度由于受到诸多外界因素的影响，往往并不符合 Fick 第二定律误差函数解析解公式所表达的规律，所以利用误差函数解析解预测氯离子从混凝土表面扩散到混凝土内不同深度上的浓度分布时，一般不能取用现场实测的表面氯离子浓度值作为计算的依据而应采用表观表面浓度  $c_{sa}$ （achieved surface chloride concentration），后者的获得方法与现场实测拟合的表观扩散系数的相同（见 2.2.5 条）。

### 3、基本规定

#### 3.1 环境分类与环境作用等级

**3.1.1** 结构所处的环境按其对钢筋和混凝土材料的不同腐蚀作用机理分为 5 类（表 3.1.1）。

表 3.1.1 环境分类

类别	名称
I	碳化引起钢筋锈蚀的一般环境
II	反复冻融引起混凝土冻蚀的环境
III	海水氯化物引起钢筋锈蚀的近海或海洋环境
IV	除冰盐等其他氯化物引起钢筋锈蚀的环境
V	其他化学物质引起混凝土腐蚀的环境：
$V_1$	土中和水中的化学腐蚀环境
$V_2$	大气污染环境
$V_3$	盐结晶环境

注：氯化物环境（III和IV）对混凝土材料也有一定腐蚀作用，但主要是引起钢筋的严重锈蚀。反复冻融（II）和其他化学介质（ $V_1$ 、 $V_2$ 、 $V_3$ ）对混凝土的冻蚀和腐蚀，也会间接促进钢筋锈蚀，有的并能直接引起钢筋锈蚀，但主要是对混凝土的损伤和破坏。

**3.1.2** 环境作用按其对配筋（钢筋和预应力筋）混凝土结构侵蚀的严重程度分为 6 级（表 3.1.2）。

表 3.1.2 环境作用等级

作用等级	作用程度的定性描述
A	可忽略
B	轻度
C	中度
D	严重
E	非常严重
F	极端严重

**3.1.3** 不同环境类别在不同的环境条件（如湿度、温度、侵蚀介质的浓度等）下对配筋混凝土结构的环境作用等级如表 3.1.3-1 和表 3.1.3-2 所示。

当土中和水中的化学腐蚀环境（ $V_1$ ）有多种化学物质（表 3.1.3-2）一起作用于结构上时，应取其中最高的作用等级作为环境  $V_1$  的作用等级；但如其中有两种或多种化学物质的作用均处于相同的最高作用等级时，则为考虑可能加重的化学腐蚀后果，应按再提高一个等级作为结构所处  $V_1$  环境类别的作用等级。

表 3.1.3-1 环境分类及环境作用等级

环境类别	环境条件 <sup>1</sup>		作用等级	示例
I 一般环境 (无冻融, 盐、酸等作用)	室内干燥环境		I-A	长期干燥、低湿度环境 <sup>2</sup> 中的室内混凝土构件
	非干湿交替的室内潮湿环境; 非干湿交替的露天环境; 长期湿润环境		I-B	中、高湿度环境 <sup>2</sup> 中的室内混凝土构件; 不受雨淋或与水接触的露天构件; 长期与水或湿润土体接触的水中或土中构件
	干湿交替环境 <sup>1</sup> 南方炎热潮湿的露天环境		I-C	与凝结露水接触的室内天窗构件; 地下室顶板构件; 表面频繁淋雨或频繁与水接触的室外构件; 处于水位变动区的大气中构件
II 冻融环境	微冻地区 <sup>4</sup> , 混凝土高度饱水 <sup>5</sup>	无氯盐 <sup>3</sup>	II-C	微冻地区水位变动区的构件, 频繁受雨淋的构件水平表面
		有氯盐 <sup>3</sup>	II-D	
	严寒和寒冷地区 <sup>4</sup> , 混凝土中度饱水 <sup>5</sup>	无氯盐 <sup>3</sup>	II-C	严寒和寒冷地区受雨淋构件的竖向表面
		有氯盐 <sup>3</sup>	II-D	
	严寒和寒冷地区 <sup>4</sup> , 混凝土高度饱水 <sup>5</sup>	无氯盐 <sup>3</sup>	II-D	水位变动区的构件, 频繁受雨淋的构件水平表面
		有氯盐 <sup>3</sup>	II-E	
III 近海或海洋环境 <sup>6</sup>	水下区		III-D <sup>7</sup>	长期浸没于海水中的桥墩
	大气区	轻度盐雾区 离平均水位 15m 以上的海上大气区, 离涨潮岸线 100m 外至 300m 内的陆上室外环境	III-D	靠海的陆上室外构件 桥梁上部结构构件
		重度盐雾区 离平均水位上方 15m 以内的海上大气区, 离涨潮岸线 100m 内的陆上室外环境	III-E	靠海的陆上室外构件 桥梁上部结构构件
	潮汐区和浪溅区, 非炎热地区		III-E	桥墩
	潮汐区和浪溅区, 南方炎热潮湿地区		III-F	桥墩
	土中区	非干湿交替	III-D <sup>7</sup>	桩
		干湿交替	III-E	地下结构中外侧接触地下水而内侧接触空气的混凝土衬砌结构
IV 除冰盐等其他氯化物环境(来自海水的除外)	较低氯离子浓度 <sup>8</sup> (反复冻融环境按IV-D)		IV-C	与含有较低浓度氯盐 <sup>8</sup> 的土体或水体接触的构件, 无干湿交替引起的浓度积累
	较高氯离子浓度		IV-D	受除冰盐直接溅射的构件竖向表面 与含有较高浓度氯盐 <sup>8</sup> 的水体或土体接触的构件
	高氯离子浓度, 或干湿交替引起氯离子积累		IV-E	直接接触除冰盐的构件水平表面 与含有高浓度氯盐 <sup>8</sup> 的土体或水体接触的构件
V <sub>1</sub> 土中及地表、地下水中的化学腐蚀环境(来自海水等氯化物除外)	(见表 3.1.3-2)			与含有腐蚀性化学物质如硫酸盐、镁盐、碳酸等土体、地下水、地表水接触的结构构件
V <sub>2</sub> 大气污染环境(来自海水的盐雾除外)	汽车或机车废气		V <sub>2</sub> -C	受废气直射的结构构件, 处于有限封闭空间内受废气作用的车库或隧道构件
	酸雨 (酸雨 pH 值小于 4 时按 E 级)		V <sub>2</sub> -D	遭酸雨频繁作用的构件

	盐碱地区含盐分的大气和雨水作用 (盐度很高的情况宜按 E 级, 较轻时可按 C 级)	V <sub>2</sub> -D	盐碱地区的露天构件, 尤其是受雨淋的构件
V <sub>3</sub> 盐结晶环境	轻度盐结晶	V <sub>3</sub> -E	与含盐土壤接触的电杆、墙、柱等露出于地面以上的“吸附区”
	重度盐结晶(大温差、频繁干湿交替)	V <sub>3</sub> -F	

- 注: 1、表中的环境条件系指与混凝土表面接触的局部环境; 对钢筋则为混凝土保护层的表面环境, 但如构件的一侧表面接触空气而对侧表面接触水体或湿润土体, 则空气一侧的钢筋需按干湿交替环境考虑。
- 2、长期干燥的低湿度室内环境指室内相对湿度 RH 长期处于 60% 以下, 中、高湿度环境指相对湿度的年平均值大于 60%。
- 3、氯盐指除冰盐或海水中氯盐。
- 4、冻融环境按当地最冷月平均气温划分为严寒地区、寒冷地区和微冻地区, 其最冷月的平均气温  $t$  分别为  $t \leq -8^{\circ}\text{C}$ ,  $-8^{\circ}\text{C} < t < -3^{\circ}\text{C}$  和  $-3^{\circ}\text{C} \leq t \leq 2.5^{\circ}\text{C}$ 。但在海洋环境, 海水的冰冻应根据当地的实际调查确定。
- 5、高度饱水指冰冻前长期或频繁接触水或湿润土体, 混凝土体内高度水饱和; 中度饱和指冰冻前偶受雨水或潮湿, 混凝土体内饱水程度不高。
- 6、近海或海洋环境中的水下区、潮汐区、浪溅区和大气区的划分, 可参考海港工程混凝土结构防腐规范(JTJ275-2000)的规定。近海或海洋环境的土中区, 指海底以下或近海的陆区地下, 其地下水中的盐类成分与海水相近。
- 7、周边永久浸没于海水或地下海水中的构件, 其环境作用等级可按 III-C 考虑, 但流动水流的情况除外。
- 8、地表或地下水中氯离子浓度(mg/l)的高、低区分为: 低 100-500; 较高 501-5000; 高 >5000。如构件周边永久浸没水中不存在干湿交替或接触大气, 可按环境作用等级 IV-C 考虑。

表 3.1.3-2 土中及地表、地下水中的化学腐蚀环境(V<sub>1</sub>)及其作用等级

腐蚀作用等级	V <sub>1</sub> -C	V <sub>1</sub> -D	V <sub>1</sub> -E
水中 SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/L	≥200, <1000	≥1000, <4000	≥4000, <10000
土中 SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg	≥300, <1500	≥1500, <6000	≥6000, <15000
水中 Mg <sup>2+</sup> mg/L	≥300, <1000	≥1000, <3000	≥3000
水的 pH 值	≥5.5, <6.5	≥4.5, <5.5	≥4.0, <4.5
水中 CO <sub>2</sub> mg/L	≥15, <30	≥30, <60	≥60, <100

- 注: 1、如构件处于弱透水土体(渗透系数小于 10<sup>-5</sup>m/s 或 8.6m/d)的地下水中, 则土中 SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> 和水中 Mg<sup>2+</sup>、CO<sub>2</sub> 及 pH 值的作用均可按表中所示的等级降低一级取用。
- 2、含氯盐的咸水中可不单独考虑镁离子的侵蚀作用。
- 3、土中 SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> 为土中水溶硫酸盐的硫酸根量。
- 4、硫酸盐作用等级或 CO<sub>2</sub> 作用等级为 D 和 D 级以上的构件, 如处于流动地下水中, 应考虑在构件的混凝土表面设置防腐面层或涂层。
- 5、高压水头下可加重硫酸盐的化学腐蚀。

**3.1.4** 结构构件除受到碳化引起钢筋锈蚀的一般环境(I)作用外, 还可能受到冻融环境(II)、氯盐环境(III和IV)及其他化学物质等腐蚀环境(V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>或V<sub>3</sub>)的作用。当结构构件处于表 3.1.3-2 中两类或两类以上的环境类别时, 应同时满足这些环境类别各自单独作用下的耐久性要求。

**3.1.5** 对于引气混凝土构件, 在确定混凝土技术性能要求(见表 4.0.2 和 4.0.3)时可按表 3.1.3-1 和表 3.1.3-2 中的环境作用等级降低一个等级考虑。引气混凝土除用于冻融环境(II)外, 还可用于并非遭受冻融侵蚀的氯盐环境(III和IV)及其他化学腐蚀环境(V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>或V<sub>3</sub>)中作用等级为 D 或 D 级以上的场合。

**3.1.6** 对于素混凝土结构, 可仅考虑冻融环境、氯盐环境(III和IV)和化学腐蚀环境(V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>或V<sub>3</sub>)的作用。这些环境类别在不同环境条件下对素混凝土结构的作用等级, 对于冻融环境(II)可取与配筋混凝土结构相同(见表 3.1.3-1 和表 3.1.3-2), 对于化学腐蚀环境(V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>或V<sub>3</sub>)可比配筋混凝土结构降低一个等级取用, 但不低于 C 级, 对于氯盐环境(III和IV)可按 C 级。

**3.1.7** 房屋建筑的室内厨房、卫生间和地下室等频受潮湿和易结露的构件部位以及室外频受雨淋

的阳台、外廊、女儿墙、雨罩、栏杆、地面等混凝土构件应按干湿交替的环境条件设计。冰冻地区的建筑物室外混凝土构件在受冻前可能接触雨水或其他水体的部位应按冻融环境设计。使用过程中可能接触到海水、盐雾、氯化物除冰盐、氯化物消毒剂等氯盐作用的建筑物构件，如滨海建筑物的外墙构件、滨海停车库的地板（或楼板）、喷洒或将来可能喷洒除冰盐地区的停车库地板（或楼板）、游泳馆中接触氯盐消毒剂的构件、海洋馆中接触海水的结构构件等，应按近海环境和除冰盐等其他氯化物环境设计。

桥梁构件的设计应考虑由于路面层、防水层和桥面伸缩缝等各种连接部位的渗漏所造成的局部环境作用，对于桥面板的顶面以及可能遭受来自伸缩缝处渗漏水作用的下部梁、柱（墩）表面，应按干湿交替的环境条件设计；桥梁中频受雨淋或与变动水位接触的构件也应按干湿交替的环境条件设计。上述的受湿部位在冻融地区尚需按冻融环境设计。桥面板的底面如有可靠的构造措施能够防止雨水或伸缩缝处渗漏水从构件的侧边滴入底面，则底部钢筋可按非干湿交替的露天环境条件设计。

冬季使用除冰盐地区（包括随着交通发展，将来不可避免会使用除冰盐来融化路面积雪的地区）的混凝土桥梁、道路和道路两旁的露天构件，必须考虑含除冰盐的融化雪水（雨水）和由车辆高速行驶引起盐雾的侵蚀作用，包括含盐的渗漏水自桥面流向下部梁、柱表面以及含盐雨水渗入土中对桥梁下部结构和基础的侵蚀作用。

沿海地区和盐碱地区的混凝土结构，必须考虑当地大气、地下水和土中可能存在腐蚀性化学物质的作用。这些地区的构件设计不应直接套用一般的标准图。

污水管道、厩舍、化粪池等受硫化氢气体或腐蚀性液体侵蚀的构件部位按其严重程度可比照环境作用等级  $V_{1-E}$  或  $V_{1-D}$  考虑，这些构件或部位如长期浸没于液体中可按  $V_{1-C}$  考虑。

**3.1.8** 除 3.1.3 条所列的环境类别可能引起钢筋锈蚀和混凝土腐蚀外，在长期潮湿和有水长期作用的环境下，混凝土结构的耐久性设计还必须高度重视混凝土发生碱-骨料反应，钙矾石延迟反应和软水对混凝土溶析破坏的可能性，并在设计施工中采取相应的对策。

### 3.2 结构的设计使用年限

**3.2.1** 结构的设计使用年限应是具有一定裕度或保证率的目标使用年限，并与结构使用的适用性极限状态相对应。设计使用年限必须由工程的业主与设计人员共同商定，并不低于政府主管部门规定的最低要求。

**3.2.2** 结构的设计使用年限可按表 3.2.2 的级别选取。特殊重要的纪念性或标志性结构物，其设计使用年限应大于 100 年；大城市中的高层建筑或大型建筑物，其结构的设计使用年限宜不小于 70 年；工矿建筑与构筑物的结构设计使用年限宜与生产的设计服务年限相应，某些工业厂房结构的设计使用年限因现代生产工艺的快速变更或根据实际需要可定为 30 年。

当结构的使用年限预期会因服务功能的快速变化(如桥梁通行能力的快速增长)而提前终结，或当环境特别严酷，采取较长的使用年限受到技术、经济上的制约时，则在主管部门和业主的同意下，可按较低的设计使用年限进行设计，但一般不宜低于 30 年。

本《指南》仅提出 100 年、50 年和 30 年三种设计使用年限下的具体设计要求，对于介于其中的不同设计使用年限下的要求，可以大体按照内插的方法处理。

**表 3.2.2 结构的设计使用年限分级**

级别	设计使用年限	名称	示例
一	不小于 100 年	重要建筑物	标志性、纪念性建筑物，大型公共建筑物如大型的博物馆、会议大厦和文体卫生建筑，政府的重要办公楼，大型电视塔等
		重要土木基础设施工程	大型桥梁，隧道，高速和一级公路上的桥涵，城市干线上的大型桥梁、大型立交桥，城市地铁轻轨系统等

二	不小于 50 年	一般建筑物和构筑物	一般民用建筑如公寓、住宅以及中小型商业和文体卫生建筑，大型工业建筑
		次要的土木设施工程	二级和二级以下公路以及城市一般道路上的桥涵
三	不小于 30 年	不需较长寿命的结构物 可替换的易损结构构件	某些工业厂房

**3.2.3** 结构的设计使用年限，通常应是结构使用过程中仅需常规维护（包括构件表面涂刷等）而不需进行大修的期限。

仅当现有的技术条件不能保证结构的所有构件（或部件）均能达到与结构设计使用年限相同的耐久性时，或从经济等角度考虑认为有必要时，则在业主认可的前提下，可在结构设计中规定结构的个别构件（或部件）需在结构的设计使用年限内进行规定次数（1~2 次或更多）的大修或更换。

处于良好环境条件下的一般民用建筑物，在结构的设计使用年限内应按仅需常规维护进行设计。处于严重环境作用下的结构物，在结构的设计使用年限内，可对个别结构构件或部件（如桥梁拉索及支座件等）进行定期大修或更换。

需在设计使用年限内进行大修或更换的结构构件，应具有能够进行修补或更换的施工操作条件。需要修补或更换的构件，其使用年限可低于结构的整体设计使用年限。对于土中或水下缺乏修理条件的结构构件，其设计使用年限应与结构的整体设计使用年限相同。

### 3.3 设计基本要求

**3.3.1** 混凝土结构及其构件的耐久性，应根据不同的设计使用年限和不同的环境类别及其作用等级进行设计。同一结构中的不同构件或同一构件中的不同部位由于所处的局部环境条件有异，应予以分别对待。结构的耐久性设计必须考虑施工质量控制与质量保证对结构耐久性的影响，必须考虑结构使用过程中的维修与检测要求。

**3.3.2** 混凝土结构耐久性设计的设计文件应列入以下内容：

1) 结构所处的环境类别及其环境作用等级。对于环境作用等级为 D 或 D 级以上的结构设计，除勘测资料外，应有结构周边既有结构工程耐久性现状的调查资料和必要的检测数据。

2) 结构的设计使用年限。应标明结构设计使用年限内需要大修或更换的结构构件或部件及其预期的修补期限或更换期限，列出结构各构件和部件的使用年限及维修周期的明细表。对结构耐久性有重要影响的构造措施（如桥面防水层、伸缩缝等），其预期的使用年限也应在设计文件中一并列出。

3) 对施工单位（包括混凝土供应方）提出耐久混凝土的技术要求和施工质量的合格验收标准。

4) 对工程业主或工程的运营管理单位提出使用过程中需要进行正常维护、修理或更换的具体内容与要求。

5) 对于桥梁结构等基础设施工程，需对设计使用年限内的全寿命投资费用作出适当的论证与评估。

**3.3.3** 混凝土结构的耐久性设计至少应包括：

1) 耐久混凝土的技术要求（参见第 4 章）

根据结构所处的不同环境类别、环境作用等级与结构的设计使用年限，确定混凝土材料耐久性的主要技术要求，包括：混凝土原材料的选用要求（水泥、矿物掺和料、骨料以及化学外加剂的品种与质量等），混凝土的最低强度等级，最大水胶比和胶凝材料的最小用量，以及结构所处环境下所需的混凝土氯离子扩散系数、抗冻耐久性指数（或抗冻等级）等混凝土耐久性参数的具体指标以及引气等要求。

对于一般环境和无盐的冻融环境下的混凝土技术要求，在设计阶段可仅规定混凝土的最低强度等级与最大水胶比以及混凝土是否引气等要求，并标明在设计施工图和相应说明中。至于混凝土原材料的选用和混凝土具体配比等其他技术要求，可指定施工或混凝土供货单位依据设计方提出的环境作用等级与结构的设计使用年限，按照本《指南》规定的相关条文确定。设计采用的混凝土

强度等级应满足构件耐久性的最低要求与构件强度的需要；当环境作用等级为 C 或 C 级以上时，构件所需的混凝土强度等级常取决于耐久性的要求（尤其是受弯构件），应首先进行耐久性设计而后作荷载作用下的构件承载力与变形验算。

对于重要基础设施工程和氯盐及其他化学腐蚀环境下的工程，应在设计阶段与混凝土材料工程师合作提出耐久混凝土的详细技术要求。

2) 与耐久性有关的结构构造措施（参见第 5 章）

根据结构的环境作用等级与设计使用年限，确定钢筋的混凝土保护层厚度，提出防水排水构造与裂缝控制等措施。

3) 与耐久性有关的施工质量要求（参见第 6 章）

重点为混凝土养护（温度、湿度控制与湿养护期限与方法）与保护层厚度的质量控制要求，并标明在结构施工图和相应说明中。

4) 结构使用阶段的维修与检测

对于严重环境作用（D 或 D 级以上）下的结构，应确定使用期内的定期维修（包括部件更换）与检测要求，并在设计中为从事这些维修与检测的活动设置必要的通道和施工、操作空间，预置埋设件和测试元件。

5) 防腐蚀附加措施

以下场合应考虑采取防腐蚀附加措施：重大工程中环境作用等级为 E 或 F 的构件部位；因条件所限不能满足规定保护层厚度或规定养护时间的结构部位；受氯盐和硫酸盐极端严重作用的结构部位。

常用的防腐蚀附加措施有：在混凝土表面涂刷或复盖防护材料，在混凝土组成中加入阻锈剂或水溶性聚合物乳液，局部选用环氧涂层钢筋，在混凝土浇筑成型中采用带透水衬里的模板，直至采用阴极保护等措施。防腐新材料和新工艺的使用，需通过专门的论证。

6) 对于可能遭受氯盐引起钢筋锈蚀的重要混凝土工程，宜根据具体环境条件和材料劣化模型，进行结构使用年限的验算。

不同设计使用年限的结构物，在不同环境作用等级下需要进行耐久性设计的具体内容大体如表 3.3.3 所示。

表 3.3.3 不同使用年限级别的结构物在不同环境作用等级下的耐久性设计内容

耐久性设计内容 使用年限级别 环境作用等级	混凝土材料			结构构造和 裂缝控制			施工要求			使用阶段 定期检测			防腐蚀 附加措施		
	一	二	三	一	二	三	一	二	三	一	二	三	一	二	三
A	●			●			●								
B	●	●		●	●		●	●		▲					
C	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	▲				
D	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	▲	▲		
E	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	▲	▲	▲
F	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	▲	▲

注：1、混凝土材料、结构构造和施工要求需同时满足本《指南》提出的最低要求；

2、表中符号意义：●需要 ▲ 可能需要

3.3.4 提高混凝土结构耐久性的一般设计原则如下：

1) 采用的结构类型、结构布置和结构构造应尽可能有利于阻挡或减轻环境对结构的侵蚀作用，便于施工并有利于保证施工质量，便于工程今后使用过程中的检查和维修。

2) 提高混凝土材料本身的耐久性。采用低水胶比混凝土，尽可能减少用水量并正确使用矿物掺和料，明确耐久混凝土的施工要求，保证混凝土有良好的匀质性、工作性和抗裂性。

3) 增加钢筋的混凝土保护层厚度；

4) 注重防、排水和连接缝等构造措施，尽可能避免水和氯盐等有害物质接触或渗漏到混凝土表面，尽可能防止混凝土在使用过程中遭受干湿交替；

5) 对于环境作用等级为 E 或 E 级以上的重要工程，以及易遭锈断、失效后果严重的预应力钢绞线和高强拉索等构件，在其耐久性设计中应采取多重防护对策，即综合采用多种防护措施，可以

多种防护措施平行地起作用（如在提高耐久混凝土性质量和保护层厚度的基础上，同时采用阻锈剂或环氧涂层钢筋），或在一种措施在使用过程中失效后可以启动另一种措施（如结构中的钢筋发生锈蚀后启动阴极保护）。

6) 在确定钢筋的混凝土保护层厚度和耐久混凝土的技术要求时，不考虑普通建筑饰面（抹灰、面漆、面砖等）和防水层等构造对混凝土结构的有限防护作用。对于结构施工建造中主要起临时承载作用且不具足够耐久性的部件（如隧道的喷混凝土初衬支护，其混凝土的性能和锚杆、钢筋网、钢棚架的保护层均难以满足严重环境作用下的耐久性要求），在结构的承载力设计中不应考虑其贡献。

**3.3.5** 同一结构中宜使用相同材质的钢筋以降低钢材的电化学锈蚀速度。对非预应力钢筋，宜在设计中统一选用新三级钢筋 HRB400。混凝土中不同金属埋件之间（包括镀锌钢材与普通钢材之间）均不得有导电的连接。

**3.3.6** 在 C 级及 C 级以上的环境等级下采用预应力混凝土时，需对预应力体系（预应力筋、锚具和孔道管等）的使用年限作出专门评估，要求生产厂家提供相关的资料和说明。同时，应对灌浆材料、施工工艺及质量检验标准提出具体要求。

预应力混凝土体系的施工必须由具有专门资质的专业机构完成。

**3.3.7** 混凝土结构的耐久性设计，需考虑到混凝土构件开始暴露于环境作用时的不同龄期对耐久性的影响。应尽量设法延迟新浇混凝土开始与海水、氯盐等接触或开始遭受冰冻的时间。在海洋环境下宜尽量采用预制构件；在冰冻地区宜尽早开工，至少应在冰冻季节到来前一月完成施工。

**3.3.8** 当结构所处的环境作用等级为 E 或 E 级以上时，应在设计中提出必须进行结构使用年限内的定期检测要求。第一次检测需在结构竣工使用后的 3~5 年内进行，并根据测试结果对结构的耐久性做出评估。除目测外，检测的重点在于确定表层混凝土的劣化现状，如混凝土的碳化深度，混凝土表层内不同深度处的氯离子浓度分布，钢筋的锈蚀或锈蚀倾向等。以后的定期检测间隔视劣化速度而定。

对于重要工程，应在设计阶段作出结构使用期内检测的详细规划，在工程现场设置专供检测取样的构件，后者在尺寸、材料、配筋、成型、养护以及暴露环境条件上，应能代表实际的结构构件，必要时还可在结构构件有代表性的部位上埋置传感元件以监测钢筋锈蚀的发展。

**3.3.9** 结构使用年限的验算以及使用阶段的检测规划可委托专业的研究、咨询机构完成并通过论证。

## 4、混凝土材料

**4.0.1** 配制耐久混凝土的一般原则如下：

- 1、选用质量稳定、低水化热和含碱量偏低的水泥，尽可能避免使用早强水泥和 C<sub>3</sub>A 含量偏高的水泥；
- 2、选用坚固耐久、级配合格、粒形良好的洁净骨料；
- 3、使用优质粉煤灰、矿渣等矿物掺和料或复合矿物掺和料；一般情况下，矿物掺和料应作为耐久混凝土的必需组份；
- 4、使用优质引气剂，将适量引气作为配制耐久混凝土的常规手段；
- 5、尽量降低拌和水用量，采用高效减水剂；
- 6、高度重视骨料级配与粗骨料粒形要求；
- 7、限制单方混凝土中胶凝材料的最低和最高用量，尽可能减少胶凝材料重的硅酸盐水泥用量。

**4.0.2** 不同环境作用等级和不同使用年限的钢筋混凝土结构与预应力混凝土结构，其混凝土的最低强度等级、最大水胶比和单方混凝土胶凝材料的最低用量宜满足表 4.0.2 的规定，且所用的胶凝材料（水泥与矿物掺和料）种类与用量范围需根据不同的环境类别符合 4.0.3 条的要求。

表 4.0.2 混凝土最低强度等级、最大水胶比和胶凝材料最小用量(kg/m<sup>3</sup>)

设计使用年限 环境作用等级	100 年	50 年	30 年
A	C30, 0.55, 280	C25, 0.60, 260	C25, 0.65, 240
B	C35, 0.50, 300	C30, 0.55, 280	C30, 0.60, 260
C	C40, 0.45, 320	C35, 0.50, 300	C35, 0.50, 300
D	C45, 0.40, 340	C40, 0.45 <sup>1</sup> , 320	C40, 0.45, 320
E	C50, 0.36, 360	C45, 0.40, 340	C45, 0.40, 340
F	C55, 0.33, 380	C50, 0.36, 360	C50, 0.36, 360

- 注：1、对于氯盐环境（IIID 和IVD），这一混凝土最大水胶比 0.45 宜降为 0.40。  
 2、引气混凝土的最低强度等级与最大水胶比可按降低一个环境作用等级采用。  
 3、不同的环境类别下的混凝土性能与胶凝材料尚需符合 4.0.5 至 4.0.15 条的要求。  
 4、表中胶凝材料最小用量与骨料最大粒径约为 20mm 的混凝土相对应，当最大粒径较小或较大时需适当增减胶凝材料用量  
 5、对于冻融和化学腐蚀环境下的薄壁构件，其水胶比宜适当低于表中对应的数值。

4.0.3 不同环境类别和环境条件（或作用等级）下的混凝土，其胶凝材料的适用品种与用量如表 4.0.3 所示。4.0.2 条中所指的水胶比与最小胶凝材料用量，需按表 4.0.3 限定范围内的胶凝材料计算。

4.0.4 单方混凝土中的水泥与矿物掺和料总量（包括非活性矿物掺和料）对 C30 混凝土不宜大于 400 kg/m<sup>3</sup>，C40-C50 混凝土不宜大于 450 kg/m<sup>3</sup>，C60 及以上等级混凝土不宜大于 500kg/m<sup>3</sup>。

对于大掺量矿物掺和料混凝土(2.1.19 条)，其水胶比不宜大于 0.42，并应随掺量的增加而降低。大掺量矿物掺和料混凝土的施工养护必须符合 6.2.10 和 6.2.11 条的专门要求。

用于环境作用等级为 E 或 F 的混凝土，其拌和水用量不宜高于 150kg/m<sup>3</sup>。

表 4.0.3 不同环境作用下混凝土胶凝材料品种与矿物掺和料用量的限定范围

环境分类	环境作用等级 (环境条件)	水泥 <sup>1</sup> 适用品种	矿物掺和料 <sup>2</sup> 的限定范围 (占胶凝材料总量的比值 %)	备注
I	I-A (室内干燥)	PO, PI, PII, SP, FP, CP	W/B=0.45 时, $f/0.3 + s/0.5 \leq 1$ W/B=0.55 时, $f/0.2 + s/0.3 \leq 1$	对于保护层最小厚度 ≤ 20mm 或 W/B>0.55 的构件混凝土, 不宜采用 SP, FP, CP 水泥
	I-B (长期湿润或水中)	PO, PI, PII, SP, FP, CP	$f/0.5 + s/0.7 \leq 1$	
	I-B (非干湿交替的室内潮湿环境和露天环境)	PO, PI, PII, SP, FP, CP	W/B=0.4 时, $f/0.3 + s/0.5 \leq 1$ W/B=0.5 时, $f/0.2 + s/0.3 \leq 1$ W/B=0.55 时, $f/0.15 + s/0.25 \leq 1$	保护层最小厚度 ≤ 25mm 或 W/B>0.5 的构件混凝土不建议采用 SP, FP, CP 水泥
	I-C (干湿交替)	PO, PI, PII		
II	II-C, II-D (一般冻融, 无盐)	PO, PI, PII	$f/0.3 + s/0.4 \leq 1$	一般冻融下如不引气, 矿物掺和料量不超过 20%
	II-D, II-E (盐冻)	PO, PI, PII		
III	III-D, II-E, III-F	PO, PI, PII	用量不小于 <sup>4</sup> : $f/0.25 + s/0.4 = 1$ 用量不大于: $f/0.5 + s/0.8 = 1$	当 $0.5 \geq W/B > 0.4$ 时, 需同时满足 I 类环境下的要求; 如同时处于冻融环境, 掺和料用量的上限尚应满足 II 类环境要求
IV	IV-C, IV-D, IV-E	PO, PI, PII		

V <sub>1</sub>	V <sub>1</sub> -C, V <sub>1</sub> -D, V <sub>1</sub> -E	PI, PII, PO, SR, HSR	用量不小于 <sup>5</sup> : $f/0.25 + s/0.4 = 1$ 用量不大于: $f/0.5 + s/0.8 = 1$	当 $0.5 \geq W/B > 0.4$ 时, 矿物掺和料用量的上限需同时满足 I 类环境下的要求; 如同时处于冻融环境, 掺和料用量的上限尚应满足 II 类环境要求;
V <sub>2</sub>	V <sub>2</sub> -C, V <sub>2</sub> -D, V <sub>2</sub> -E	PI, PII, PO	作用等级 D、E 时, 掺和料的用量同限制 III 类环境	
V <sub>3</sub>	V <sub>3</sub> -E, V <sub>3</sub> -F	PI, PII, PO, SR, HSR	见 4.0.15 条	

注: 1、表中水泥符号: PI—硅酸盐水泥, PII—掺混合材料料 >5% 的硅酸盐水泥, PO—掺混合材料料 6~15% 的普通硅酸盐水泥, SP—矿渣硅酸盐水泥, FP—粉煤灰硅酸盐水泥, PP—火山灰质硅酸盐水泥, CP—复合硅酸盐水泥, SR—抗硫酸盐硅酸盐水泥, HSR—高抗硫酸盐水泥。

2、矿物掺和料指配制混凝土时外加的活性矿物掺和料与水泥生产时加入的粉煤灰、矿渣、火山灰等活性混合材料的总量。

计算水胶比  $W/B$  的胶凝材料总量为:  $B = C + S + F + SF$ , 其中  $S$ —矿渣,  $F$ —粉煤灰或火山灰,  $SF$ —硅灰, 均用重量表示,  $C$  对 PI 和 PII 水泥按全量取用, 对 PO 水泥按全量扣除混合材料后取用, 其中的活性混合材料则列入矿渣、粉煤灰和火山灰中 (如生产厂家不能提供数据, 则取  $C$  为 85% 水泥重, 活性混合材料按 10% 水泥重的  $F$  计算)。对其他混合水泥, 计算方法同 PO 水泥 (如生产厂家不能提供数据, 则不宜采用)。

表中公式内的  $s$  和  $f$  分别表示矿渣  $S$  和粉煤灰 (或火山灰)  $F$  占胶凝材料总量的比值。

3、表中未列入的其他符合国家标准或行业标准的水泥 (如硫铝酸盐水泥和铁铝酸盐水泥, 适用于非高温地区) 也可考虑使用。其他的活性矿物掺和料 (如烧高岭土粉、磷渣粉、沸石岩粉等) 如经类比试验, 能证明满足所要求的混凝土强度与耐久性, 并经工程试点和鉴定的也可作为限定范围内的胶凝材料用来确定表 4.0.2 中的水胶比和最小胶凝材料用量。

4、氯盐环境下如不能满足矿物掺和料的最低用量要求, 就有需要降低表 4.0.2 中最大水胶比或增加表 5.0.8 中的保护层最小厚度。

5、化学腐蚀环境下对矿物掺和料的最低用量要求, 尚与水泥的  $C_3A$  等含量有关, 见 4.0.13 条。

**4.0.5** 对耐久性有较高要求的混凝土结构, 需在正式施工前的混凝土试配工作中, 进行混凝土和胶凝材料抗裂性能的对比试验, 并从中优选抗裂性能良好的混凝土原材料和配比。抗裂性能的对比试验可采用约束状态下的环形试件或板式试件 (附录 A)。

**4.0.6** 碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下 (I 类环境, 无冻融、氯化物和其他化学腐蚀), 除长期处于水中环境或湿润土中环境的构件可以采用大掺量粉煤灰 (掺量可不大于 50%, 而水胶比应随掺量增加而减小) 混凝土外, 对暴露于空气中的一般构件混凝土, 粉煤灰和矿渣掺量的限制见表 4.0.3, 且单方混凝土胶凝材料中的硅酸盐熟料用量不宜小于 240kg。

**4.0.7** 冻融环境 (II 类环境) 下的混凝土宜采用引气, 引气混凝土的最低强度等级和最大水胶比, 可按表 3.1.3-1 确定的环境作用等级降低一个等级从表 4.0.2 中取用。对于冻融环境下作用等级为 C 的混凝土可不引气, 但此时的混凝土最低强度等级应不低于 C40。冻融环境下作用等级为 D 或在除冰盐环境下, 应采用引气混凝土。冻融环境下粉煤灰和矿渣掺量的限制见表 4.0.3, 粉煤灰用于引气混凝土时的含碳量宜不大于 2%。

**4.0.8** 冻融环境下的引气混凝土, 其含气量与气泡间距系数应符合表 4.0.8 的要求。

**表 4.0.8 混凝土含气量 (平均值, %)**

环境条件 骨料 最大粒径(mm)	混凝土		盐或化学腐蚀下 冻融
	高度饱水	中度饱水	
10	7.0	5.5	7.0
15	6.5	5.0	6.5
25	6.0	4.5	6.0
40	5.5	4.0	5.5

- 注：1、高度饱水指冰冻前长期或频繁接触水或湿润土体，混凝土体内高度水饱和；中度饱和指冰冻前偶受雨水或潮湿，混凝土体内饱水程度不高。
- 2、气泡间距系数（平均值）在高度饱水、中度饱水和盐冻条件下宜不大于 250、300 和 200 $\mu\text{m}$ 。气泡间距系数为从现场或模拟现场的硬化混凝土中取样或取芯测得的数值，测定方法可参照有关标准。
- 3、表中含气量为从现场新拌混凝土中取样用含气量测定仪测得的平均值，允许绝对误差为 $\pm 1.5\%$ ，但不得小于 4%。
- 4、在实验室条件下进行新拌混凝土试样的含气量测试时，不论混凝土的坍落度大小，测试前均应在标准振动台上振动，时间不少于 15~30sec（坍落度大的取低值）。对于现场泵送和高速振捣的混凝土，应检测泵送和振捣过程造成的含气量损失，以判断所用引气剂品种的适用性。

**4.0.9 混凝土的抗冻性（抗冻耐久性指数）**应不低于表 4.0.9 所示的数值。对于厚度小于 150mm 的薄壁构件，表中的 DF 值需再增加 5%。

**表 4.0.9 混凝土抗冻性的耐久性指数<sup>1</sup> DF (%)**

设计使用年限	100 年			50 年			30 年		
	高度 <sup>2</sup> 饱水	中度饱水	盐或化学腐蚀下冻融	高度饱水	中度饱水	盐或化学腐蚀下冻融	高度饱水	中度饱水	盐或化学腐蚀下冻融
严寒地区 <sup>3</sup>	80	70	85	70	60	80	65	50	75
寒冷地区	70	60	80	60	50	70	60	45	65
微冻地区	60	60	70	50	45	60	50	40	55

- 注：1、耐久性指数 DF 为 300 次快速冻融循环后的动弹性模量与初始值的比值。如在 300 次循环以前，试件的动弹模已降到初始值的 60%以下或重量损失已超过 5%，则以此时的循环次数 N 计算 DF 值，并取  $DF = 0.6 \times N / 300$ 。快速冻融循环试验的方法可参照水工混凝土试验标准，试件自现场或模拟现场混凝土构件中取样；如在实验室制作，试件养护温度及试验龄期需按实际工程情况选定。对海水或化学腐蚀下冻融环境，试验时用于浸泡试件的水需用海水或含化学物质，其浓度取与实际工程环境中相同。
- 2、高度饱水指冰冻前长期或频繁接触水或湿润土体，混凝土体内高度水饱和；中度饱和指冰冻前偶受雨水或潮湿，混凝土体内饱水程度不高；盐冻指接触海水、除冰盐或其他化学腐蚀物质下的冻融情况。
- 3、严寒、寒冷和微冻地区按其最冷月的平均气温  $t$  分别为  $t \leq -8^\circ\text{C}$ ， $-8^\circ\text{C} < t < -3^\circ\text{C}$  和  $-3^\circ\text{C} \leq t \leq 2.5^\circ\text{C}$  划分。

**4.0.10 氯盐环境(III类和IV类环境)下的配筋混凝土**应采用大掺量或较大掺量矿物掺和料的低水胶比混凝土，单掺粉煤灰的掺量不宜小于 30%，单掺磨细矿渣的掺量不宜小于 50%，且宜复合使用粉煤灰加硅灰、粉煤灰加矿渣或两种以上的矿物掺和料；对于环境作用等级为 E 或 E 级以上以及当大掺量矿物掺和料的用量很高时，可加入少量的硅灰（掺量 5%左右）。

海水环境下的混凝土不宜采用抗硫酸盐硅酸盐水泥。

**4.0.11 氯盐环境下**应严格限制原材料（水泥、矿物掺和料、骨料、外加剂和拌和水等）引入混凝土中的氯离子量，各种原材料中的氯离子量应尽可能低。新拌混凝土硬化后，实测混凝土中的水溶氯离子含量对于钢筋混凝土不应超过胶凝材料重的 0.1%，对于预应力混凝土不应超过胶凝材料重的 0.06%。

**4.0.12 氯盐环境下重要的配筋混凝土工程**，宜在设计中提出混凝土抗氯离子侵入性的指标，作为混凝土耐久性质量的一种控制标准。这一指标可用附录 B-1 介绍的非稳态氯离子快速电迁移试验方法测得的氯离子扩散系数  $D_{RCM}$  值表示，或用 ASTM-1202 快速试验方法测得的电量表示，并宜符合表 4.0.9 所示的要求。混凝土抗氯离子侵入性的指标也可用附录 B-2 介绍的快速试验方法测得的扩散系数  $D_{NEL}$  表示，或采用实验室内快速自然扩散法测得的氯离子扩散系数  $D_p$ （见 2.2.6 条）表示。

**表 4.0.12 混凝土抗氯离子侵入性指标**

设计使用年限	100 年		50 年	
作用等级	D	E	D	E

抗侵入性指标				
电量指标 (56 天龄期) 库仑	<1200	<800	<1500	<1000
氯离子扩散系数 $D_{RCM}$ (28 天龄期) $10^{-12} m^2/s$	<7	<4	<10	<6

注：1、表中的混凝土抗氯离子侵入性指标大体与表 5.0.8 的钢筋保护层厚度相应，可根据钢筋保护层厚度和混凝土水胶比的具体特点对表中数据作适当调整。

2、表中的 DRCM 值，仅适用于较大或大掺量矿物掺和料混凝土；对于胶凝材料中主要成分为硅酸盐水泥熟料的混凝土，可能需要更低的数值。

**4.0.13** 硫酸盐等化学腐蚀环境（V<sub>1</sub>类环境）下的混凝土不宜单独使用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥作为胶凝材料。当环境作用等级为 C 和 D 时，水泥中的 C<sub>3</sub>A 含量应分别低于 8% 和 5%，否则应外加矿物掺和料（但此时的水泥 C<sub>3</sub>A 含量仍分别不宜大于 10% 和 8%）；当环境作用等级为 E 时，水泥中的 C<sub>3</sub>A 含量应低于 5%，并应同时外加矿物掺和料。硫酸盐环境下使用硅酸盐类的抗硫酸盐水泥或高抗硫酸盐水泥时，也宜掺有矿物掺和料。当环境作用等级在 E 级以上时，需根据当地的大气环境和地下水变动条件，进行专门实验研究和论证后确定水泥的种类和掺和料用量。

**4.0.14** 在硫酸盐浓度大于 1500mg/L 的流动地下水中，或流动地下水中 CO<sub>2</sub> 浓度大于 50 mg/L 时，混凝土表面应考虑设置防腐层，或较大幅度降低水胶比。

**4.0.15** 引气混凝土用于不受冻融侵蚀的氯盐环境和其他化学腐蚀环境时，其含气量及耐久性指数 DF 值应满足表 4.0.8 和 4.0.9 中相当于中度饱水冻融环境条件下的要求。

## 5. 构造措施和裂缝控制

**5.0.1** 保证混凝土结构耐久性的必要构造措施包括：

- 1) 隔绝或减轻环境因素对混凝土的作用；
- 2) 控制混凝土裂缝；
- 3) 为钢筋提供足够厚度的混凝土保护层。

**5.0.2** 结构的形状、布置和构造应有利于避免水、水汽和有害物质在混凝土表面的积聚，便于施工时混凝土的捣固和养护，并减轻荷载作用（或强制变形）下产生的应力集中与约束应力。

处于严重环境作用（D 或 D 级以上）下的结构构件，其外形应力求简单，尽量减少暴露的面积和棱角，后者在可能条件下宜做成圆角。

**5.0.3** 结构的施工缝与各种连接缝的位置与结构构造应仔细设计，以利于混凝土的裂缝控制和防止水、盐等有害物质的渗入。施工缝与各种连接缝的位置应尽量避开可能遭受最不利局部环境作用下的部位（如桥墩中的浪溅区和水位变动区，墙柱靠近地表的干湿交替区等）。

应尽可能减少伸缩缝的数量并改善其密闭性，并从构造上采取措施避免从竖向伸缩缝中渗漏的水滴向构件底面或落在下部结构构件表面上积聚。近海或除冰盐等氯盐环境下的伸缩缝部位及其附近混凝土宜采取防腐蚀附加措施。

**5.0.4** 混凝土结构及其构件的表面形状应有利于排水，对于可能受雨淋或积水的构件顶面应做成斜面。遭受氯盐（来自海水、除冰盐、大气盐雾、消毒剂等）侵蚀的混凝土桥面和车库楼面，应加大地面排水坡度（2%），并应考虑到结构发生挠度或施加预应力引起反拱对地面排水的影响。

桥梁墩台的顶面应做成向边缘倾斜不小于 5% 的斜坡，或向中心处倾斜（当受雨面积甚大、设置内埋的排水管时）。

桥面、车库楼面的排水应通过专门设置的管道排出，不得将水直接排在构件的混凝土表面上。排水管的出口应离开混凝土墩柱或其它构件表面一定距离。

**5.0.5** 受雨淋的室外构件侧边，宜设滴水槽或类似装置，防止雨水从侧面流向构件底面。处于冻融、酸雨、盐雾或除冰盐环境下的桥梁结构，在其可能遭受雨淋的外侧构件上必须设置滴水槽等

装置，所有排水管道（非钢质的塑料管）的出口必须远离混凝土结构构件表面。

**5.0.6** 在混凝土构件与上覆的露天面层（如混凝土桥面板与路面层，混凝土屋面板与屋面层）之间应设置可靠的防水层。除冰盐环境下的防水层应选择高性能的防水材料。

可能遭受高浓度除冰盐和氯盐严重侵蚀的配筋混凝土表面和部位，可采取浸涂或覆盖防腐材料，在混凝土中加入阻锈剂，或局部采用环氧涂层钢筋等防腐附加措施；对于重要的结构物，还可考虑在钢筋发展锈蚀以后启动阴极保护措施，并在设计和施工中预先设置为将来实施阴极保护的必要条件。

**5.0.7** 对于可能在高度饱水下遭受冻蚀，或受流动地下水中较高浓度硫酸盐或碳酸严重侵蚀的混凝土薄壁构件，应考虑暴露面上混凝土的可能剥蚀对构件承载力的损害，在设计时需适当增加构件厚度或混凝土保护层厚度作为补偿厚度，或同时采取防腐附加措施。

**5.0.8** 用于构件强度计算和标注于施工图上的钢筋（包括主筋、箍筋和分布筋）保护层名义厚度  $c$ （钢筋外缘至混凝土表面的距离），不应小于表 5.0.8 中的保护层最小厚度  $c_{\min}$  与保护层厚度施工负允差  $\Delta$  之和，即：

$$c \geq c_{\min} + \Delta$$

式中的施工允差  $\Delta$ ，对现浇混凝土构件一般可取 10mm（构件较薄时可稍低），对工厂生产的预制构件可取 0~5mm，视钢筋施工的定位工艺和质量保证的可靠程度而定，必要时应取更大的数值。

**5.0.9** 处于 C 级和 C 级以上环境作用下的结构构件，其最外层主筋、箍筋或分布筋的保护层厚度必须计入施工负允差并满足上式的要求；仅当混凝土的强度等级或水胶比明显优于 4.0.2 条中的最低要求（见表 5.0.8 的注 1），或者在满足 4.0.2 和 4.0.3 条最低要求的基础上同时采取防腐附加措施时，混凝土保护层最小厚度  $c_{\min}$  才可低于表 5.0.8 中的规定。

环境作用等级为 A 和 B 的房屋建筑物结构构件，可适当考虑混凝土饰面或环境作用较轻等因素对混凝土构件耐久性的有利影响，在设计中取用较小的  $\Delta$  值，并在设计文件中降低对保护层厚度施工合格验收的标准（见 6.3.2 条）。

钢筋的混凝土保护层最小厚度  $c_{\min}$ ，尚应满足有关规范作出的为保证钢筋耐火以及本《指南》中规定的不同环境作用等级下与混凝土骨料最大粒径相匹配的最低要求。

**表 5.0.8 混凝土保护层<sup>1</sup>最小厚度<sup>2</sup> $c_{\min}$ （mm）**

环境作用等级		A	B	C <sup>3</sup>	D	E	F
板、墙等 面形构件	设计使用年限 30 年	15	15	25	35	40	45
	设计使用年限 50 年	15	20	30	40	45	50
	设计使用年限 100 年	20	30	40	45	50	55
梁、柱等 条形构件 <sup>3</sup>	设计使用年限 30 年	20	25	30	40	45	50
	设计使用年限 50 年	25	30	35	45	50	55
	设计使用年限 100 年	30	35	45	50	55	60

注：1、表中根据耐久性需要的混凝土保护层最小厚度，其混凝土的强度等级、水胶比与胶凝材料的选用范围需符合 4.0.2 和 4.0.3 条的要求。如实际采用的混凝土水胶比低于表 4.0.2 中的最大水胶比一个级差，且水胶比不大于 0.45，或实际采用的混凝土强度等级高于表 4.0.2 中 10MPa 以上，则保护层的最小厚度可比上表中的数值适当减小，但两者的差值一般不宜超过 5mm。

2、表中的保护层最小厚度值如小于所保护钢筋的直径，则取  $c_{\min}$  与钢筋直径相同。

3、对于一般冻融（无盐）环境下的引气混凝土，混凝土保护层的最小厚度可按表 3.1.3-1 中的环境作用等级降低一级后按上表选用。

4、直接接触土体浇筑的混凝土保护层厚度应不小于 70mm。

5、处于流动水中或同时受水中泥砂冲刷侵蚀的构件保护层厚度应适量增加 10~20 mm。对于风砂等特殊磨蚀环境下的构件保护层厚度应通过专门研究确定。

**5.0.10** 预应力钢筋的混凝土保护层厚度，一般不应小于预应力钢筋保护层最小厚度  $c_{\min}$  与保护层厚度施工负允差  $\Delta$  之和。对于具有防腐连续密封护套（或防腐连续密封孔道管）的后张预应力钢筋，保护层厚度为护套或孔道管外缘至混凝土表面的距离，此时的保护层最小厚度  $c_{\min}$  可取与普通钢筋的相同（表 5.0.8），但  $c_{\min}$  不应小于孔道管直径的 1/2 或护套直径。对于没有防腐连续密

封护套（或孔道管）的预应力钢筋，或虽有护套（或孔道管）但不具防腐和密封功能时，其保护层最小厚度  $c_{\min}$  应比表 5.0.8 中普通钢筋的保护层最小厚度增加 10mm。预应力钢筋保护层厚度的施工负允差  $\Delta$ ，可取与普通钢筋的相同。

**5.0.11** 钢筋混凝土构件在荷载作用下的表面横向裂缝宽度计算值应不超过表 5.0.11 中的限值。当按混凝土结构设计规范（GB50010—2002）的公式计算裂缝宽度时，如对裂缝的表面宽度并无外观上的特殊要求，则当保护层实际厚度超过 30mm 时，可将厚度取为 30mm 代入计算式，用来确定表面横向裂缝宽度的计算值。

**表 5.0.11 表面裂缝计算宽度的允许值**

环境作用等级	钢筋混凝土 (mm)	有粘结预应力混凝土(mm)
A	0.4	0.2
B	0.3	0.2 (0.15) <sup>1</sup>
C	0.20	0.1
D	0.20	按二级裂缝控制或按部分预应力 A 类构件控制 <sup>2</sup>
E	0.15	按一级裂缝控制或按全预应力类构件控制 <sup>2</sup>
F	0.10	按一级裂缝控制或按全预应力类构件控制 <sup>2</sup>

注：1、括号中的数据用于钢丝或钢绞线的预应力构件，但有密封套管的后张预应力构件除外。

2、二级或一级裂缝控制与 GB 50010—2002 混凝土结构设计规范的设计方法相应，部分预应力 A 类构件或全预应力构件与 JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范的设计方法相应。

3、II 类（冻融）环境下采用引气混凝土时的环境作用等级可按表 3.1.3-1 所示的降低一个等级来确定表面裂缝计算宽度的允许值。

4、有自防水要求的混凝土构件强度等级不应低于 C35，其横向弯曲的表面裂缝计算宽度不超过 0.15 mm。

**5.0.12** 环境作用等级为 C 或 C 级以上的配筋混凝土板、墙类构件应双面、双向通长配筋，不应取消板的受压区构造配筋。梁的两个侧面应设有间距不大于 200mm 的腰筋。

**5.0.13** 一侧接触水、土并要求结构自防水的混凝土墙、板构件，或需严格控制裂缝宽度的板式构件，其每侧暴露面上的分布钢筋配筋率（单位长度内一侧分布钢筋面积  $\text{mm}^2/\text{mm}$  与  $0.5h$  之比，其中  $h$  为构件厚度（mm），当  $h$  大于 500mm 时按 500mm 计算）不宜低于 0.6%（用 I 级钢筋时）、0.5%（II 级钢筋）和 0.4%（III 级钢筋），分布钢筋间距不宜大于 150mm。

**5.0.14** 对于可能处于严重锈蚀环境下的构件，浇筑在混凝土中并部分暴露在外的吊环、紧固件、连接件等铁件应与混凝土中的钢筋隔离，并应采取相应的措施，以消除这类铁件的可能锈蚀对构件承载力的影响。

**5.0.15** 当构件处于可能遭受严重锈蚀的环境时，受力钢筋的最小直径应不小于 16mm。处于 B 或 B 级以上环境作用等级中的预应力混凝土结构，不应采用细钢丝或冷加工钢筋作为预应力筋（有密封护套或孔道管的除外）。

**5.0.16** 当环境作用等级为 C 或 C 级以上（对无粘结预应力钢筋为 B 或 B 级以上）时，应采用有防腐连续密封护套（或孔道管）的后张预应力体系。置有预应力筋的孔道管或护套应灌注水泥浆体、砂浆、油脂或其他防护材料。对于有粘结后张预应力体系，其孔道管不宜采用无密封功能的金属螺旋管，应采用有良好密封和防腐性能的高密度聚乙烯或聚丙烯波形管，管壁的厚度应不小于 2mm，并宜采用真空压浆灌浆工艺。孔道管与端部防腐连接套管之间的连接也应保持密封。对于严重环境作用（D 级或 D 级以上）下的有粘结后张预应力体系，宜采用多道防护措施，如同时采用环氧涂层预应力筋（绞线），或在灌浆材料中加入阻锈剂等。

**5.0.17** 后张有粘结预应力体系的端部锚固，应采用无收缩高性能细石混凝土封端，其强度等级在各种环境条件下均应高于构件本体混凝土的强度等级，水胶比也不低于本体混凝土并不大于 0.4，并需对新老混凝土的连接界面进行防水处理。在氯盐等严重环境作用下，封端混凝土中宜外加阻

锈剂或采用水泥基聚合物混凝土，并外覆塑料密封罩。封端混凝土的保护层厚度一般不小于 50mm，在盐类腐蚀环境下不小于 80mm。对于桥梁等室外预应力构件，应采取构造措施，防止雨水或渗漏水直接作用或流过锚固封堵端的外表面。

**5.0.18** 处于 C 或 C 级以上环境作用等级的预应力混凝土结构宜尽可能采用整体结构，当采用节段拼装式结构或用预应力筋连接相邻的构件成为整体时，应在拼接缝处设置多道防护措施保证预应力筋的密封防锈。后张预应力混凝土结构还应避免施加过大的预应力，防止在锚头附近出现裂缝，或因预拉区开裂而降低结构耐久性。

**5.0.19** 预应力混凝土结构体系应在结构选型和构造上采取措施，保证结构在整体牢固性上有足够的安全裕度，即结构内的个别预应力筋如因锈蚀脆断而造成的局部破坏不致引起大范围的破坏倒塌。

**5.0.20** 如限于技术条件不能确保后张有粘结预应力体系在严重环境作用下的很长设计使用年限时（如 100 年或更长），可考虑采用使用期限内能定期检查并能定期更换预应力筋的后张无粘结预应力体系或体外预应力体系。有关预应力体系耐久性要求的更多说明，可参见本《指南》的附录 D。

## 6、施工要求

### 6.1 混凝土原材料选择

**6.1.1** 配制耐久混凝土的硅酸盐类水泥一般应为品质稳定的硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥或矿渣硅酸盐水泥，其强度等级宜为 42.5。硅酸盐水泥和普通硅酸盐水泥宜与矿物掺和料一起使用。对于严重环境作用（D 级或 D 级以上）下的混凝土，宜采用硅酸盐水泥与大掺量矿物掺和料一起配制或采用专用水泥。如使用含有矿物混合材料的水泥（如普通硅酸盐水泥和矿渣水泥），则应了解水泥中的矿物混合材料品种、质量和掺量，与配制混凝土时加入的矿物掺和料一起计算混凝土中所有混合、掺和料占胶凝材料总量的份额百分比。

**6.1.2** 不同环境类别及其作用等级下的胶凝材料适用品种与用量范围需符合 4.0.3 和 4.0.2 条的限定。

**6.1.3** 为改善混凝土的体积稳定性和抗裂性，硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥的细度（比表面积）不宜超过  $350\text{m}^2/\text{kg}$ ， $\text{C}_3\text{A}$  含量不宜超过 8%（海水中 10%），游离氧化钙不超过 1.5%。大体积混凝土宜采用  $\text{C}_2\text{S}$  含量相对较高的水泥。硫铝酸盐和铁铝酸盐水泥的抗化学腐蚀能力要高于硅酸盐水泥，除气温较高的地区外，也可针对具体环境特点选用。

为改善混凝土的抗裂性，水泥的含碱量（按  $\text{Na}_2\text{O}$  当量计）不宜超过 0.6%，否则应满足混凝土内的总含碱量（包括所有原材料）不超过  $3.5\text{kg}/\text{m}^3$  的要求。矿物掺和料中的碱含量应以其中的可溶性碱计算，按试样中碱的溶出量试验确定（当无检测条件时，可暂考虑粉煤灰中的可溶性碱约为总碱量的 1/6，矿渣的约为 1/2）。

**6.1.4** 配制耐久混凝土所用的矿物掺和料可为粉煤灰、磨细高炉水淬矿渣、硅灰、沸石岩粉、石灰石粉、天然火山灰等材料。掺和料必须品质稳定、来料均匀、来源固定。掺和料的掺量应根据设计对混凝土各龄期强度、混凝土的工作性和耐久性以及施工条件和工程特点（如环境气温、混凝土拌和物温度、构件尺寸等）而定。矿物掺和料中应不含放射性物质、可溶性（包括可升华而释放的）有毒物质或对混凝土性质有害的物质，并应有相应的检验证明和生产厂家出具的产品检验合格证书。监理工程师对产品质量有怀疑时，应对其质量进行复查。

#### 1) 粉煤灰

混凝土的粉煤灰掺和料应来自燃煤工艺先进的电厂。粉煤灰的烧失量应尽可能低（不宜大于 5%，对预应力混凝土和引气混凝土小于 3%）；三氧化硫含量  $\leq 3\%$ ；需水量比宜不大于 105%。混凝土中的粉煤灰掺量应不少于胶凝材料总量的 20%，当掺量达 30% 以上时，水胶比不宜大于 0.42，并应随粉煤灰掺量的增加而减小，优质粉煤灰的最大掺量可到胶凝材料总量的 50% 甚至更多。

粉煤灰作为掺和料用于引气混凝土时，应严格限制其烧失量，不宜超过 2%。

粉煤灰作为掺和料用于硫酸盐侵蚀环境时，应采用低钙粉煤灰（ $\text{CaO}$  量低于 10%）。

## 2) 磨细矿渣

磨细高炉水淬矿渣的比表面积不宜小于  $350\text{m}^2/\text{kg}$ ，但过细的磨细矿渣也不利于控制混凝土水化温升和防裂，一般不宜大于  $450\text{m}^2/\text{kg}$ 。对于硫酸盐腐蚀环境，特别是高温下的硫酸盐腐蚀环境和海水环境，宜将大掺量矿渣作为胶凝材料的必需组分，矿渣的最大掺量在低水胶比的混凝土中可达胶凝料总量的 90%；但对冻融部位的混凝土，矿渣的最大掺量不宜超过 50%。磨细矿渣的需水量比不宜大于 105%，烧失量不大于 1%。

## 3) 硅灰

硅灰中的二氧化硅含量不应小于 85%，比表面积（BET- $\text{N}_2$  吸附法）不小于  $15000\text{m}^2/\text{kg}$ 。硅灰掺量一般不超过胶凝材料总量的 8%。硅灰宜用于配制特殊高强或高耐磨混凝土，单掺硅灰会增加低水胶比高强混凝土的自收缩，并不利于降低混凝土温升，在大体积混凝土中应慎用。硅灰一般应与其它矿物掺和料复合使用，如将大掺量粉煤灰与占胶凝材料总重 5% 左右的硅灰复合，能明显增强这种混凝土抗氯离子侵入的能力和早期性能。

## 4) 沸石岩粉

磨细天然沸石岩粉应选用斜发沸石岩或丝光沸石岩，其他沸石尤其是方沸石不宜用作混凝土的掺和料。沸石岩的铵离子净交换容量不小于  $107\text{mol}/100\text{g}$ （斜发沸石岩）或  $115\text{mol}/100\text{g}$ （丝光沸石岩），沸石岩品位（即沸石含量，用铵离子净交换容量检测）应当稳定，比表面积大于  $280\text{m}^2/\text{kg}$ 。

## 5) 复合磨细矿粉及其他

使用二种或二种以上的掺和料复合而成的磨细矿物掺和料，其效果通常能明显优于单一矿物掺和料。复合掺和料应有合格的产品标准或经过有关部门鉴定的性能检测证明并附有组成成分和使用说明，不得添加对混凝土有害的成分。为避免增加混凝土的自收缩和温升，复合磨细矿粉也不宜过细。

### 6.1.5 配制耐久混凝土的骨料应满足以下要求：

1) 质地均匀坚固，粒形和级配良好、吸水率低、空隙率小(粗骨料的松散堆积密度一般应大于  $1500\text{kg}/\text{m}^3$ ，对较致密石子如石灰岩大于  $1600\text{kg}/\text{m}^3$ ，即空隙率约不超过 40%；对不同细度模数的砂子，控制 4.75 mm、0.6 mm 和 0.15mm 筛的累计筛余量分别为 0~5%、40~70% 和  $\geq 95\%$ )。粗骨料的压碎指标不大于 7%，吸水率不大于 2%，针、片状颗粒不宜超过 5%。

2) 用于冻融环境和各种干湿交替环境的混凝土粗、细骨料，其含泥量应分别低于 0.7% 和 1%。在严重冻融环境作用下，混凝土粗骨料的吸水率不宜大于 1%，对于重要工程的混凝土骨料，还宜进行坚固性试验，测得的失重率应小于 5%（细骨料）和 8%（粗骨料）。在氯盐环境作用（D 级或 D 级以上）下，不宜采用抗渗透性较差的岩质如某些花岗岩、砂岩等作为粗、细骨料。

3) 当结构所处环境的季节温差或日夜温差变化剧烈时，宜选用线胀系数较小的粗骨料，以提高混凝土的抗裂性。

4) 在严重环境作用下，粗骨料的公称粒径与钢筋保护层厚度的比值，在氯盐和其他化学腐蚀环境下不应大于 1/2，在冻融环境下不应大于 2/3。

5) 重要的配筋混凝土工程应严禁使用海砂。一般工程由于条件限制不得不使用海砂时，必须采取严格的质量检验制度，经过冲洗后的海砂宜控制氯离子含量低于砂干重的 0.06%，并应满足混凝土的水胶比低于 0.45 和混凝土中的氯离子总量低于 6.1.7 条的要求，否则应外加化学阻锈剂。使用氯离子量超过 0.06% 但低于 0.12% 的海砂，除满足上述条件外，钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm。预应力混凝土一般不得使用海砂。

6) 使用骨料前应了解当地供应的骨料有无潜在活性，对于潮湿环境或可能经常与水接触的混凝土，使用潜在活性骨料应通过专门的验证。

### 6.1.6 配制耐久混凝土所用的化学外加剂应符合如下要求：

1) 各种外加剂应有厂商提供的推荐掺量与相应减水率、主要成分(包括复配组分)的化学名称、氯离子含量、水溶性钠盐含量、含碱量以及施工中必要的注意事项如超量或欠量使用时的有害影响、掺和方法 and 成功的使用证明等。

2) 当混合使用高效减水剂、引气剂、缓凝剂、膨胀剂、阻锈剂及其它防腐剂时, 应事先专门测定它们之间的相容性。

3) 各种外加剂中的氯离子含量不得大于混凝土中胶凝材料总重的 0.02%, 高效减水剂中的硫酸钠含量不宜大于减水剂干重的 15%。

4) 氯化钙不能作为混凝土的外加剂使用, 如用作冬季施工的抗冻剂等。

5) 各种阻锈剂的长期有效性需经检验, 一般不能使用亚硝酸钠类阻锈剂。

6) 在喷射混凝土中以较大剂量使用含钠盐的速凝剂时, 应评估当地环境条件和使用的骨料可能引发碱骨料反应或硫酸盐腐蚀的危险性。

**6.1.7** 混凝土中的水溶氯离子量在试配中应经过检测(检测时的混凝土龄期 28 天)并满足以下要求:

1) 对于钢筋混凝土构件, 在氯盐环境下应尽可能低; 在无氯盐的潮湿环境下应不超过胶凝材料重的 0.15% (对桥梁等基础设施工程宜不超过 0.08%), 在无氯盐的干燥环境下应不超过胶凝材料重的 0.3% (对桥梁等基础设施工程宜不超过 0.15%);

2) 对于预应力混凝土, 不超过胶凝材料重的 0.06%。

如已检测混凝土各种原材料(水泥、矿物掺和料、砂石骨料、外加剂与拌和用水)中的氯离子含量, 且其总和不超过上述数值的 1.2 倍时, 则可不再检测混凝土中的氯离子量。

当用酸溶法测定氯离子浓度时, 其允许的限值可比上述水溶限值高 1/3。

## 6.2 混凝土施工

**6.2.1** 耐久混凝土工程在正式施工前, 应针对工程特点和施工条件, 会同设计、施工、监理及混凝土供应等各方, 共同制定施工全过程和各个施工环节的质量控制与质量保证措施以及相应的施工技术条例, 商定质量检验和合格验收方法与奖惩办法。施工和监理单位应各自委派专人负责记录混凝土运送到工地的时间和出机坍落度、浇筑时间和浇筑时的坍落度、浇筑时气温与混凝土浇筑温度、施工缝的划分、混凝土浇筑高度的控制以及混凝土的养护方式和养护过程, 包括养护开始时间、混凝土养护中的表面温度与降温速率、拆模时间与拆模时气温, 以及养护后对混凝土强度发展和防裂的防护措施等。如果出现裂缝, 要记录裂缝出现的时间、部位、尺寸和处理等情况。

耐久混凝土施工中, 需要重点保证质量并采取专门措施的内容有: 结构表层混凝土的振捣密实与均匀性, 混凝土的良好养护, 混凝土保护层厚度或钢筋定位的准确性, 混凝土裂缝控制。此外, 对于引气混凝土、后张预应力体系和连接缝的施工, 也应制定专门的操作规程和检验标准。

**6.2.2** 耐久混凝土的原材料及配比, 应在正式施工前的混凝土试配工作中, 通过混凝土工作性、强度和耐久性指标的测定, 并通过抗裂性能的对比试验后确定(附录 A)。重要的工程应在现场进行模拟构件的试浇筑, 发现问题及时调整, 对其中截面最小尺寸大于 300 mm 的构件, 还宜测定混凝土的绝热或半绝热温升和自由收缩值。

如无条件进行混凝土的开裂性能试验, 为限制混凝土的早期开裂, 可通过对混凝土早期强度的控制, 要求 12 小时抗压强度不大于  $8 \text{ N/mm}^2$  或 24 小时不大于  $12 \text{ N/mm}^2$ , 当抗裂要求较高时, 宜分别不高于  $6 \text{ N/mm}^2$  或  $10 \text{ N/mm}^2$ 。

**6.2.3** 混凝土结构的施工顺序应经仔细规划, 如墙、板分段分块的施工缝位置与浇筑顺序和后浇带的设置等, 以尽量减少新浇混凝土硬化收缩过程中的约束拉应力与开裂。

**6.2.4** 为保证钢筋保护层厚度尺寸及钢筋定位的准确性, 宜采用工程塑料制作的保护层定位夹或定型生产的纤维砂浆块。当使用一般的细石混凝土垫块定位保护层的厚度时, 垫块的尺寸和形状(宜为工字形或锥形)必须满足保护层厚度和定位的允差要求, 垫块的强度应高于构件本体混凝土, 水胶比不大于 0.4。浇筑混凝土前, 应仔细检查定位夹或保护层垫块的位置、数量及其紧固程度, 并应指定专人作重复性检查以提高保护层厚度尺寸的施工质量保证率。构件侧面和底面的垫块应至少 4 个/ $\text{m}^2$ , 绑扎垫块和钢筋的铁丝头不得伸入保护层内。

**6.2.5** 为保证混凝土的均匀性, 混凝土的搅拌宜采用卧轴式、行星式或逆流式搅拌机并严格控制拌和时间。如无特殊需要, 泵送混凝土的坍落度不宜过大以避免离析和泌水。插入式振捣棒需变换其在混凝土拌和物中的水平位置时, 应竖向缓慢拔出, 不得放在拌和物内平拖。泵送下料口应

及时移动，不得用插入式振捣棒平拖驱赶下料口处堆积的拌和物将其推向远处。

**6.2.6** 结构表层混凝土的耐久性质量在很大程度上取决于施工养护过程中的湿度和温度控制。暴露于大气中的新浇混凝土表面应及时浇水或覆盖湿麻袋、湿棉毡等进行养护。如条件许可，应尽可能采用蓄水或洒水养护，但在混凝土发热阶段最好采用喷雾养护，避免混凝土表面温度产生骤然变化。当采用塑料薄膜或喷涂养护膜时，应确保薄膜搭接处的密封。此外，还应保证模板连接缝处不至于失水干燥。水养护或湿养护的时间应当在约定的施工条例中规定，在整个养护期内不得间断。养护剂应符合《水泥混凝土养护剂》(JC 901-2002)的要求。

**6.2.7** 混凝土的入模温度视气温而调整，在炎热气候下不宜高于气温且不超过 28℃，负温下不宜低于 12℃。对于构件最小断面尺寸在 300mm 以上的低水胶比混凝土结构，混凝土的入模温度宜控制在 25℃以下。重要工程宜事先通过混凝土裂缝控制的专用分析程序，分析确定混凝土施工的浇筑、养护方法与合理的工序，预测施工过程中混凝土温度与拉应力的变化，并据此提出混凝土温度的控制值，并在施工养护过程中实际测定关键截面的中点温度和离表面约 5cm 深处的表层温度（对基础地板还包括底部），实行严格的温度控制。一般工程如无条件进行专门的计算分析，通常可取混凝土的温度控制值为：混凝土入模后的内部最高温度一般不高于 70℃，构件任一截面在任一时间内的内部最高温度与表层温度之差一般不大于 20℃，新浇混凝土与邻接的已硬化混凝土或岩土介质之间的温差不大于 20℃，淋注于混凝土表面的养护水温度低于混凝土表面温度的差值不大于 15℃，混凝土的降温速率最大不宜超过 2℃/d。此外，当周围大气温度低于养护中混凝土表面温度超过 20℃时，混凝土表面必须保温覆盖以降低降温速率。

**6.2.8** 现浇混凝土应有充分的潮湿养护时间。在整个潮湿养护过程中，应根据混凝土温度与气温的差别及变化，及时采取措施，控制混凝土的升温和降温速率。配筋混凝土不得用海水养护，养护水应符合混凝土拌和水的标准。

当新浇的结构构件有可能接触流动水时应采取防水措施，保证混凝土在浇筑后 7d 之内不受水的直接冲刷。对海洋浪溅区以下的新浇混凝土，应保证混凝土在养护期内并在其强度达到设计值以前不受海水与浪花的侵袭。应尽可能推迟新浇混凝土与海水等氯盐环境接触时的龄期，一般不应小于 4 周。

混凝土的拆模时间除需考虑拆模时的混凝土强度外，还应考虑到拆模时的混凝土温度（由水泥水化热引起）不能过高，以免接触空气时降温过快而开裂，更不能在此时浇注凉水养护。

**6.2.9** 在炎热气候下浇筑混凝土时，应避免模板和新浇混凝土受阳光直射，入模前的模板与钢筋温度以及附近的局部气温不应超过 40℃。应尽可能安排傍晚浇筑而避开炎热的白天，也不宜在早上浇筑以免气温升到最高时加速混凝土的内部温升。在相对湿度较小、风速较大的环境下，宜采取喷雾、挡风等措施或在此时避免浇注面板等有较大暴露面积的构件。重要工程浇注混凝土时应定时测定混凝土温度以及气温、相对湿度、风速等环境参数，并根据环境参数变化及时调整养护方式。

**6.2.10** 对于大掺量矿物掺和料混凝土和其他水胶比低于 0.4 的混凝土，在施工浇筑基础底板、楼板、路面等大面积构件时应尽量减少暴露的工作面积，在工作面上喷雾保湿，初步刮平后应立即用塑料薄膜紧密覆盖（与混凝土表面之间不应留有空隙）防止表面水分蒸发，待进行最终搓抹表面工序时可卷起塑料薄膜并再次覆盖，终凝后撤除薄膜并立即进行加湿养护，如蓄水、覆盖湿麻袋或湿棉毡（应在养护过程中始终保湿并防止蒸发），上述各种覆盖材料的搭结长度应不小于 15cm 并相互紧贴。柱或墙板等垂直构件宜采用有蓄水内膜或有良好保水性能的模板，在浇筑完毕后也要将顶部严密覆盖；当使用钢模时，应及早松开模板并覆盖后连续注水养护，但养护水的温度必须与混凝土表面温度相适应以防止开裂。在寒冷气候下，应在模板外采取保温措施并延迟拆模时间。

**6.2.11** 对于氯盐和其他化学腐蚀环境（III、IV、V类）下的混凝土，潮湿养护的期限应不少于 7 天，且养护结束时混凝土达到的最低强度（根据工地现场养护的小试件测得，其养护条件与现场混凝土相同）与 28 天强度的比值应不低于 70%；对于大掺量矿物掺和料混凝土，在潮湿养护期正式结束后，如大气环境干燥或多风，仍宜继续保湿养护一段时间，如喷涂养护剂、包裹塑料膜或外罩覆盖层等措施，避免风吹、暴晒，防止混凝土表面的水分蒸发。对于一般环境（I类）下

和无盐的冻融环境（Ⅱ类），混凝土（大掺量矿物掺和料混凝土除外）湿养护的期限至少应不小于3天，且养护结束时混凝土达到的最低强度与28天强度的比值应不低于40%。

**6.2.12** 在混凝土浇筑后的抹面压平工序中，严禁向混凝土表面洒水，并应防止过度操作影响表层混凝土的质量。冰冻地区受除冰盐作用的混凝土和暴露于干旱地区的混凝土，尤其要注意施工抹面工序的质量保证。

**6.2.13** 用于施工后浇带或填充预留孔洞的混凝土宜加入适量微膨胀剂，使用前应检验其与水泥和其他外加剂之间的相容性。在估计混凝土浇筑后的温升时，需考虑膨胀剂所引起的温度增加；如混凝土在养护过程中的内部温度较高(超过65℃)，尚应检验高温对膨胀剂效果的可能危害。在使用膨胀剂前，应估算结构的配筋量或构造确能提供足够的约束应力使得膨胀剂能够发生正常的作用。采用后浇带时，后浇带的浇筑时间不宜早于本体混凝土浇筑后的60天。

**6.2.14** 对于施工缝等各种连接缝处的混凝土施工，应预先制定适当的操作工艺，使混凝土的振捣过程既能保证混凝土充分密实，又不影响止水带等连接件的准确定位，当采用引气混凝土时防止混凝土中的气泡受到过多损失。

**6.2.15** 混凝土冬季施工应采用蓄热保温措施进行浇筑和养护并使用低水灰比的混凝土，原则上不宜采用防冻剂。如气温低于-15℃而不得使用时，则必须对防冻剂的性能进行严格的检验，防冻剂中有害物质的含量必须低于规定的限值。

**6.2.16** 预应力混凝土孔道灌浆施工应在专业工程师指导下，由经过专业培训的技工操作。灌浆工艺应经试验剖析检验合格后再在工程上实施。孔道灌浆应采用专用灌浆材料，具有良好的流动性和稠度，不泌水，适于真空压浆，并在硬结后具有良好的体积稳定性（不收缩或低收缩），抗渗性，和足够的粘结强度。

预应力混凝土孔道灌浆材料的流动度应在施工前和施工中经过测定。浆体的水胶比应低于本体混凝土的水胶比，一般宜不大于0.40并宜掺加矿物掺和料，终凝时间不大于24h。在施工环境温度下，灌浆材料在6h内应保持可灌性，要求在3小时到24小时内的泌水率小于0.3%。浆体中可加入微膨胀剂保证灌浆的密实性。灌浆材料宜用水泥净浆，孔道空隙较大时可用细砂水泥砂浆以减少收缩，一般应掺入适量减水剂、缓凝剂或引气剂等外加剂，也可掺入粉煤灰提高浆体的工作性和密实性；加入钢筋阻锈剂可提高浆体的防护性能，但不得加入铝粉或含有氯化物、硝酸盐等有害成分的外加剂。灌浆材料的性能测试应包括流动度、泌水率、体积稳定性、强度和沉积率，有时还要测定温度敏感性、触变性等等。

如不能保证灌浆在预应力筋穿入孔道后的48h以内和张拉后的24h以内完成，则应采取可靠措施，确保孔道中的预应力筋体系在完成灌浆工序前不出现锈迹。

### 6.3 混凝土耐久性质量检验

**6.3.1** 现场混凝土耐久性质量检验的主要内容如下：

- 1) 通过无损检测，测定现场钢筋的混凝土保护层实际厚度。
- 2) 通过标准预埋件的拔出试验或回弹仪试验，测定表层混凝土的强度并间接估计保护层混凝土的密实性质量。对处于严重环境作用下的重要工程或构件，宜通过现场混凝土表层抗渗性测试仪，测定表层混凝土的抗渗性。
- 3) 对于引气混凝土，测定新拌混凝土的含气量以及硬化后混凝土的含气量、气泡间距系数与抗冻耐久性指数DF值。
- 4) 对于氯盐环境下的重要工程混凝土，测定混凝土的氯离子扩散系数。

**6.3.2** 混凝土保护层厚度的检验方法与合格标准如下：

用于保护层厚度测定的仪器精度应不低于1mm，检验的结构部位和构件数量应视工程的具体情况而定。对成批的同类构件，一般可各抽取构件数量的10%且不少于10个构件进行检验。对选定的每一构件，可对各12根最外侧钢筋（一般为箍筋或分布筋）的保护层厚度进行检测。对每根钢筋，应在有代表性的部位测量3点，并对每一构件的测试数据进行评定。

对同一构件测得的钢筋保护层厚度，如有95%或以上的测量数据大于或等于保护层最小厚度 $c_{min}$ （表5.0.8），则认为合格；否则可增加同样数量的测点，按两次检测的全部数据进行统计，如仍不能有95%及以上的测点厚度大于或等于 $c_{min}$ ，则认为不合格。

**6.3.3** 利用回弹仪、标准预埋件的拔出试验或手提式混凝土表层抗渗性测试仪(抗液体或气体渗透)等方法来检验保护层混凝土的密实性时,应事先通过实验室内的标定试验,在与现场相同(原材料和配比)的混凝土试件上取得仪器读数与混凝土某种抗渗性指标之间的标定曲线。现场测试时的测点部位与测点数量,可按照工程和量测方法的具体特点确定,测试宜在 28 天龄期左右进行。

**6.3.4** 对于引气混凝土,应从到达现场的混凝土出料口取样,取样的频率通常与混凝土坍落度的测定频率相同。此外,也应从经过泵送、浇筑与振捣后的新浇混凝土中抽样测试含气量。重要工程应同时在现场取样制作混凝土试件,测定硬化后混凝土的抗冻耐久性指数 DF、含气量与气泡间距系数。对于一般工程,可在工程现场仅用含气量测定仪检测拌和料或新拌混凝土的含气量,但事先应在实验室条件下,对所用混凝土(包括引气剂在内的混凝土原材料与级配均相同)进行抗冻耐久性指数 DF 或气泡间距系数的测定试验,并符合表 4.0.9 和表 4.0.8 注 2 中的规定。

**6.3.5** 氯盐环境下的重要工程,应在现场制作混凝土试件中,取芯测定混凝土抗氯离子侵入性的扩散系数或电量指标,并与表 4.0.12 中的参考数据作比较。

## 7、防腐蚀附加措施

### 7.1 涂层钢筋和耐蚀钢筋

#### 7.1.1 环氧涂层钢筋

对于环境作用等级为 E 或 E 级以上的混凝土构件,可在优质混凝土的基础上选用环氧涂层钢筋。环氧涂层钢筋可与钢筋阻锈剂联合使用,但不能与阴极保护联合使用(除非在钢筋绑扎后再做环氧涂层)。

环氧涂层钢筋的原材料、加工工艺、质量检验及验收标准,应符合现行行业标准《环氧树脂涂层钢筋》(JG3042-1997)的有关规定。环氧涂层钢筋在运输、吊装、搬运和加工过程中应避免损伤涂层,钢筋的断头和焊接热伤处应在 2h 内用钢筋生产厂家提供的涂层材料及时修补。在整个施工过程中,应随时检查涂层损伤缺陷并及时修补。如发现单个面积大于  $25\text{mm}^2$  的涂层损伤缺陷,或每米长的涂层钢筋上出现多个损伤缺陷的面积总和超过钢筋表面积的 0.1%,不容许再修补使用。

与无涂层的普通钢筋相比,环氧涂层钢筋与混凝土之间的粘结强度下降 20%,因而采用环氧涂层钢筋时的钢筋绑扎搭接长度,以及混凝土构件的刚度与裂缝计算值,均与采用普通钢筋时有所不同。

架立和绑扎环氧涂层钢筋,不得使用无涂层的普通钢筋和金属丝。环氧涂层钢筋与无涂层的普通钢筋之间不得有电连接。在浇筑混凝土时宜采用附着式振动器振捣,如使用插入式振动器,需用塑料或橡胶将振动器包覆。

#### 7.1.2 镀锌钢筋(热浸锌)

在碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下,可选用镀锌钢筋延长结构物的使用年限。对于钢丝网和某些预埋件,也可选用热浸锌方法加强防护。镀锌钢筋的质量应符合相关规定,并不宜用在氯盐环境中。

#### 7.1.3 耐蚀钢筋和不锈钢钢筋

在腐蚀环境中可采用耐腐蚀钢种为材质的钢筋。在特别严重的腐蚀环境下,要求确保百年以上使用年限的特殊重要工程,可选用不锈钢钢筋。不锈钢钢筋不得与普通钢筋电连接。

### 7.2 钢筋阻锈剂

**7.2.1** 对于环境作用等级为 E 或 E 级以上的混凝土构件,在使用优质混凝土的基础上,在混凝土中掺入钢筋阻锈剂。混凝土的密实性越高,钢筋阻锈剂的防护效能就越好。对于难以采用涂层防护的预应力钢筋和钢绞线的保护,在混凝土或灌浆中掺加钢筋阻锈剂是有效的防护方法之一。作为多重防护措施,钢筋阻锈剂还可与环氧涂层钢筋、阴极保护及混凝土外涂层联合、搭配使用。

**7.2.2** 钢筋阻锈剂的品质应得到确认,要求:1)对混凝土的主要物理、力学性能无不利影响,2)能有效抑制钢筋脱钝,防止钢筋锈蚀,3)在混凝土中保持长期稳定。钢筋阻锈剂的使用范围与使用方法可参照国家有关行业标准。

**7.2.3** 钢筋阻锈剂的用量( $\text{kg}/\text{m}^3$ 混凝土)应根据不同的环境条件(如结构使用年限内侵入混凝土

中钢筋表面的氯盐量或混凝土采用海砂时由原材料带入的氯离子量)和阻锈剂品种确定。使用钢筋阻锈剂应事先经过试配和适应性试验;掺入型粉剂类钢筋阻锈剂与其他外加剂联合使用时,在搅拌时需首先加入阻锈剂后再加入其他外加剂,搅拌时间可延长1~3min,使钢筋阻锈剂能在混凝土中均匀分布。

### 7.3 混凝土表面涂层和防腐蚀面层

**7.3.1** 混凝土表面涂层包括薄涂层,复合型涂层或厚涂层,渗透型涂层等。混凝土表面涂层的试验方法与施工和管理,可参照《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ275-2000)的有关规定。

**7.3.2** 在腐蚀环境中,可选用薄层涂料作为保护混凝土中钢筋的措施。涂层系统应与混凝土表面的强碱性相适应,与混凝土的粘结力不小于 $1.5\text{ N/mm}^2$ ,涂层系统自身的耐久性和对混凝土的有效防护时间一般不应低于10年。但短寿命的涂层也可用于早龄期混凝土的防护,在混凝土的水化尚未充分完成的数月或一年龄期内,减轻氯盐等腐蚀物质侵入混凝土内部。

**7.3.3** 以沥青、环氧沥青、环氧加煤焦油为基的复合型涂层或厚涂层,可用于地下、水下部分混凝土结构的防护。以环氧树脂、聚氨酯为基的复合型涂层或厚涂层,可用于上部结构。复合型涂层或厚涂层与混凝土的粘结力不小于 $1.5\text{ N/mm}^2$ ,自身的耐久性和对混凝土的有效防护时间不应低于20年。

**7.3.4** 能够渗透到混凝土内的硅烷类涂料,可作为保护混凝土中钢筋的附加措施。硅烷类涂料对混凝土的有效防护时间不应低于10年。

#### 7.3.5 水泥基聚合物砂浆层

在结构和施工条件允许的情况下,可选用水泥基聚合物砂浆层作为保护混凝土和混凝土内部钢筋的措施。水泥基聚合物砂浆层的使用寿命可与混凝土相当,对混凝土的防护能力取决于水泥基聚合物砂浆的密实性和覆层厚度。水泥基聚合物砂浆层的厚度不应小于5mm。

#### 7.3.6 隔离层

受环境严重腐蚀作用的混凝土结构或部位,可选用玻璃钢或耐腐蚀板、砖砌筑作为保护混凝土和钢筋的措施。隔离层的有效防护时间不应低于20年。

# 混凝土结构耐久性设计与施工指南

## 条例说明

# 混凝土结构耐久性设计与施工指南

## 条例说明

### 1、总则

1.0.1 现行的混凝土结构设计与施工规范，主要考虑荷载作用下结构承载力安全性与适用性的需要，较少顾及结构长期使用过程中由于环境作用引起材料性能劣化对结构适用性与安全性的影响。结构耐久性不足，不仅会增加使用过程中的修理费用并影响工程的正常使用，而且会过早结束结构的使用年限，严重浪费资源。为使混凝土结构的设计与施工能够适应我国现代化建设的需要与可持续发展的战略需求，在工程建设中真正做到安全、适用、经济、合理，特编写本《指南》供结构设计和施工人员使用。

1.0.2 结构的耐久性通常是指结构及其构件在可能引起结构材料性能劣化的各种作用下，能够长期维持其应有性能的能力。一般荷载作用与环境因素的长期作用都有可能引起材料性能的劣化。荷载长期作用下的材料性能劣化主要是由于工作应力过高或反复加载的作用，在结构的承载力设计中需对最大工作应力加以限制或取用疲劳强度等参数予以考虑。由于我国现行结构设计规范在承载力设计上的安全设置水准偏低，当结构的永久荷载在全部荷载中占到很大比例时，有可能因持久应力过大而引起异常的徐变变形与开裂并损害到混凝土的耐久性，这种情况应在结构的强度设计中予以注意。

本《指南》中所指的耐久性，主要是环境作用下的耐久性。环境对混凝土结构材料的作用因素，主要涉及温度和湿度及其变化（干湿交替、冻融循环），以及环境中的水、气、盐、酸等物质。环境作用所造成的材料劣化主要表现为钢筋的锈蚀和混凝土的腐蚀与损伤。所以环境作用也可理解为力学作用以外的物理与化学作用。

在正常情况下，混凝土中的钢筋不会锈蚀。这是由于混凝土内部的孔溶液（pH 值大于 13）使混凝土呈高碱性，可以在钢筋表面形成一层致密的钝化膜，能隔绝水分和氧气与内部金属的接触，阻止钢筋发生锈蚀，即产生体积膨胀的不稳定红色锈蚀产物  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ （铁锈）。

通常有两种情况可导致钝化膜失效：1）混凝土的中性化，主要是碳化，即空气中的  $\text{CO}_2$  从混凝土表面扩散到混凝土内部，与溶解在混凝土孔溶液中的碱性水化产物  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  反应，生成中性的  $\text{CaCO}_3$  沉淀；从而降低混凝土的碱度，使钝化膜不能继续维持而破坏，并在水份和氧的参与下发生持续锈蚀；酸性物质的侵入也会加速混凝土孔溶液的中性化。2）氯盐的侵入，即氯离子从混凝土表面经过保护层迁移到钢筋表面并积累到一定浓度（临界浓度）后，使钝化膜破坏。混凝土内由碳化引起的钢筋锈蚀和由氯盐引起的钢筋锈蚀都是电化学腐蚀过程，都必须有水分和氧气参与锈蚀反应。混凝土中如有外加或受外部感应的直流电（如地铁结构中的杂散电流），会加速钢筋锈蚀的电化学反应。

钢筋的锈蚀产物在生成过程中体积膨胀，能导致混凝土顺筋开裂和混凝土保护层剥落，损害钢筋与混凝土之间的粘着力，削弱钢筋的截面积并使钢筋变脆，从而影响结构的适用性（裂缝、表面锈迹等）与安全性（承载力降低）。

造成混凝土材料腐蚀和损伤的环境作用主要有冻融循环、干湿交替以及水、土中的盐、酸等化学物质的作用。混凝土内饱和的毛细孔隙水受冻膨胀结晶产生压力，反复冻融可使混凝土表层开裂、浆体剥落、骨料裸露甚至崩落；硫酸盐能与混凝土中的水化产

物  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  和水化铝酸钙发生化学反应生成石膏和钙矾石,这两种反应均造成体积膨胀使混凝土开裂剥落;在干湿交替的条件下,潮湿时侵入混凝土毛细孔隙中的盐溶液当环境转为干燥后其浓度不断增加,最终因过饱和而结晶,产生很大的结晶压力使混凝土破坏;酸能溶解混凝土固相物质中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  等水化产物,破坏混凝土的内部结构和密实性;空气中的二氧化硫及氮氧化物等空气污染物与水结合形成酸雨,对混凝土也有很大侵蚀作用。氯盐不仅能破坏钢筋表面钝化膜、引起钢筋锈蚀,而且能和混凝土中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  发生离子互换反应生成易溶(如  $\text{CaCl}_2$ )或疏松无胶凝性(如  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ )的产物,破坏混凝土材料的微结构。在有冰冻情况下,盐冻能使混凝土表面起皮剥落。除冰盐(一般为氯盐)不但能对钢筋造成严重锈蚀,而且对表层混凝土有很大破坏作用。此外,密实性差的高水灰比混凝土,当接触流动水、压力水或有水渗透时,即使不是软水,也能使混凝土中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  溶出。

环境作用对混凝土材料的腐蚀与损伤主要发生在混凝土表层,使混凝土截面和强度受到损失,影响结构的适用性(外观、裂缝、剥落等)和安全性。在配筋混凝土结构中,更重要的是因表层混凝土发生腐蚀或损伤而削弱了对钢筋的保护能力,加速钢筋锈蚀进程。

1.0.3 本条所说的特种混凝土,是指所用的胶凝材料或骨料有别于普通硅酸盐类水泥或普通砂石骨料的混凝土,如耐火混凝土、防辐射混凝土以及轻骨料混凝土等。高性能混凝土不能作为混凝土的一个品种,它只反映混凝土的一种质量目标,不在特种混凝土之列。特殊腐蚀环境以及生产、使用、排放或贮存各种有害化学腐蚀物质的结构物混凝土也往往并不使用普通的混凝土原材料。

1.0.4 本《指南》提供环境作用下混凝土结构耐久性的设计要求与施工要求,第3~5章主要涉及耐久性设计的内容,是设计人员在设计中必须考虑的,其中的第4章也与施工有关;第6章主要涉及施工(包括混凝土材料供应)的内容,是施工人员和混凝土供应方为保证工程耐久性需达到的要求,其中的重要环节还必须有设计人员的参与;第7章则为环境作用极端严重或非常严重时可能需要采取的防腐蚀附加措施。

本《指南》的内容只是根据结构耐久性的需要,对我国现行混凝土结构设计、施工规范和规程的一种补充与修正。因此,《指南》中的要求与现行规范和规程中的某些规定存在一些差别甚至有个别抵触之处实为必然。

1.0.5 环境作用下混凝土结构的耐久性设计方法,应在规定的环境作用下,满足规定设计使用年限的要求。影响混凝土结构耐久性的因素非常复杂,有很大的不确定性与不确知性,所以混凝土结构的耐久性设计不可能是一门精确的科学。即使在结构的承载力设计中,也有许多设计要求只是根据工程判断或近似的假定提出的,比如结构的使用荷载标准值,就是一种设定的标准而并不就是实际作用在结构上的具体荷载值。本《指南》提出的耐久性设计要求,也可以看成是环境作用下为满足不同设计使用年限需要而设定的一种标准。

明确工程的设计使用年限,不仅是业主和用户的需要,也是结构设计走向更为经济合理的必要步骤。许多国家在结构设计规范中早已明确提出设计工作寿命的要求,新修订的我国结构设计标准也开始对不同结构物的设计使用年限作出明确规定。

混凝土结构设计规范中对于环境作用下的耐久性设计,一直采用的是经验方法,即针对不同的环境条件,对混凝土的组成、最大水灰(胶)比、最低强度等级和最小水泥用量等提出要求,必要时还规定混凝土抗冻等级、抗渗等级、扩散系数等性能指标,同时规定钢筋的混凝土保护层最小厚度、防排水措施以及表面裂缝最大宽度控制等各种构造要求,认为这样就能满足长期使用的需要。在以往的设计规范中往往不提具体的使用年限值。但长期的使用实践表明,混凝土在许多环境条件下并非象原先设想的那样耐久;回避设计使用年限,无异于丢失耐久性设计的基本目

标。

自混凝土得到大量应用的几十年来，水泥产品不断追求高强，使其细度与早强的矿物成分增加，同时工程的施工建设速度不断加快，环境条件又不断恶化，这些因素都对混凝土耐久性带来不利影响。随着耐久性问题的日益暴露，国际上的一些混凝土结构设计规范均不断修改对于混凝土最低强度等级、最大水胶比和最小保护层厚度等要求。在结构的耐久性设计上，进一步细化环境类别，并提出不同使用年限下的不同要求。

近年发展起来的基于材料劣化模型的使用寿命预测，将混凝土结构的耐久性设计方法提升到一个新的高度。但是简单的数学模型难以描述和涵盖实际劣化过程中所有的机理和作用因素，模型的参数又很难准确给定，计算结果缺乏足够的可信性。这一方法目前还处于研究探索中，尚未达到能在工程设计中得以通用的程度。这些计算模型中较为成熟的是钢筋的锈蚀模型，其他如冻融和化学腐蚀的计算模型还非常少，适用性更差。

本《指南》以传统的耐久性设计方法为基础，它简单易行，便于工程技术人员掌握和使用。本《指南》对环境分类作了细化，对不同设计使用年限的结构规定了相应的要求。对于氯盐环境作用下的重要结构物，则同时要求进行基于材料劣化模型的使用寿命验算。《指南》在混凝土材料组成、混凝土耐久性能指标、混凝土保护层厚度以及各种构造措施和结构施工等要求上，尽可能吸收了近年来国内外的研究成果，比照了国际上有关规范和规程中的规定，参考了国外大型工程为抗氯盐等环境侵蚀所采取的工程实践，并利用新近发展的材料劣化模型，对《指南》中有关混凝土碳化和氯离子引起钢筋锈蚀的具体规定作了近似复核。尽管如此，本《指南》仍有许多不足之处，特别是缺少我国各地环境作用因素的实测数据与结构耐久性现场实际观测数据的支持。结构设计人员如果有可靠的依据，并经过专门的论证，应能修正和取代本《指南》中的某些规定和要求。

### 3、基本规定

**3.1.1~3.1.2** 本《指南》对结构所处环境的分类，主要考虑到设计的方便，按照环境引起材料性能劣化的不同机理，将环境大体分成 I、II、III、VI 和  $V_1$ 、 $V_2$ 、 $V_3$  共 7 类。对于每类环境，又按不同的环境条件将其作用的严重程度分别纳入 6 个不同的环境作用等级。这种分类、分级的方法，综合参考了以往的国内外规范和新的欧洲混凝土规范。

**3.1.3** 表 3.1.3 列出了每类环境在不同环境条件下的作用等级。

1、一般环境（I 类）。主要指碳化引起的钢筋锈蚀环境，不存在冻融和盐、酸等化学物质的作用，需要考虑的环境因素主要是湿度（水）、温度和  $CO_2$  与  $O_2$  的供给程度。如果相对湿度较高，混凝土始终处于湿润的饱水状态，则空气中的  $CO_2$  难以扩散到混凝土体内，碳化就不能或只能非常缓慢地进行。如果相对湿度甚低，混凝土比较干燥，虽然  $CO_2$  能比较顺利地通过孔隙向混凝土内部迁移，但是参与碳化反应的另一物质，即溶解在混凝土孔隙水中的氢氧化钙，因孔隙水的缺少而缺少，因此碳化反应也很难进行；同时，钢筋发生锈蚀是一种电化学过程，要求混凝土有一定的电导率，当混凝土内部的相对湿度低于 70% 时，碳化引起的钢筋锈蚀就会因混凝土电导率太低而很难进行。锈蚀电化学过程需有水和  $O_2$  的参与，当混凝土处于水下或湿度接近饱和， $O_2$  难以扩散到钢筋表面，锈蚀会因为缺氧而难以发生。所以最易造成钢筋碳化锈蚀的环境是干湿交替，在这种环境条件下，我国现行混凝土结构设计规范所规定的混凝土保护层最小厚度与最大水胶比，都难以满足设计使用年限（50 年）内的适用性要求，往往出现钢筋的严重锈蚀和保护层剥落。炎热的潮湿环境加速钢筋锈蚀，就更易造成破坏。

低水胶比的混凝土保护层甚为密实，水、 $CO_2$  和  $O_2$  都不易从混凝土表面渗透或扩散到内部，内部的混凝土也因水胶比低和自干缩而处于比较干燥的状态，相应的电导率

较低，所以能有效地保护钢筋防止锈蚀。我国既有混凝土结构中出现的钢筋严重碳化锈蚀现象，主要由于混凝土保护层过薄、水胶比过大，以往的这种设计习惯必须纠正。

2. 冻融环境（II类）。主要指混凝土可能遭到冻蚀的环境。受湿的混凝土在反复冻融作用下会造成内部损伤，产生开裂甚至剥落，导致骨料裸露。与冻融破坏有关的环境因素主要有水、最低温度、降温速率和反复冻融次数。混凝土的冻融损伤只发生在混凝土内部的含水量比较充足的情况，通常认为，这与混凝土毛细孔隙水结冰时的结晶压积聚有关。如果混凝土毛细孔隙中有足够的空气或混凝土中有引气剂导入的气孔，就能释放冰冻产生的压力而防止冻害。

按照瑞典学者 Göran Fagerlund 的理论，冻害的危险性主要取决于混凝土的饱水度  $S_{cap}$ （混凝土内部孔隙水的体积与孔隙内水和空气的总体积值之比）和混凝土本身的临界饱水度  $S_{cr}$ ，后者是混凝土固有的材料性质。如果  $S_{cap} < S_{cr}$ ，混凝土不会发生冻坏。如果  $S_{cap}$  达到并超过  $S_{cr}$ ，混凝土只需少许冻融循环就会很快破坏。混凝土的饱水度与所处环境湿度有关，当表面接触水时可通过渗透和吸附使内部孔隙水量增加。试验表明，冻融循环的过程，可使混凝土孔隙内的水分不断积累。当反复冻融循环使混凝土的饱水度达到临界饱水度时，混凝土即濒临破坏。饱水度随冻融循环次数不断增长，但两者不呈线性关系，开始时的增长快，到后来越来越慢。所以冻害的危险性主要与混凝土孔隙内水的饱水程度和冻融次数相联系。我国有的地区尽管并不很寒冷，但冬季的冻融次数仍然较多，混凝土冻蚀并不少见。严寒地区混凝土冻蚀严重的多为朝南构件，而一般寒冷地区则为朝北构件，也与反复冻融次数有关。

我国现行规范中对混凝土抗冻等级的要求多按当地最冷的月平均气温进行区分，这在使用上有其方便之处，但对最冷月平均气温并不很低的地区，有可能忽视其对抗冻的需要。本《指南》对冻融环境作用等级的划分，主要考虑饱水程度与年冻融次数这两种因素。由于缺乏各地区年冻融次数的统计资料，现仍暂时按当地最冷月的平均气温表示。对于饱水程度，区分为重度饱水和中度饱水两种情况，前者指受冻前长期或频繁接触水体或湿润土体，混凝土体内高度饱水，后者指受冻前偶受雨淋或潮湿，混凝土体内的饱水程度不高。

有氯盐的冻融环境。主要指冬季喷洒除冰盐的环境。含盐分的水溶液不仅造成混凝土内部损伤，而且能使混凝土表面起皮剥蚀，盐中的氯离子还会引起混凝土内部钢筋的锈蚀（除冰盐引起的钢筋锈蚀属IV类环境考虑）。除冰盐的剥蚀作用程度与混凝土湿度有关；锈蚀作用与积累在混凝土表面的氯离子浓度有关。后者取决于冬季洒盐的频度和用量、除冰盐的类别以及受雨水冲淋等许多因素；不同构件及部位由于方向、位置不同，受除冰盐直接、间接污染或溅射的程度也会有很大差别。

寒冷地区海洋和近海环境中的混凝土表层当接触水分时也会发生盐冻，但海水的含盐浓度要比除冰盐融雪后的盐水低得多。海水的冰点较低，所以在有的寒冷地区并不出现冻结现象，在这种情况下可以不考虑冻融环境作用，但如能提出引气要求，也有利于防止盐结晶破坏。

3. 近海和海洋环境（III类）。主要指来自海水的氯盐引起钢筋锈蚀的环境，可进一步分为水下区、潮汐区、浪溅区、大气区和土中区。长年浸没于海水中的混凝土，由于引起钢筋脱钝所需的氯离子临界浓度在饱水条件下得以提高，又因水中缺氧使锈蚀发展速度变得极其缓慢甚至停止，所以相对来说不会有太大问题。潮汐区特别是浪溅区的情况则正好相反，二者均处于干湿交替状态，混凝土表面的氯离子可通过吸收（当混凝土表面干燥时）、扩散、渗透等多种途径侵入混凝土内部，而且干湿交替的环境条件使得钢筋脱钝所需的氯离子临界浓度也降到最低，同时供氧供水充足，具备锈蚀

发展的充分条件。浪溅区的供氧最为充分，锈蚀最严重；由频繁干湿交替造成的盐结晶腐蚀在这一区域也最为严重。我国《海港混凝土结构防腐蚀技术规范》在大量调查研究的基础上，分别对浪溅区和潮汐区提出不同的要求。但本《指南》考虑到设计施工方便以及潮汐区内进行修复的难度，将潮汐区与浪溅区统一按同一作用等级考虑。南方炎热地区温度高，氯离子扩散系数增大，锈蚀发展速度也会加剧，所以在南方炎热地区的浪溅区混凝土构件中，钢筋遭受腐蚀的程度最甚。

海洋和近海地区的大气中都会含有氯离子。海洋大气区处于浪溅区的上方，海浪拍击可产生大小为 0.1~20 微米的细小雾滴，较大的雾滴积聚于附近，而较小的雾滴可随风飘移到近海的陆上地区。海上桥梁的上部构件离浪溅区很近时，受到浓重的盐雾作用在构件混凝土表层内积累的氯离子浓度可以很高，而且同时又处于干湿交替的不利状态，在浪溅区与其上方的大气区之间，构件表层混凝土的氯离子浓度没有明确的界限，设计时应该根据具体情况偏于安全选用。

Fluge 曾调查挪威的一座海上大桥，由多跨混凝土箱梁组成。调查发现这些箱梁受到大气盐雾作用累积在构件混凝土表面（指表皮混凝土内，下同）的氯离子浓度，与其离开海平面的高度有关，随着高度的增加而降低。同一构件上不同部位的混凝土表面氯离子浓度也有很大差异，并与其朝向和截面尺寸有关，箱梁的底面及背风面的混凝土表面氯离子浓度最高；离海面平均水位约 12m 高处测得的混凝土表层氯离子最大浓度，已与浪溅区差别不大（这一高度在高潮位又遇大的风浪时也可能受到浪溅的影响），但 20m 高处的混凝土表层氯离子最大浓度则降到约浪溅区的一半。Sorensen 与 Maahn 调查丹麦的几座已建成 15~20 年的桥梁，发现离海面平均水位高度 10~15m 以下的混凝土构件，其表面氯离子浓度大体相近；在 15m 以上的高度，构件表面的混凝土氯离子浓度明显下降。由于缺乏我国海洋环境的相关资料，本《指南》暂定离海面平均水位 15m 高度以下按浪溅区对待。

虽然大气盐雾区的混凝土表面氯离子浓度可以积累到与浪溅区相近（甚至还有大于浪溅区的报道），但浪溅区的混凝土表面氯离子浓度可认为从一开始就达到其最大值，而大气盐雾区则需许多年才能逐渐积累到最大值；此外，浪溅区的干湿交替程度也明显高于大气区，所以浪溅区的环境还是最为严酷。在平均水位上方的 15m 内，应该是越靠下的部位，所受的环境作用越接近浪溅区。

靠近海岸的陆上大气也含盐分，其浓度与具体的地形、地物、风向、风速等多种因素有关。欧洲标准 EN206-1 和德国工业标准 DIN1045-2 对海岸边的混凝土构件规定最低强度等级相当于 C40 和水灰比（或等效水胶比）不大于 0.5，但没有明确界定离岸的距离范围。日本公路协会的手册规定离海岸 100 m 内为防腐蚀一级设防区，100 m 外为二级设防区。日本建筑学会颁布的高耐久性混凝土设计与施工建议规定：紧接海洋（0m）为重盐害区，50m 内为盐害区，200m 内为准盐害区，超过 200m 为不考虑盐害区，认为超过 200m 外的混凝土表面不会有氯离子的明显积累，这种认识可能与考虑的工程对象是建筑群有关。更多的调查研究资料得出，近海的盐雾可以飘向离海很远的陆地。英国 Hobbs 在为英国混凝土结构的耐久性设计划分环境作用类别时，将离海岸 100m 以内的室外环境与浪溅区和潮汐区同样对待，需要考虑大气盐雾氯离子侵蚀作用的室外环境远至离海岸 3000 m。2002 年出版的日本土木学会混凝土标准中，提出近海大气区的混凝土表面氯离子浓度  $c_s$ （用混凝土质量的比值表示）为：浪溅区 0.65%，岸线附近 0.45%，离海岸距离 0.1 km 处 0.225%，0.25 km 处 0.15%，0.5 km 处 0.1%，1.0km 处 0.075%。美国 ACI 365 委员会开发的一个用于使用寿命设计的计算程序 Life-365 中，则取海上和近海盐雾区的混凝土表面氯离子浓度  $c_s$ （用混凝土质量的比值表示）的计算值为：潮汐浪溅区为瞬时到定值 0.8%，海上盐雾区以每年 0.10

%的累积速度到最终定值 1.0%，离海岸 800m 内以每年 0.04%的累积速度到最终定值 0.6%，离海岸 1.5km 内以每年 0.02%的累积速度到最终定值 0.6%。

根据我国浙东等沿海地区的调查，构件的腐蚀程度与离岸远近及朝向有很大关系，靠近海岸且暴露于室外的构件应考虑盐雾的作用。烟台地区的调查发现，离海岸 100m 内的室外混凝土构件受到严重锈蚀。《指南》正文表 3.1.3-1 中对靠海构件环境作用等级的划分，尚有待积累更多调查数据后作进一步修正。设计人员宜在调查工程所在地区具体环境条件的基础上，采取适当的防腐蚀要求。

近海和海洋环境对混凝土结构的侵蚀作用应该与当地海水中的含盐量有关。这里主要按照一般海水的氯离子含量（约 18~20 kg/m<sup>3</sup>）考虑。不同地区海水的含盐量可有很大差别，沿海地区的海水含盐量还受到江河淡水排放的影响，这些都值得在设计中加以研究。靠近江河出口的海湾处，海水的含盐量有可能较低并随季节变化，例如杭州湾大桥的海水氯离子浓度年平均约为 14 kg/m<sup>3</sup>

4、除冰盐等其他氯化物环境（IV类）。主要指来自海水以外的其他氯化物如除冰盐、消毒剂等引起钢筋锈蚀的环境。除冰盐可以有多种途径作用于混凝土构件，含盐的融雪水直接作用于路面，并通过伸缩缝等连接渗漏到桥面板下方的构件表面，或者通过路面层和防水层的缝隙渗漏到混凝土桥面板的顶面。排出的盐水如渗入地下土体，还会侵蚀混凝土基础。此外，行驶的车辆会将路面上含盐的水溅射到车道两侧的混凝土构件表面；高速转动的车轮更能将路面的水转变成微细的雾滴，带着盐分随气流飘向更远的距离。在路侧的柱、墩构件上，受到气流的影响，往往出现背侧混凝土表层内的氯离子浓度反而大于朝向路面一侧的情况。积累于混凝土表层的氯离子量，也随季节变化，冬季洒盐时最高，以后随雨水冲洗等影响而有所降低。据报道，在美国的降雪地带，每个冬季洒在桥面上的除冰盐约有 1.2 kg/m<sup>2</sup>，某些桥梁甚至达到 4.9 kg/m<sup>2</sup>。北欧国家每个冬季要洒 30~70 次氯化钠除冰盐，每次 10~25 g/m<sup>2</sup>，总用量较低些。在欧美，一般都将除冰盐环境的侵蚀作用与海洋浪溅区同等对待。

北方地区车库的混凝土地面和楼板设计，要考虑汽车底盘和车轮带入的除冰盐作用，作用等级至少需按 IV-D 考虑。接触含氯消毒剂的混凝土结构物如游泳池的池壁、周围地面等，也必须考虑氯化物对混凝土内钢筋的腐蚀作用。

5、其他化学腐蚀环境（来自海水等氯化物除外）。包括土中及地表地下水中化学腐蚀环境（V<sub>1</sub>类），大气污染环境（V<sub>2</sub>类）和盐结晶环境（V<sub>3</sub>类）。

V<sub>1</sub>环境中主要考虑了硫酸盐的腐蚀和酸的腐蚀。这些化学物质几乎都以溶液的形式且在超过一定浓度时对混凝土造化学腐蚀和物理腐蚀。硫酸盐对混凝土的腐蚀作用与硫酸盐的种类及其浓度，混凝土表面的干湿交替程度和温度有关，还与土的渗透性和地下水的流动性有很大关系。侵蚀混凝土的硫酸盐主要来自周围的水、土，也可能来自原本受过硫酸盐侵蚀的混凝土骨料以及混凝土外加剂，如喷射混凝土中常使用较大剂量的钠盐速凝剂。在常见的硫酸盐中，对混凝土腐蚀的严重程度依次为硫酸镁、硫酸钠和硫酸钙。硫酸钙不易溶于水，难以造成明显的腐蚀。当用酸溶法测定土中硫酸盐的硫酸根离子浓度时，就会引入硫酸钙的成分，所以表 3.1.3-2 的土中硫酸根离子浓度，为水溶浸出测定的数值。硫酸盐对混凝土的化学腐蚀是两种化学反应的结果，一是与混凝土中的水化铝酸钙起反应形成硫铝酸钙即钙矾石，二是与混凝土中氢氧化钙结合形成硫酸钙（石膏），两种反应均会造成体积膨胀，使混凝土开裂。硫酸盐对混凝土的化学腐蚀过程很慢，通常要进行好多年，开始时混凝土表面泛白，随后开裂、剥落破坏。当土中构件暴露于流动的地下水中时，硫酸盐得以不断补充，腐蚀的产物

也被带走，破坏速率就非常严重。相反，在渗透性很低的粘土中，当表面浅层的混凝土遭硫酸盐腐蚀后，较难引起进一步的腐蚀。腐蚀性很强的硫酸盐还有硫酸铵，此事需单独考虑铵离子的作用，但自然界中的硫酸铵不多见，在长期施加化肥的土地中需要注意。。

土中可溶硫酸盐的硫酸根离子浓度如大于 0.1%（水中  $\text{SO}_4^{2-}$  大于 200 mg/l）就有可能损害混凝土，如大于 0.4%（水中  $\text{SO}_4^{2-}$  2000mg/l）将可能有较大损害。水的蒸发可使水中的硫酸盐逐渐积累，所以混凝土冷却塔就有可能遭受硫酸盐的侵蚀。当地下水、土中的硫酸盐渗入混凝土内部，并在一定条件下使得混凝土毛细孔隙水溶液中的硫酸盐浓度不断积累，当超过饱和浓度时就会析出盐结晶而产生很大的压力，导致混凝土开裂破坏，但这是纯粹的物理作用。

一般来说，硅酸盐水泥混凝土的抗酸能力较差，如果水的 pH 值小于 6，对于抗渗性较差的混凝土就会造成损害。水中若溶有  $\text{CO}_2$ 、 $\text{SO}_4^{2-}$  或  $\text{Cl}^-$  等酸离子，混凝土碱度就会大幅下降，并影响水泥水化产物的稳定性。酸的来源多种多样，许多燃料产生含硫气体，与水结合形成硫酸；地下水中有时溶有二氧化碳带酸性；工业废水和污水也往往含酸。

酸对混凝土的腐蚀作用主要是与硅酸盐水泥水化产物中的氢氧化钙起反应，如果混凝土骨料是石灰石或白云石，也会与这些骨料起化学反应，反应的产物是水溶性的钙化合物，可以被水溶液浸出（草酸和磷酸形成的钙盐除外）。对于硫酸来说，还会进一步形成硫酸盐造成硫酸盐侵蚀。如果酸、盐溶液能到达钢筋表面，则引起钢筋锈蚀，反过来造成混凝土顺筋开裂和剥落。低水胶比的密实混凝土能够抵抗弱酸的侵蚀，但是硅酸盐水泥混凝土不能承受高浓度酸的长期作用，这时必须在混凝土表面采取涂层复盖等措施，尤其在流动的地下水中。

表 3.1.3-2 的分级，主要参考了欧州、美国和英国等有关规范和我国岩土工程勘察规范（GB50021—94）中的规定。当结构所处环境中有多重化学腐蚀物质时，一般会加重腐蚀的程度。如  $\text{Mg}^{2+}$  和  $\text{SO}_4^{2-}$  同时存在时能引起双重腐蚀。但两种以上的化学物质有时也可能产生相互的抑制作用，如海水环境中的氯盐可能会减弱硫酸盐的危害。有资料报道，如无  $\text{Cl}^-$  存在，浓度约为 250 mg / l 的  $\text{SO}_4^{2-}$  就能引起纯硅酸盐水泥混凝土的腐蚀，如  $\text{Cl}^-$  浓度超过 5000 mg / l，则造成损害的  $\text{SO}_4^{2-}$  浓度需提高到约 1000 mg / l 以上。海水中的硫酸盐含量很高，但有大量氯化物存在，所以不再单独考虑硫酸盐的作用。

$V_2$  类环境为大气污染环境。主要的环境的作用因素有大气中  $\text{SO}_2$  产生的酸雨，汽车和机车排放的  $\text{NO}_2$  废气，以及盐碱地区空气中的盐分。这种环境对混凝土结构的作用程度可有很大差别，宜根据当地的调查情况确定其等级。

$V_3$  类环境为盐结晶环境。对混凝土的损害主要是滨海盐土和内陆盐土地区的混凝土发生盐结晶破坏。这些地区的地下水、土中含有丰富的硫酸盐、氯盐和碳酸盐等盐类，会通过混凝土表面毛细孔隙的吸附和孔隙水中的扩散作用进入混凝土内部并向上迁移，到达地表以上由于大气相对干燥，毛细孔隙中的水溶液蒸发使盐分浓度不断增加并生成结晶。这些地区的电杆、墩柱、墙体等混凝土构件在地面以上约 1m 左右高的范围内常出现这类结晶破坏。不同的盐类与浓度以及环境湿度与温度的频繁变化是这种侵蚀环境的主要作用因素。我国西部还有盐湖地区，水、土中盐类浓度可超出海水中的 10 倍以上，这些情况则需专门研究对待。盐土地区的大气中也会含有盐分，在干湿交替条件下同样能在混凝土表层内积累引起结晶破坏，但程度相对较轻。近海和海洋环境的混凝土当接触海水和大气中的盐分并频繁处于干湿交替的条件下也会出

现这种破坏。

6、荷载与环境的双重作用。荷载产生的应力状态有可能加剧环境作用的材料性能劣化过程。但是根据试验室内小型试件的研究结果表明：在压应力状态下，如果混凝土的压应力较低，不超过一般结构使用状态下的应力水平（低于抗压强度的 0.4 倍），在氯盐或冻融环境下，并不会加重环境对混凝土的劣化作用；而且当压应力较小时反而有利，这与使用状态下的混凝土应力尚不至于引起混凝土内固有微裂缝扩展的认识一致；对于拉应力状态，清华大学曾作过素混凝土和配筋混凝土受弯构件浸泡于氯盐溶液中的弯曲持久加载试验，当混凝土中的钢筋应力较低并不超过一般结构使用状态下的钢筋应力水平时，相应的拉区混凝土抗氯离子扩散的电量指标也没有明显变化。混凝土的碳化速度在受拉状态下有所增加，但其影响与温度变化等其他环境因素相比显得并不突出。因此，本《指南》没有专门考虑荷载作用下的应力状态对环境作用的影响。但在高应力状态或反复荷载作用下，环境对混凝土的劣化作用会明显加剧。在新的欧洲规范中，对于环境严重作用下的混凝土，要求进一步复核混凝土的最大压应力并加以限制。设计人应根据结构的具体受力特点，必要时在耐久性设计中采取更为严格的要求。

3.1.4 所有钢筋混凝土和预应力混凝土构件都会处于 I 类环境（碳化引起的钢筋锈蚀环境），但同一构件很可能还会受到多类环境的作用。比如建筑物的室内构件，通常只受到 I 类环境作用；北方建筑物的外墙，除了一般环境作用外，还要考虑 II 类环境的冻融作用。当构件可能受到多类环境作用时，每种环境类别下的作用都需满足，如北方严寒地区的海湾桥梁浪溅区构件，可能需要考虑 I-C（钢筋在干湿交替下的碳化锈蚀）、II-D（混凝土的盐冻腐蚀）和 III-E（海水氯盐引起的钢筋锈蚀）的作用，但各类环境的作用等级不同，其中最高的是 E 级。通常情况下，如能满足其中最高作用等级的环境类别，其他较低作用等级类别下的要求也就自然满足。但有时也会有例外，主要发生在有冻融的情况，因为这时的混凝土往往有引气要求。

3.1.5 引气混凝土能够提高结构的耐久性，但必须满足规定的抗冻耐久性指数 DF 值或规定的气泡间隔系数的要求（见表 4.0.8 和 4.0.9）。如无抗冻要求而仅为提高混凝土的耐久性能，一般可按寒冷地区混凝土中度饱水的抗冻要求规定引气混凝土的 DF 值或气泡间隔系数。新拌混凝土的含气量是引气混凝土的重要质量指标之一，但有时并不总能准确反映引气混凝土的耐久性质量，参见 4.0.8 条的说明。

3.1.7 在实际工程设计中，有些必须考虑的环境作用往往被忽视，所以在本条特别提出这些必须注意的场合。

桥梁防水层对于桥面板有重要防护作用，由于防水层的有效使用寿命低于混凝土且容易损坏，为确保结构使用年限并偏于安全考虑，在确定桥面板顶部钢筋的混凝土保护层厚度与混凝土材料的耐久性要求时，一般不考虑防水层的有利作用。桥梁伸缩缝等连接部位是耐久性的薄弱环节，与其靠近的部位和下方构件经常会遇到来自连接缝处渗漏水的作用而加速劣化，须在设计中格外重视。

大规模使用氯化钠类除冰盐来融化道路积雪，在发达国家已经有 30 余年的历史。由于此前在桥梁设计中没有考虑除冰盐的作用，给这些国家的桥梁结构带来极其严重的危害并造成巨大经济损失。如果在设计中没有采取针对性的防护措施，一些桥梁在除冰盐侵蚀下甚至不到 10 年就需大修。氯盐类除冰盐价格低廉，能充足供应，在预期的将来尚难被代替。我国近年来交通高速发展，大量采用除冰盐化雪是今后必然要出现的趋势。所以在桥梁的设计中必须提前采取防护措施。北方地区的停车库也必须考虑除冰盐作用，汽车的底盘和轮胎会积有含盐的冰块，入库后融化会造成车库混凝土楼板内钢筋的严重锈蚀。

3.1.8 混凝土中的碱（ $\text{Na}^+$ 和  $\text{K}^+$ ）与砂、石骨料中某些含有活性硅的成份起反应，称为碱硅反应；某些碳酸盐类岩石（如白云石）骨料也能与碱起反应，称为碱碳酸盐反

应。这些碱骨料反应能引起混凝土体积膨胀、开裂，被视为混凝土的“癌症”，在国内外都发生过不少工程损坏事例。环境作用下的混凝土化学腐蚀大多由外部的腐蚀性物质引起并从混凝土表面开始，但碱-骨料反应却是从内部发生的。碱骨料反应对结构的破坏是一个长期的渐进过程，其潜伏期可达十几年或几十年，而且一旦发现表面开裂，结构损伤往往已严重到无法修复的程度。发生碱-骨料反应的充分条件是：混凝土有较高的碱含量，骨料有较高的活性和水分的参与。如果混凝土在使用过程中不会接触到水，即使含碱量较高和含有活性骨料的混凝土也不会发生碱骨料反应。如果使用环境可能遭受潮湿，而骨料活性可能较低，这就必须采用低碱水泥或同时使用大掺量矿物掺和料，并通过严格的测试，才可有条件地应用低活性的骨料。在混凝土中加入足够掺量的粉煤灰、矿渣或沸石等掺合料，能够抑制碱骨料反应。采用密实的低水胶比混凝土能有效阻止水分进入混凝土内部，也有利于防止反应的发生。

骨料活性的检测通常首先进行骨料的岩相分析，如果岩相分析识别出碱硅反应或者碱碳酸盐反应的活性成分，便需要继续使用实验室来定量评价骨料的碱活性。我国现行规范采用的方法接近美国 ASTM C1260 试验标准。一般来讲，经过上述的试验，14 天的膨胀率在 0.20% 以上的骨料被认为具有显著的碱活性。但是相关的研究表明，单凭快速砂浆棒膨胀试验认定的骨料活性并不总能在实际的混凝土材料中引发碱骨料反应。于是，一些国家的规范进一步规定了根据实际混凝土配比制作的混凝土棱柱试件的膨胀试验，试验的时间也较长，常为半年或者一年。

工程界目前对碱骨料反应的防范原则，是从混凝土骨料的碱活性、环境干湿条件和结构的重要性或结构的设计使用年限来决定碱骨料反应的设防策略。抑制碱骨料反应的措施主要包括：对水泥和混凝土其它组分的碱含量控制和掺加矿物掺合料。在加拿大标准 CSA C23.2-27A 对抑制碱硅反应的具体措施中，先根据砂浆棒快速膨胀试验和混凝土棱柱试件膨胀试验结果确定骨料的碱活性程度（无活性、中度活性和高活性），根据骨料的碱活性程度和环境的干湿程度及是否为块体结构确定碱硅反应的危险等级（无、中度和显著），根据不同的危险等级和结构的不同使用寿命确定设防水准（共 4 个等级），其中最高的等级是：高活性骨料，潮湿环境或置于水、土中，使用寿命 75 年以上；对于这种最不利的情况，如果一定要采用高活性骨料，必须同时满足两个要求：1) 采用的硅酸盐水泥含碱量（等效  $\text{Na}_2\text{O}$  当量）小于  $1.8\text{kg}/\text{m}^3$ （每方混凝土）；2) 掺加足够数量的矿物掺和料，如单掺粉煤灰且粉煤灰的含碱量（等效  $\text{Na}_2\text{O}$  当量）小于  $3\text{kg}/\text{m}^3$ ，粉煤灰置代的水泥量按重量比应大于 25%（粉煤灰的  $\text{CaO}$  量小于 8% 时）或 30%（ $\text{CaO}$  量 8%~20% 时）；如粉煤灰的含碱量（等效  $\text{Na}_2\text{O}$  当量）为  $3\sim 4.5\text{kg}/\text{m}^3$ ，粉煤灰置代的水泥量按重量比应大于 30%（粉煤灰的  $\text{CaO}$  量小于 8% 时）或 35%（ $\text{CaO}$  量 8%~20% 时），不采用  $\text{CaO}$  量高于 20% 或含碱量大于  $4.5\text{kg}/\text{m}^3$  的粉煤灰；如单掺磨细矿渣，矿渣的含碱量应小于  $1\text{kg}/\text{m}^3$ ，置代量大于 50%；如为双掺，每种矿料的置代量可以降低，但与上述单掺时最小掺量的比值，加在一起不能小于 1。以上环境条件和大于 75 年的使用寿命，如骨料为中度活性，或者骨料为高度活性而使用寿命为 5~75 年，则可采取上述两个条件之一。高活性的骨料用于 75 年以上使用寿命的干燥环境中的非块体结构，要求硅酸盐水泥的含碱量小于  $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ ，或者掺加足够数量的矿料如上面所述。

与碱骨料反应相似，源自混凝土内部的化学腐蚀还有混凝土中的钙矾石延迟生成（Delayed Ettringite Formation, 简写作 DEF）。钙矾石是水泥中的石膏等硫酸盐和铝酸三钙等铝酸盐与水接触起反应的水化产物，正常情况下应在混凝土拌和后的水泥水化初期形成。如在硬化后的混凝土中剩有较多的早期未起反应的硫酸盐和铝酸三钙（ $\text{C}_3\text{A}$ ），则在混凝土以后的使用过程中如接触到水就会再起反应，延迟生成钙矾石。

后者在生成过程中体积膨胀，导致已经硬化的混凝土开裂。这一反应也称内部硫酸盐腐蚀。混凝土早期蒸养过度能阻止钙矾石生成或使其重新分解。防止钙矾石延迟生成的主要途径是降低养护温度，限制水泥熟料中的硫酸盐和  $C_3A$  含量，混凝土在使用阶段避免与水接触。

软水能使水泥浆体内的碱金属氧化物和含钙的水化产物发生水解或使之溶解，使混凝土渗透性增加并削弱混凝土的强度。酸性水也有类似作用。一切有利于增加混凝土密实性的措施均有助于减轻浸出作用。

本《指南》未就碱-骨料反应和钙矾石延迟生成等化学腐蚀的防护提出具体要求，设计时如有需要可参考专门的技术标准和论著。

**3.2.1 环境作用下的结构耐久性设计**，其基本目标是在结构的设计使用年限内，考虑到环境因素可能引起的材料性能劣化以后，仍能保证结构应有的适用性与安全性。由于材料性能劣化是一个渐进和长期的过程，远在混凝土结构腐蚀到丧失安全性并进入承载力极限状态以前，通常会首先出现混凝土表面剥蚀、锈迹、裂缝并进而发展到顺筋开裂、混凝土保护层剥落等有碍适用性的迹象。所以一般来说，结构的使用年限首先与适用性失效的正常使用极限状态相联系。另外，从结构承载力的安全性角度看，结构必须满足规范规定的安全度或安全可靠指标，所以完全按照规范最低要求设计的结构构件，在其使用过程中的材料劣化是不能影响到其初始承载力的，否则必须在结构设计时留出额外的安全储备。以普通钢筋的锈蚀为例，钢筋锈蚀到发生顺筋开裂时的截面半径损失约为  $0.1\text{mm}$ ，对于承载力尚无影响，这已经是正常使用的极限状态。所以与使用年限终结相对应的耐久性极限状态，只能属于正常使用极限状态的范畴。但在实际工程中有一些特殊构件，比如高强预应力钢筋（钢绞线）和高强拉索，一旦发生应力腐蚀，腐蚀进程不易从构件的外表察觉，其破坏又呈高度脆性，这种因耐久性不足直接导致承载力失效的严重后果需要特别注意。

结构的使用年限可以通过修理延长，从可修复的角度看，也不能等到材料的劣化程度发展到很严重时再进行修理，这样将付出更大的代价，所以结构的使用年限又与结构的可修复性相关。

只有明确使用年限终结时的极限状态及其后果的严重程度，才能对耐久性设计提出恰当的要求。这种极限状态通常应与钢筋锈蚀或混凝土腐蚀到某一不可接受的适用性极限状态相联系，如以混凝土表面出现某种不能接受的损伤，或钢筋锈蚀导致混凝土出现顺筋开裂或裂宽达到某一限值作为极限状态。采取何种劣化程度作为极限状态，取决于结构的功能要求与重要性，还要考虑到可修复性的要求。

在本《指南》中，对于普通钢筋的碳化锈蚀，以钢筋出现锈蚀并持续发展到混凝土顺筋开裂作为使用年限终结时的极限状态，这时的构件承载力尚不至于受到削弱，仍能符合设计对承载力确定的最低可靠指标或安全储备的要求；对于氯盐引起的普通钢筋锈蚀，由于锈蚀后的发展速度很快，则以钢筋开始锈蚀作为使用年限终结时的极限状态。对于高强预应力钢筋或拉索的锈蚀，也以钢材一开始锈蚀就作为可接受的极限状态，并考虑到其脆断后果的严重性，需要采取更严格的措施如多重防护手段。对于钢筋混凝土的冻融损伤和化学腐蚀，则以混凝土表面不出现明显的损伤或不致明显削弱对钢筋的保护作用作为可接受的极限状态，否则就应在设计中额外加大混凝土截面的厚度或钢筋的混凝土保护层厚度。

与一般荷载作用下的结构承载力（强度）设计一样，结构的耐久性设计也必须要有相应的保证率或安全裕度。所以，结构及其构件的设计使用年限，并不是群体概念

上的均值使用年限。综合国外已有的一些研究资料，如果以适用性失效作为使用年限的终结界限，这时的寿命安全系数一般应在 1.8~2 左右，即如果设计使用年限定为 50 年，则达到适用性失效时的群体平均寿命应为 90~100 年左右；如果用可靠度的概念，到达设计使用年限时的适用性失效概率约为 5~10%，或可靠指标为 1.5 左右。如果使用年限结束时处于承载能力失效的极限状态，则寿命安全系数应大于 3。寿命安全系数在数值上要比构件强度设计的安全系数大得多，这是由于与耐久性有关的各种参数具有大得多的变异性。

**3.2.2** 我国的结构设计规范长期没有设计使用年限的要求。2002 年修订建筑结构设计规范才明确规定将建筑结构设计使用年限分成 4 类，即：临时性结构（1~5 年），易于替换的结构构件（25 年），普通房屋和构筑物（50 年），纪念性或特殊重要建筑物（100 年及以上）。这一规定与欧洲共同体的规范完全相同，但后者还规定了桥梁等各种土木工程结构物的设计使用年限均为 100 年。不久前颁布的我国的城市地铁设计规范规定地铁混凝土结构的设计年限也为 100 年。英国建筑物的设计使用年限分为临时（10 年以下），短寿命（不小于 20 年），中寿命（不小于 30 年），正常寿命（不小于 60 年）和长寿命（不小于 120 年）等 5 类，并可按用户要求确定专门的期限如 40 年或其它，并不象我国所规定的那么强制和固定。国际上对一般房屋建筑的设计寿命多在 50~75 年之间，重要建筑物和一般桥、隧等基础设施工程的设计使用年限多为 100 年。英国对一些典型土建工程设计使用年限的要求为桥梁 120 年，机场地面 15~20 年，工业建筑 30 年，海洋工程 40 年，一般房屋 60 年，法院监狱 100 年，国家机构与纪念性建筑 200 年。美国对桥梁的设计使用年限为不小于 75~100 年。1997 年修订后的日本建筑学会规范明确提出了建筑物的设计使用年限分为三个等级：1）长期等级，规定不需大修的年限约 100 年；2）标准等级，指多数建筑物如公寓办公楼等，规定不需大修的年限约 65 年，使用年限 100 年；3）一般等级的低层私人住宅，规定不需大修的年限约 30 年，使用年限 65 年。

出于节约资源和可持续发展的需要，考虑到桥、隧等生命线工程进行修理、拆除所带来的巨大经济损失和干扰，国际上对基础设施工程的结构设计使用年限有进一步延长的趋向。目前，我国的混凝土原材料资源已面临短缺，城市的建筑物与人口又非常密集，更需避免大规模的频繁修理、拆除与重建。因此，尽可能提高结构物的安全性与耐久性质量，延长结构物的使用年限，应该作为结构设计的重要指导原则之一。

结构的设计使用年限，通常指的是结构在技术性能上能够满足使用要求的期限，即技术使用年限。但工程的使用年限还往往取决于其它因素，如桥梁结构可因交通流量发展或车载增大而不能满足新的功能要求，或因大修所需费用过大不如拆除重建，这些由于功能和经济原因导致使用年限的终结，称为功能使用年限和经济使用年限，这种情况在我国当前的经济快速发展时期内尤为突出。所以结构设计应该充分考虑到今后长远发展的需要，在功能要求上也需有必要的贮备。

**3.2.3** 结构及其构件的使用年限可以通过维修延长，结构中的个别部件也不一定能够达到与结构设计使用年限相同的使用寿命。例如桥梁的寿命为 100 年，而桥梁中的拉索寿命一般定为 30 年，且在实际工程中往往不到 30 年就需要更换；有的预应力体系组件的保证使用年限仅有 40 年。所以对桥梁等露天结构来说，在结构的设计使用年限内需要对个别部件进行大修或更换并非异常。设计人应尽量避免结构在设计使用年限内进行大修、减少修理次数，并应在设计文件中和对工程的业主与管理方有明确的说明。

**3.3.1** 同一结构中不同构件的不同部位，应按其所处的局部环境条件进行设计，这种情况在室外工程中比较常见，如频繁使用除冰盐的桥梁中，桥面板的上部钢筋要考虑从路面层和防水层向下渗漏的盐水侵蚀，保护层厚度一般需要 60mm 以上，而桥面板的底面钢筋如无水或盐雾的侵蚀，底

部钢筋的保护层厚度就可小到 30mm。

**3.3.2** 本条着重提出混凝土结构耐久性设计中对设计文件的要求。重大工程和环境作用等级为 D 或高于 D 级的工程，必须进行详细的环境调查和勘察，包括工程附近既有建筑物在环境作用下的劣化现状，环境的温、湿度变化，冻融频度，以及地下水、土中腐蚀性物质的浓度等，并将环境调查与说明作为设计文件中的一个重要内容。由于结构耐久性与使用过程中的维护和修理密切相关，又在很大程度上取决于工程的施工质量，所以要在设计文件中专门列出对施工单位和对工程业主或运营管理单位的要求与说明。对于桥梁等基础设施工程，在设计文件中还应有工程全寿命成本的估计。美国政府鉴于基础设施受腐蚀的严重后果，为减少后期修复的高昂费用，制定了《联邦基础设施投资原则》法令，明确规定工程项目的投资成本应为工程整个使用年限内的一切费用，包含初期的建设投资和预期的维修费用。美国联邦公路局要求路桥设计中必须包括全寿命期的成本分析。虽然我国至今尚未制定类似法规，但全寿命成本分析作为耐久性设计的一个重要组成部分显然有其必要，尤其是工程的业主从本身利益出发，更应在合同文件中对设计单位提出全寿命成本分析的要求。

**3.3.3** 本《指南》基本上沿用传统的设计方法，即主要通过对混凝土材料的技术要求和保护层厚度等构造措施，来满足不同环境条件和不同设计使用年限的混凝土结构耐久性，要求设计人员在结构设计中能同时从耐久性的角度对混凝土材料和施工提出专门要求。我国现行的混凝土结构设计施工规范，未能充分考虑到耐久性的需要。例如，用于构件强度计算和标注于施工图上的保护层厚度，其最低要求在我国现行规范中为保护层最小厚度（minimum cover），其中就没有考虑保护层的施工允差对耐久性的影响。国外规范中用于结构计算和标注于施工图上的保护层厚度为保护层名义厚度（nominal cover），等于保护层最小厚度与保护层施工允差之和；也有称为保护层规定厚度（specified cover）或最小厚度的，但在取值上都已包含了施工允差的影响。保护层的施工允差，一般都取正负偏差相等（ $\pm \Delta$ ），欧洲规范规定的保护层允差对梁板为  $\pm 5 \sim \pm 15\text{mm}$ ，一般取 10mm；美国和加拿大规范规定的保护层允差对梁柱一般为  $\pm 12\text{mm}$ 。我国施工规范规定混凝土保护层厚度的允许偏差为梁、柱  $\pm 5\text{mm}$ ，板、墙、壳  $\pm 3\text{mm}$ ，实际上根本难以做到，所以在我国的施工质量验收规范中又将保护层的偏差放宽到梁柱 +10、-7 mm，板墙 +8、-5 mm。这些偏差对构件的强度或承载力来说影响轻微，但对耐久性却会造成致命损伤。碳化或氯盐引起钢筋锈蚀的时间近似与保护层厚度的平方成正比，如果保护层厚度分别为 40、30 和 20mm，则 -5mm 的偏差可使这一期限分别缩短 23%、31% 和 44%，对耐久性来说显然不能接受。施工养护不良通常不至于影响构件内部的混凝土强度，对整个构件承载力的损害不会太大，但养护不良会成倍降低表层混凝土的密实性或抗侵入性，从而成倍缩短其使用寿命。同样强度等级但原材料组分不同的混凝土，一般不会影响荷载作用下的构件承载力，但在特定的环境条件下，其耐久性可以迥异，比如在氯盐环境下，大掺量矿物掺和料混凝土抵抗氯离子侵入的能力要比同样低水胶比但不加矿物掺和料的硅酸盐水泥混凝土高得多。所以在结构的耐久性设计中必须提出混凝土原材料选择、混凝土水胶比、保护层厚度允差和混凝土养护等专门要求，并与施工和材料工程师紧密合作予以实现。

耐久性设计中还要为结构使用阶段的检测、维护、修复和部件更换准备好必要的条件。要设置检测和维修用的通道，易遭腐蚀的重要部位要留有观测和维修用的操作空间，为置换桥梁支座要在墩座与梁底之间留有安装千斤顶的位置并需核算起重时的墩座局部承载力，同时在设计文件中加以标注。

环境作用等级为 F 或 E 的结构构件，仅靠提高混凝土材料本身的耐久性质量和保护层厚度，有时仍可能满足不了所需使用年限的要求，需要采用防腐附加措施。各种防腐附加措施能够延长结构使用寿命的年限，可根据具体情况参照产品说明进行判断

和估计。这一延长的年限也应该是具有足够保证率条件下的期限。有的措施如混凝土防腐涂层可以每隔一定年限重复使用。对于环氧涂层钢筋，有的在应用时仅作为增加防锈能力的额外安全储备，有的则在结构使用寿命的预测计算中，认为环氧涂层不影响钢筋开始锈蚀的初始期限，但可延长钢筋锈蚀后的大修年限 14 年。环氧涂层钢筋的应用始于 70 年代中期，后在北美得到广泛应用，对其效果至今仍有争议，但从总体上看，环氧涂层钢筋用在桥面板等上部结构中的效果比较明显，所以美国联邦公路局推荐在桥面板中采用环氧涂层钢筋，但在潮湿或遇水环境下，环氧涂层与钢筋之间的粘结力有可能在很短的年限内丧失；此外，环氧涂层在钢筋运输和加工过程中易遭损伤，所以用于桥墩等下部结构的效果有时并不理想。阻锈剂作为一种重要的防腐蚀附加措施，能提高混凝土中氯离子引起钢筋锈蚀时的临界浓度；有资料介绍：不加阻锈剂时，混凝土中钢筋开始锈蚀的临界氯离子浓度约为 0.05%（用每方混凝土质量的相对比值表示），如在每方混凝土中加入 30%亚硝酸钙溶液 10、20 或 30 升（ $1/m^3$ ），就可将混凝土中的临界氯离子浓度分别提高到 0.15%、0.32%或 0.40%。混凝土浇筑成型中采用特殊织物衬里的透水模板，可以有效提高表层混凝土的密实性。

提高混凝土结构耐久性的根本途径是增加混凝土本身的密实性和钢筋的混凝土保护层厚度。类似环氧涂层、混凝土表面浸涂、阻锈剂等手段只能作为附加措施，因其本身的寿命都不及混凝土。所有这些防腐蚀附加措施，也只有用在耐久性良好的密实混凝土中才能起到应有的作用。在极端严酷的环境作用下，阴极保护可作为重要工程阻止钢筋锈蚀的最终手段。

表 3.3.3 中标明了需要或可能需要采用防腐蚀附加措施的情况，所对应的混凝土最大水胶比和钢筋的混凝土保护层最小厚度等防护要求为本《指南》中（见第 4 和第 5 章）提出的最低要求。

3.3.4 结构的类型与布置方式可对混凝土的耐久性产生较大影响。比如氯盐环境下采用连续的桥面板结构在支座处没有连接缝，下部结构就能避免来自连接缝处渗漏雨水的侵蚀，而简支的桥面结构则相反。桥面体系的横向预应力也能起到密闭纵向连接缝的作用。体外预应力组件便于检查和更换，对保证结构的使用年限比较有利。

提高混凝土材料的密实性和抗裂性，改善混凝土内粗骨料与水泥浆体之间的薄弱界面和水化产物的微结构，阻挡和延缓水分、气体以及氯离子等各种有害物质侵入混凝土内部，最根本的手段，就是降低混凝土的拌和水用量和水胶比并在混凝土中掺入矿物掺和料。需水量较低的矿物掺和料如粉煤灰还有改善混凝土拌和料工作性、降低水化温升等有利作用。大掺量矿物掺和料还能明显抑制混凝土碱-骨料反应和硫酸盐腐蚀。矿物掺和料在耐久混凝土中的应用不能简单地等量取代，而是作为混凝土配合比中除水、水泥、骨料之外的第四个必须组分。加入引气剂不仅是混凝土抗冻的必要手段，而且能提高新拌混凝土的工作性和硬化后混凝土的耐侯性。

**3.3.5~3.3.6** 新三级钢 HRB400 的设计强度为  $360N/mm^2$ ，强度价格比高，延性好（ $\delta_s \geq 12\%$ 、 $\delta_{gt} \geq 10\%$ 、 $\sigma_b/\sigma_s \geq 1.25$ ），可用于抗震结构及塑性设计，且规格齐全，直径 6、8、10mm 的细钢筋直至 50mm 的粗钢筋均已能大量供应，锚固、可焊性、施工适应性等其他性能也均良好。使用 HRB400 可以降低配筋率，减少施工工作量，应大力推广。

预应力筋的锈蚀有可能导致结构的突然破坏，事先又不易发现，在耐久性设计中必须予以特别重视，并宜采取多重的防护手段。对于可能遭受氯盐侵蚀的预应力混凝土结构，预应力筋、锚具、连接器等钢材组件可采用环氧涂层，后张预应力体系的孔道管（导管）应具有密封性能，不应使用金属螺旋管，宜采用有良好密封性能的高密度塑料波形管。锚固端的构造应能完全阻止水的渗透，采用浆体封堵和绝缘密封罩等多项措施与外界隔绝，还要采取措施避免雨水或渗漏水与锚固

端的外表面接触。孔道灌浆材料和灌浆方法要事先通过试验、论证，尽可能降低浆体硬化后形成的气孔，并宜采用真空灌浆技术。采用预应力连续梁，将预应力锚固端置于混凝土隔板或隔墙的构造形式有助于减轻环境的侵蚀作用。

**3.3.7** 混凝土材料的密实性会随着龄期增长而提高，早期混凝土的内部结构发育尚不完全，抗氯盐侵入和抗冻能力均比较差。在可能情况下，氯盐环境中的混凝土构件宜采用预制，大尺寸现浇构件也可采用预制混凝土外模，这样可以避免早期接触氯盐。此外，还可在早期混凝土的表面涂上一层临时性的密封剂或防护涂层，在混凝土尚未充分成熟的半年龄期或一年龄期内，隔绝氯盐对早期混凝土的影响。

**3.3.8~3.3.9** 影响混凝土结构耐久性的因素非常复杂，有的因素不可预见。对氯盐等严重环境作用下的结构，必须进行定期检测，力争早期发现。在钢筋尚未普遍锈蚀前及早采取补救措施。依靠目测发现顺筋开裂往往已为时过晚，需付出更大的代价。

由于在设计阶段难以准确估计工程竣工后混凝土材料的实际质量以及所处环境的实际作用程度。要比较可靠地估计结构的使用年限，还必须依靠结构使用过程中的现场实测结果进行推断。对氯盐作用下的重要工程，可在竣工后每隔1~2年连续几次测试保护层不同深度上的氯离子浓度分布，求出随时间变化的氯离子表观扩散系数 $D_a$ （参见2.2.5条和附录C）和表面氯离子浓度，进一步估计可能的使用年限。

利用材料劣化的计算模型对结构的设计使用年限进行预测，宜结合工程规划或初步设计阶段的专项研究项目进行，可委托专业机构完成。不同的模型算式以及在模型参数选择上的差异，都能导致计算结果的重大差别，所以重要的大型工程宜委托不同机构分头进行以便于比较和校核。需要注意的是，结构的设计使用年限必须具有适当的保证率或安全裕度。

## 4、混凝土材料

**4.0.1** 长期以来，混凝土的质量常以28天强度作为主要衡量指标，并在工程界逐渐形成了单纯追求强度的倾向，为了有利于混凝土的强度，常采取加大水泥用量和排斥使用粉煤灰等矿物掺和料和引气剂等做法，这些均对混凝土的耐久性带来负面影响。对于现代混凝土来说，提高强度比较容易，而耐久性则急待改善。为此，设计人员需要深入了解耐久混凝土的特点及其配制的一般原则。以下对混凝土原材料的选用作一简单介绍。

### 1、水泥

按国家标准规定，我国通用的硅酸盐类水泥有六个品种。1) 硅酸盐水泥，有两个型号PI和PII，PI不掺任何矿物混合材料，PII允许有不超过5%的矿物混合材料；2) 普通硅酸盐水泥，允许以5%~15%的矿物混合材料等量取代硅酸盐熟料；3) 矿渣硅酸盐水泥，在生产水泥时允许以20%~70%的粒化高炉矿渣作为矿物混合材料等量取代硅酸盐熟料，由于矿渣硬度比熟料大，共同磨细时，水泥中的矿渣颗粒较粗，矿渣的潜在活性不能充分发挥；4) 火山灰质硅酸盐水泥，允许有20%~50%的火山灰质材料作为矿物混合材料等量取代熟料；5) 粉煤灰硅酸盐水泥，允许有20%~40%的粉煤灰作为矿物混合材料等量取代熟料，粉煤灰也属于火山灰质材料，但因其需水量小、抗裂性好，不同于其他火山灰质材料，故单列一个品种；6) 复合硅酸盐水泥，用两种以上矿物混合材料以总量20%~40%取代硅酸盐熟料。

当用户使用加有矿物混合材料的水泥时，往往不清楚混合材料的具体品种、数量、质量与粉磨工艺，所以为了有效控制混凝土的质量并发挥矿料的作用，在配制耐久混凝土时宜采用硅酸盐水泥，并将矿料以掺和料的形式作为配制混凝土时的单独组分加入混凝土拌和料中。但当工程的水泥用量很大时，最好由生产水泥的厂家根据用户的订货要求，直接供应所需矿物品种和掺量并满足规定性能指标的水泥，

以降低混凝土配制过程中的复杂程度。

硅酸盐水泥由水泥原材料烧制的熟料与适量石膏（硫酸钙）磨细而成，熟料中的主要成分有硅酸三钙( $C_3S$ )，硅酸二钙( $C_2S$ )，铝酸三钙( $C_3A$ )和铁铝酸四钙( $C_4AF$ )等。 $C_3S$ 是水泥早期强度的主要来源，水化速度较快，水化发热量较大。 $C_2S$ 是水泥后期强度的主要来源，水化速度很慢，水化发热量最小。 $C_3A$ 的水化最快，水化放热量最大，水化物强度最低、干缩最大。同一品种和强度等级（28天强度）的水泥，由于熟料中 $C_3A$ 和 $C_3S$ 含量、水泥细度、 $SO_3$ 含量、碱含量的不同，其与水发生作用后的流变性能与释放的水化热，以及硬化后的早期强度、后期强度增长率、抗裂性以及抗化学腐蚀等性能都会有较大差别。不同厂家生产的水泥产品，甚至同一厂家的不同批产品，性能上可有很大差异。相同品种和强度等级的水泥，在同样的配合比和试验条件下，进行抗裂性试验得出的开裂时间和开裂宽度能相差一倍的并不少见。

选择水泥时不能以强度作为唯一指标，不能认为强度高的水泥就一定好。发达国家的水泥标准中，对于某一等级的水泥不仅规定了强度最低值的要求，而且对最高值也有限制，强度超过规定值的同样不合格。我国水泥标准中对于各个等级的水泥都没有强度最高值的限制，不利于全面控制水泥的质量特别是耐久性质量。国内一些企业在目前的生产工艺条件下，提高水泥强度的主要手段只是增加水泥中的 $C_3A$ 与 $C_3S$ 含量以及提高水泥细度，导致水泥的水化速率过快、水化热大、早期强度发展过快过高、混凝土的微结构不良、收缩大、抗裂性下降、抗腐蚀性差。实践表明，早期强度很高的混凝土，有些在14天以后的强度几乎不再增长，长期强度甚至还有可能倒缩。水泥中 $C_3A$ 的3天水化热量分别约为 $C_3S$ 的3.7倍和 $C_2S$ 的17.7倍，7天水化热量则分别约为 $C_3S$ 的7倍和 $C_2S$ 的37倍； $C_3A$ 的收缩率大约是 $C_3S$ 和 $C_2S$ 的3倍；而环境中的化学腐蚀物质对混凝土的侵蚀对象主要就是水化 $C_3A$ 和硅酸盐水化产物中的 $Ca(OH)_2$ 。

限制水泥的含碱量，主要是为了防止混凝土发生碱-骨料反应。但工程实践发现，不管是否有活性骨料存在，高含碱量引起的收缩能使混凝土开裂。美国垦务局的R.Burrows对此做过大量工程调查和试验研究，发现在有的采用活性骨料和高碱水泥并经长期使用后出现开裂的露天混凝土板中，开裂处没有碱-骨料反应产物，混凝土也没有膨胀，说明开裂是由于高含碱量引起的收缩而非碱-骨料反应。其他国家也有类似的研究和工程报道。Burrows建议，为防止混凝土开裂，水泥中的碱含量应不超过0.6%  $Na_2O$ 当量。近年来在工程实践中又发现，如果含碱量太低，在坍落度较大（如大于160mm）的新拌混凝土中会使泌水性增加。当使用较大掺量的矿物掺和料，或水泥中的 $C_3A$ 含量或同时 $C_3S$ 含量也低时，水泥中的含碱量上限可适当放宽。

强度和原材料组分相同但配比不同的混凝土，其中性能最优的一般应是硅酸盐水泥用量最少的一种。尽可能降低胶凝材料中的硅酸盐水泥用量，是为了减少水泥用量大所带来的负面影响并适当加大矿物掺和料的用量。但在较高水胶比的混凝土中，硅酸盐水泥的用量也不能过低，否则混凝土在大气中很容易碳化。

混凝土早期强度发展越快，对长期性能越不利，也越易发生早期开裂，所以要慎用早强水泥。为了强度保险而多用水泥，同样会对耐久性带来不良后果。

2、骨料。我国混凝土质量不如欧美等发达国家的重要原因之一，在于对骨料粒形和级配的不够重视和骨料的质量较差。虽然我国也有骨料产品质量的强制性标准，但是目前生产供应的骨料很少有真正符合标准的。和水泥一样，在骨料的质量中，我国工程界比较看重的只是与混凝土强度有关的骨料强度和含泥量等指标，而忽视骨料

粒形和级配的重要性，以为后者不过是多费点水泥的问题，甚少从耐久性的角度去重视骨料质量。一般天然骨料的强度，对于常用的混凝土强度等级（C70 以下）来说其实是足够的，而骨料的其他性能如吸水率、热膨胀系数等对混凝土耐久性则有重要影响。吸水率大的骨料，配制的混凝土会有较大的长期收缩，影响混凝土的抗裂性。砂岩骨料的吸水率可为石灰岩和石英岩的 20 倍左右，配制的混凝土 1 年收缩率约为后者的 4 倍和 3 倍。与卵石相比，碎石混凝土的骨料与浆体的界面有较好的结合，抗裂性也好些。粗骨料的最大粒径较小时，混凝土的抗渗性提高，当耐久性作为主要因素考虑时，骨料的最大粒径宜取小些。

粗骨料的级配和粒形不好，必然要加大混凝土的胶凝材料总量和用水量，不仅增加混凝土收缩，而且会增加混凝土的渗透性和有害物质侵入混凝土中的扩散系数。为了提高耐久性，必然要同时采用低水胶比和低用水量。西方发达国家混凝土的用水量都较少，先进的混凝土技术可将用水量减少到  $130 \text{ kg} / \text{m}^3$  以下并依然有很好的泵送性，其中的一个关键就是骨料的级配和粒形好，不存在粗骨料的针、片状颗粒问题。所以配制耐久混凝土的骨料应经过粒形和级配的严格选择，尽可能拒绝采用颚式破碎机生产的粗骨料。

粗骨料石子即使在采石场加工后有好的级配，但在运输过程中也会遭到破坏。西方国家多采用分级供应石子，到搅拌站再进行级配。改变我国现有的骨料生产方式，除管理部门应当采取措施外，用户本身也要提出需求。

3、矿物掺和料。使用矿物掺和料首先是为了混凝土耐久性的需要，而不是单纯地出于降低混凝土成本。认为强度较高的混凝土不能使用大掺量矿物掺和料，这其实是一种误解。例如美国加州大学曾在一幢 6 层楼的剪力墙和基础的加固工程中，分别用  $160 \text{ kg} / \text{m}^3$  水泥、 $195 \text{ kg} / \text{m}^3$  粉煤灰（粉煤灰掺量 67%）和  $195 \text{ kg} / \text{m}^3$  水泥、 $195 \text{ kg} / \text{m}^3$  粉煤灰（粉煤灰掺量 50%）配制混凝土，用水量只有  $118 \text{ kg} / \text{m}^3$ ，28 天抗压强度分别达到相当于我国立方体强度 37.6 MPa 和 45.9 MPa。清华大学在深圳地铁足尺模型试验中，用 45% 粉煤灰、10% 矿渣和 45% 硅酸盐水泥配制的混凝土，胶凝材料总量 400kg，各组试件 28 天强度均在 54 MPa 以上。

低水胶比的矿物掺和料混凝土，其优良性能往往受到现行标准试验方法的掩盖而不能体现。例如粉煤灰混凝土的强度发展较慢，对温度和湿度比较敏感，对它采用与普通水泥混凝土相同的标准试验方法成型、养护并检测其强度、抗冻和抗盐冻的性能，往往会给出不符合实际的结果。在实际工程中，普通硅酸盐水泥混凝土在养护时的温度较高，其 28 天强度实际要低于室内标准养护得出的强度，而掺粉煤灰的混凝土正好相反。大量工程现场调查都表明，粉煤灰混凝土的室内标准试验结果和现场条件下的表现缺乏一致性，比如室内快速抗冻标准试验结果认为抗冻性不良的粉煤灰混凝土，在现场的严酷冻融环境条件下却表现良好。但是大掺量矿物掺和料混凝土的水胶比必须要低

4、引气剂。引气剂在混凝土中产生大量的球形微孔（孔径多小于  $200 \mu \text{m}$ ），这些均布的微小封闭气孔可阻断混凝土中连通的毛细孔隙通路，降低毛细水的渗透作用，并可吸收、缓冲因冻融或化学腐蚀等原因所造成的混凝土内部膨胀压力。这类气孔不同于混凝土施工中因搅拌或震捣不当而裹入的不规则大孔气泡或甚至开放的气孔而成为混凝土中的缺陷。引气剂在欧美、日本等国家的使用非常普遍。引气的最主要作用是为了提高普通混凝土的抗冻性，当有除冰盐时可减少盐冻引起的表面剥落，此外可显著提高混凝土抗硫酸盐腐蚀的性能，减少由碱-骨料反应引起的膨胀。掺用适量引气剂还可改善混凝土的施工性能，减少泌水，降低需水量和混凝土的热扩散性。含气量每增加 1 个百分点，抗压强度约降低 4~5%，抗折强度降低 2~3%。但引气后可

减少用水量，故有可能通过降低水胶比而保持混凝土的原有强度基本不变。

5、拌和水。尽量降低混凝土拌和水用量，可以同时达到低水胶比和低浆体用量的要求，能多方面体现耐久性的需要。

**4.0.2~4.0.4** 提出最低强度等级与最大水胶比的限制，是混凝土设计施工标准中为保证混凝土耐久性的常用做法。本《指南》用胶凝材料用量取代水泥用量，用水胶比取代水灰比作为控制混凝土耐久质量的一个主要指标。在以往按强度设计的混凝土配合比设计方法中，首先是按混凝土强度等级计算水灰比；而现在按耐久性要求的设计方法中，首先要根据环境作用等级选择水胶比。对于环境严重作用下的构件和一般环境下的受弯构件，如能满足本《指南》表 4.0.2 的最大水胶比要求，则混凝土的强度对于构件的承载力设计来说一般都是足够而且有余的。

混凝土的强度等级与耐久性之间并不一定存在相关性，比如在硅酸盐水泥中掺入粉煤灰并保持水胶比不变，则 28 天强度往往有所降低，而抗氯盐侵入的能力却能成倍增加；在混凝土中加入引气剂后，强度也会受到影响，但抗冻融等多种耐久性能有极大改善。很高强度的混凝土，水胶比（水灰比）很低，如果硅酸盐水泥用量又较大，不但倾向于开裂，而且工作性往往较差，反过来又会对混凝土的耐久性能带来负面影响。所以有些学者并不赞成将混凝土的强度作为控制混凝土耐久性的一个指标。但在混凝土原材料保持不变的前提下，强度的高低也能在一定程度上反映混凝土水胶比的大小与密实性。由于强度仍是工程现场检验混凝土质量的最简便方法，而且对混凝土水胶比与密实性的测定相当复杂，不可能列为常轨的检验项目，所以将强度作为耐久性质量控制的内容之一仍然有其需要。耐久混凝土中常常掺有较多的矿物掺和料，混凝土的强度发展相对较慢，为了控制早期混凝土所需的养护期限，也需要通过强度的测定来反映混凝土的水化和成熟程度。所以，本《指南》仍以混凝土的强度和水胶比作为综合表达混凝土材料耐久性的两个最重要的指标，两者合在一起对耐久性进行双控；此外，针对不同环境类别，对胶凝材料的适用品种与用量范围作了限定。

过大的水胶比（水灰比）特别不利于加有较多矿物掺和料的混凝土，并严重影响其强度与耐久性。与硅酸盐水泥相比，胶凝材料中的粉煤灰和矿渣对混凝土强度的贡献受水胶比的影响较大，尤其是粉煤灰对水胶比更为敏感。只有在低水胶比（如小于 0.4 或 0.42）的前提下，粉煤灰的作用才得以充分发挥。对于普通硅酸盐水泥混凝土也要强调水灰比的限制。目前我国常用硅酸盐水泥的实际活性要比 20 多年前高出约两个等级，比如现在的 42.5 水泥大体相当于水泥标准修订前的 525 号水泥，又相当于 1979 年以前硬练标准的 600 号水泥。因此配制相同强度等级的混凝土，现在的水灰比就会增大而不利于混凝土的耐久性。由于水泥强度提高，要想配制出强度低于 25 或 30Mpa 而同时又要水胶比不能高到影响耐久性的混凝土实际上是不可能的。所以本《指南》不推荐 C20 或 C25 那样的混凝土用于设计中需要考虑环境作用的配筋混凝土。除了长期浸没于水中的构件外，配筋混凝土使用的混凝土强度等级不宜低于 C30。

混凝土中浆体的密实性通常要低于粗骨料，因而减少单方混凝土中胶凝材料用量有利于降低混凝土的渗透性并能减少混凝土的收缩量，所以必须有胶凝材料最高用量的限制。我国在低水胶比混凝土的胶凝材料用量上过去一直偏高，甚至有高到  $550\text{kg}/\text{m}^3$  以上的，其主要原因在于骨料的级配不良。一些国家的规范对混凝土胶凝材料用量都有限制，如美国用于桥梁设计的 AASHTO 规程中规定胶凝材料用量不应超过  $475\text{kg}/\text{m}^3$ 。但如果浆体用量不足，不能充分填充骨料间的间隙，也会影响混凝土密实性，所以又需有最小用量的限制。不过这个问题在我国的工程实践中一般并不存在，凡是满足强度要求的混凝土配比中，胶凝材料的用量几乎都会超过最小用量的要求。

将拌和水的最大用量作为宏观控制混凝土耐久质量的一种指标，有可能比用最大水

胶比（水灰比）更为适宜。依靠水胶比的控制尚不能解决混凝土中因浆体用量过大而引起收缩和水化热增加的负面影响；减少浆体量，增加骨料所占的比例，又是提高混凝土抗渗性或抗氯离子扩散性的重要手段。如果控制拌和水用量，则可同时控制浆体用量（浆骨比）和水胶比。但是，将拌和水最大用量作为质量控制指标的工程经验和研究积累还很少，尤其国内目前供应的骨料级配与粒形普遍很差，不得不用过量的浆体填充，所以本《指南》仍以水胶比作为混凝土耐久性要求的最主要综合指标。为了保证重要工程的耐久性质量，应该同时对混凝土拌和水的用量作出限制，对于水胶比很低的混凝土一般不宜超过  $150\text{kg}/\text{m}^3$ ，这就需要从以下几个方面采取措施：选用具有良好级配和粒形的粗骨料，尽可能降低骨料中的含泥量，采用优质外加剂和低需水量的矿物掺和料，降低混凝土拌和料的温度。在日本的标准中，要求各种混凝土的每方用水量最多不超过  $175\text{kg}$ 。

有关水灰比和水胶比的定义，在有关的规范和文献中多有不同并引起混淆。我国现行混凝土结构设计规范中用的是水灰比  $w/c$  (water to cement ratio)，从字面上看应该是混凝土拌合水与水泥的重量比，后者应该包括硅酸盐水泥和粉煤灰水泥、矿渣水泥等混合水泥，但并没有明确配制混凝土时加入的矿物掺和料是否算水泥。按理讲，矿物掺和料应该算作水泥，因为生产混合水泥时加入的粉煤灰和矿渣等矿物混合材料已作为水泥的一个部分。英国的混凝土结构设计规范也用水灰比，并明确注明矿物掺和料一起计入水泥。所以这样的水灰比应该叫水胶比  $w/B$  (water to binder ratio) 更为明确，其中的水泥和矿料都同样按足量计算。在美国的规范中，一般用的是水胶比，胶凝材料中的水泥和矿物掺和料也一起按足量计算，如果是水灰比，则常用 ASTM I 型到 V 型水泥均为硅酸盐水泥 (portland cement)。本《指南》用水胶比  $w/B$  取代水灰比，定义见 2.1.17 条，明确规定粉煤灰、矿渣、硅粉等具有潜在水硬性的矿物掺和料可以足量计入胶凝材料，但石灰石粉那样的无活性掺和料不能计入胶凝材料。欧洲许多国家规范和欧洲规范中所用的水灰比  $w/c$ ，实际上是有效水胶比，其中容许将粉煤灰等活性矿物掺和料的用量乘上一个系数  $k$  并限量计入水泥，如对粉煤灰取  $k$  等于  $0.2\sim 0.4$ 。这样，对于配比为水泥  $300\text{kg}$ 、粉煤灰  $100\text{kg}$ 、水  $160\text{kg}$  的混凝土来说，按照本《指南》和英、美、加拿大等规范计算的水胶比或水灰比是  $0.4$ ，而在其他欧洲国家规范和欧洲规范计算的水灰比则为  $0.5$  (当粉煤灰  $k=0.2$ ) 或  $0.47$  ( $k=0.4$ )。如按我国规范计算，水灰比应为  $0.4$  (矿物掺和料应计入水泥)，但也可以误为  $0.53$  (如果不计矿物掺和料)。所以，在参考国外规范的最大水灰比 (或水胶比) 限值并与其比较时，必须考虑到上述差异。

《指南》表 4.0.2 中对混凝土最大水胶比与最低强度等级的要求，基本上与国外的一些规范相近并比我国规范规定的要高。如干湿交替下碳化引起钢筋锈蚀在欧洲规范 (50 年设计年限) 中为  $0.50$ 、C37，英国 BS8110 混凝土结构设计规范 (60 年设计年限) 中为  $0.55$ 、C40 (保护层厚度  $40\text{mm}$ ，如果为  $30\text{mm}$  则需  $0.50$ 、C45)，美国 ACI 规范对于接触水的低渗透性混凝土为  $0.50$ 、C35。对于严重冰冻，欧洲规范规定  $0.50$ 、C37，英国规范规定  $0.50$ 、C45 (保护层厚度  $40\text{mm}$ )，美国 ACI 规范规定  $0.45$ 、C40，AASHTO 规程对桥梁结构的一般构件规定  $0.45$ 、C35，以上均为引气混凝土；对于轻度冻融冰冻，欧洲规范规定  $0.55$ 、C37 (非引气)，英国规范规定  $0.55$ 、C40 (非引气、保护层厚度  $40\text{mm}$ )。对于海水浪溅区和除冰盐环境，ACI 规范规定为  $0.40$ 、C45，欧洲规范为  $0.45$ 、C37 (除冰盐) 和  $0.45$ 、C45 (浪溅区)。对于海洋和近海环境，在我国海港混凝土工程防腐规范的说明中，对国际上多种规范所规定的混凝土水胶比有详细的比较和介绍。规范等各种技术标准中对于混凝土最低强度等级与最大水胶比的规定，实际上还与保护层最小厚度的规定有联系。

仅凭混凝土的最大水胶比和最低强度等级对混凝土材料的耐久性进行控制尚嫌不足，原因是不同的胶凝材料在不同的环境类别下对材料耐久性的影响与作用可有很大差别。例如在碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下，混凝土的水胶比通常较高，就要限制粉煤灰等矿物掺和料的用量以免混凝土过快碳化；在氯盐引起钢筋锈蚀环境下，必须采用低水胶比混凝土，因而不会出现快速碳化问题，这时就要采用大掺量矿物掺和料，因为单纯用硅酸盐水泥配制的混凝土，抗氯盐侵入的能力较差。英国标准 BS8500-1:2002 规定，对于海水浪溅区混凝土，当混凝土最大水灰比 (或水胶比) 为  $0.4$  时，如果不加矿物掺和料，需要的混凝土最低强度等级为 C50，保护层最小厚度

50mm 加施工允差；如果是大掺量矿物掺和料混凝土，需要的最低强度等级降为 C40，保护层最小厚度也降为 40mm 加施工允差。所以，本《指南》针对不同的环境类别，又在表 4.0.3 中对胶凝材料的适用品种与用量范围作了限定。

如果设计施工中选用的混凝土胶凝材料及其用量超出了限定范围，《指南》中提出的混凝土最大水胶比、最低强度等级、胶凝材料最小用量以及保护层最小厚度等规定就可能不再适用，必须另行研究确定。

**4.0.5** 混凝土的抗裂性对于抵抗环境作用侵蚀甚为重要，我国现行标准中还没有对水泥（胶凝材料）或混凝土抗裂性检验的规定。通过传统的混凝土干燥收缩试验所获得的收缩数据，并不能全面评价混凝土的抗裂性能，因为后者还取决于混凝土的抗拉强度、弹性模量特别是徐变或约束状态下的应力松弛能力。采用收缩时受约束的环形试件和平板试件来评定混凝土的抗裂性可在一定程度上克服这些缺点，而且方法简便，但不能用作定量分析，只能用于不同原材料和配比混凝土之间的相对比较。

本《指南》参考国内外正在推行的具有较好效果的两种抗裂性试验方法，列在附录 A 内推荐使用，希望通过试行能积累数据，为进一步制定标准做好准备。附录 A1 用于测定水泥或胶凝材料的抗裂性。这种圆环测试方法最早是美国 R. L. Blaine 使用的，叫做环收缩试验，用于检测和选择水泥。现在列在附录 A1 的试验方法是根据 S. P. Shah 的方法经过计算改进的，并编制了程序与计算机连接，能自动量测并记录应变的发展。但是即使不用自动量测也可通过观察进行比较。该方法可用于砂浆或净浆，测出的试件开裂包含了自收缩和干燥收缩在内的影响，但无法分离出不同的收缩。这种试验也可以推广于混凝土，不过要加大环形试件的直径和截面尺寸。

附录 A2 是根据日本笠井芳夫提出的用约束平板试件进行混凝土抗裂性试验的方法。这个方法简单易行，原理也较清楚，主要用于评价混凝土的塑性收缩，其中的评价准则中有定量指标，但有些还不是很清楚，例如如何定义“非常细的裂纹”，如何计算“开裂面积”等较难掌握。平板试件如经过一定时间的养护再进行抗裂性试验，也可反映干燥收缩和自收缩对开裂的影响。我国已有一些研究单位和工程现场试用过类似尺寸的约束平板试件做试验，取得很好效果。

4.0.7 ~ 4.0.8 非引气混凝土的抗冻性能主要与强度和水胶比有关，浆体含量对抗冻性也有一定影响，但即使是 C60 级那样的高强混凝土，在严重的冻融条件下也难免冻蚀，只有水胶比非常低、强度高达 C80 那样的超高强混凝土才是例外。所以，只有引气才是提高混凝土抗冻能力的最有效手段（参见 3.1.3 条的条文说明）。如果冻融作用不很严重，也可采用不引气的一般混凝土，这时的混凝土强度等级不应低于 C40。矿物掺和料对混凝土抗冻性也有影响，宜通过试验确定。通常情况下，掺加硅粉有利于抗冻；在低水胶比前提下，适量掺加粉煤灰和矿渣对抗冻能力影响不大，但应严格控制粉煤灰的品质，特别要尽量降低粉煤灰的烧失量，后者对含气量有很大影响。

引气混凝土的抗冻要求常用新拌混凝土的含气量表示。冻融越严重，要求的含气量也越大，但过大的含气量损害强度，所以混凝土的含气量应控制在所需量值的一定误差范围内。混凝土的含气量是气泡占混凝土体积的份额，气泡只存在于浆体中，混凝土中的浆体体积一般随骨料最大粒径增大而减少，所以混凝土所需的含气量也应与骨料的粒径有关。

引气混凝土的抗冻效果除与含气量大小（通常 4~7%）有关外，尚取决于气泡直径的大小及其分布。所以含气量作为抗冻指标并不总能很好反映混凝土的抗冻性。相反，引气混凝土的其他参数如气泡间隔系数，气泡比表面积、单位长度的气泡个数等，则能全面反映气泡的数量与直径，但测定方法复杂，不可能作为新拌混凝土现场合格验收的指标。在北美，认为具有良好抗冻性能的引气混凝土，其气泡间隔系数应不大于  $200\ \mu\text{m}$ ，气泡的比表面积应不小于  $24\ \text{mm}^2$ ，每 10mm 长的气泡数应在 0.59~0.79 倍的含气量百分数之间。在北欧，对引气混凝土的质量要求有的并不是用含气量表示，

而是规定浆体内不同气泡的体积与气泡系的比表面积；例如丹麦具有 100 年设计寿命的 Great Belt Link 跨海桥隧工程，规定：1) 浆体内的粗气泡（指混凝土浇筑振捣过程中裹入的气泡）含量不超过 7%，2) 引气发生的气泡（定义为弦长小于 0.35mm 的气泡）应在浆体的 8%~20% 之间，3) 气泡系的比表面积应大于  $25\text{mm}^{-1}$ 。国外的多数标准一般规定含气量，并附加提出气泡间隔系数的要求，后者可在混凝土实验室试配和现场混凝土取样时制作试件测定。混凝土中掺入引气剂后，在混凝土内形成大量封闭的、直径在微米数量级的均布微细球形气泡，可切断连通的毛细孔，能缓冲混凝土中的水冻结或化学腐蚀而产生的膨胀压力。气泡间隔系数是混凝土引气后形成的各个气泡边缘之间的距离平均值，反映气泡的数量。美国标准规定抗冻混凝土的气泡间隔系数不得小于  $200\mu\text{m}$ ，德国规定为  $250\mu\text{m}$ 。

现场混凝土的含气量受混凝土输送、振捣和施工环境条件等影响，国内外的经验都表明，为了保证引气质量，必须要从现场混凝土取样测试而不能单纯依靠实验室内制作的试件。重要工程要同时有新拌混凝土的含气量测试和硬化混凝土的含气量、比表面积和气泡间隔系数等的测定。对新拌混凝土，每车预拌混凝土到现场后就取一个试样，然后等混凝土浇筑就位刮平后再立即从表层混凝土中取样（每 10 车混凝土一个）；硬化混凝土从顶面取芯样，如果连续测试满足要求，可以免除继续对硬化混凝土的测试。

**4.0.9 混凝土的抗冻性评价可用多种指标表示，如用标准试验条件下经反复冻融后混凝土试件的动弹模量损失、质量损失、长度增加或体积膨胀等。多数标准都采用动弹模损失或同时考虑质量损失来确定抗冻级别，但所有这些指标都只能用来作为抗冻性能的相对比较，而不能与实际工程在某种环境条件下的使用年限预测相联系。现在在国内外比较通用的是以美国 ASTM C666-86A 标准试验方法为基础的快速冻融循环试验结果进行评定。在这一 ASTM 标准中，规定对混凝土试件进行 300 次快速冻融循环，定义 300 次循环后的动弹模损失（即与初始动弹模的比值）为抗冻耐久性指数 DF。在北美，认为有抗冻要求的混凝土，DF 值需大于和等于 60%。对于年冻融次数并不剧烈或饱水程度不很高的现场混凝土来说，这一要求可能偏高。**

我国现行规范用抗冻等级或抗冻标号作为混凝土抗冻性能指标。在水工、公路等规范中，定义快速冻融试验动弹模降到初始值 60% 或质量损失到 5%（两个条件中只要有一个先达到时）的循环次数作为抗冻等级。所以水工和公路规范中的 F300 就表示 300 次循环后动弹模降到初始值 60%，相当于抗冻耐久性指数  $DF = 60\%$ 。如果在 300 次循环前试件的动弹模已降至初始值的 60% 或质量损失到 5% 且此时的循环次数为 N（ $N < 300$ ），并定义这种情况的抗冻耐久性指数为： $DF = (N/300) \times 60\%$ ，则水工和公路规范中的 F200 就相当于  $DF = 40\%$ 。我国港口和水运规范对混凝土的抗冻指标也用抗冻等级表示，但却以动弹模降到 75% 时的循环次数作为抗冻等级，相当于耐久性指数  $DF = 75\%$ ，所以同样是 F300 混凝土，其抗冻性能要比水工和公路规范中高得多。

在日本土木学会的混凝土标准中，规定快速冻融试验后的动弹模与初始值的比值即抗冻耐久性指数应不小于：1) 气候剧烈反复变化时，对于多次接触水或高度饱水的场合为 70%，一般场合为 60%；2) 气候反复变化不剧烈时，对于多次接触水或高度饱水的场合与一般场合均为 60%；3) 对于厚度小于 20cm 的薄壁构件，不分气候剧烈变化程度，在多次接触水或高度饱水的场合为 85%，在一般遇水场合为 70%；4) 对重要结构物，以上比值应乘系数 1.1。

据中国水科院曹建国、李金玉等的研究，采用强度等级 32.5 水泥、 $W/C \leq 0.45$ ，以及强度等级 42.5 水泥、 $W/C \leq 0.50$  的混凝土，如含气量不小于 4~5%，气泡间隔系数

不大于 300 $\mu\text{m}$  的普通混凝土，其抗冻等级（按水工规范规定）均可达到 F300 即 DF 为 60% 的要求，属高抗冻混凝土；而采用强度等级 52.5 水泥、W/C $\leq$ 0.4、含气量 5%、气泡间隔系数 $<$ 300 $\mu\text{m}$  的混凝土，抗冻等级可达 F600 以上，其在 300 次循环后的动弹模约降低到初始值的 92~96%，即 DF 达 95% 左右，而 600 次循环后的动弹模仍可保留约 90%，属超抗冻混凝土。他们还认为，即使气泡间隔系数大到 300 $\mu\text{m}$  的混凝土，有时也能满足 300 次快速冻融循环后的动弹模不小于原始值 60% 的要求。又据天津港湾所陈蔚凡的试验，采用 W/C 为 0.33 和优质高效减水剂的引气混凝土，在强腐蚀介质中经 300 次冻融循环后的动弹模仍可在 99% 以上，即 DF 达到 99%，失重率也仅 0.5%。以上这些数据可供参考。

本《指南》对混凝土的抗冻性能用抗冻耐久性指标 DF 表示，对一般使用年限（50 年）并在受冻前处于高度饱水但无盐类侵蚀的严寒地区冻融环境，要求 DF 不小于 70%；盐冻环境下不小于 80%，这与我国现行港工规范要求 350 次冻融循环后的动弹模不低于初始值的 75% 大体相当。对于海水或化学腐蚀下冻融，在确定 DF 值的试验中，要求浸泡试件的水用海水或含有与实际工程环境中相同浓度的盐和化学物质，通常可根据实际构件所接触的地下水或海水状况而定；但对除冰盐环境，浸泡试件的水可用淡水，确定的 DF 值需满足表 4.0.6 中的盐腐蚀下冻融要求。盐冻的机理不同于一般冻融，按理宜用盐液浸泡混凝土表面的盐致剥落试验方法。但是根据同济大学黄士元教授的试验，目前通用的快速冻融试验方法如能用盐液代替水，得到的结果与盐致剥落试验的结果有很好的相关性。故在表 4.0.9 中列入“盐冻”下的 DF 指标，用以评价混凝土对抗盐冻的性能。

考虑到目前国产的引气剂质量参差不齐，有的含气量经过振捣后损失很大，因此在实验室试配混凝土时，不论混凝土的坍落度大小，在测定含气量前都要放在振动台上振 15~30sec。

基于瑞典 Fagerlund 的冻融损伤理论（参见第 3.1.3 条的条文说明），混凝土的饱水度随着冻融循环次数或时间的增长而不断增加，但饱水度的增加速率越来越低。所以在混凝土的使用年限与所需的抗冻等级或抗冻耐久性指数之间不可能存在正比关系。混凝土经冬季冻融循环后的饱水程度在经历温暖季节后又会变化，所以国内、外都有从事耐久性研究的专家认为，冻融环境中的混凝土如能经历一定年限而不被冻坏，则在更长的年限下可能仅需稍为提高或根本不需再提高其抗冻等级就能满足需要。在英国新颁布的混凝土标准中，对于冻融环境下 100 年和 50 年使用寿命的混凝土就规定了相同的抗冻要求。

表 4.0.6 中对于 100 年与 50 年使用年限下混凝土 DF 值的要求，就是根据上述认识提出的。两者的差别很小，主要考虑 100 年工程的重要性较大，所以赋予稍大的 DF 值。

确定抗冻耐久性指数的试验可参照水工混凝土和港工混凝土试验规范中提出的用于测定抗冻等级的方法。考虑到实际工程的混凝土在养护温度、开始受冻龄期等诸多方面不同于规范中的标准试验条件，所以本《指南》规定用于抗冻试验的试件应该从现场混凝土取样；如果在实验室制作，则试件的养护温度与试验龄期等应尽量与实际工程相同，而最终的质量合格评定仍应以现场混凝土的取芯试件为准。这对于较大掺量的矿物掺和料混凝土尤为必要。

一般来说，如果在工程设计中已经规定了含气量及气泡间隔系数的要求并规定了相应的测试验收标准，就不一定需要规定抗冻耐久性指数或抗冻等级。

**4.0.10~4.0.11** 海洋和近海环境中受氯盐侵蚀的配筋构件，应采用较大掺量矿物掺和料的混凝土。粉煤灰抗氯盐侵入的能力并不亚于矿渣，如能同时加入少许硅灰效果更好。普通硅酸盐水泥中虽然也允许掺入 6~15%的矿物掺和料，但掺量很少，意义不大。单纯用硅酸盐水泥配制的混凝土，即使水灰比较低，其抗氯盐侵入的能力也比较差，只有加入大掺量的粉煤灰、矿渣或一定量的硅灰以后，才能获得根本的改善。国外有研究资料认为，对设计寿命为 75 年的海洋混凝土结构，如果单纯采用硅酸盐水泥为胶凝材料，则需有 C60 级混凝土和 100mm 厚度的保护层；若掺入 60%矿渣或 30%粉煤灰，则仅需 50mm 保护层厚度的 C40 级（掺矿渣）或 C50 级（掺粉煤灰）混凝土；若掺量分别增至 70%或 40%，所需强度等级还可进一步降低。但是粉煤灰的良好作用，必须有低水胶比作为前提。

海水环境中不宜使用抗硫酸盐硅酸盐水泥，后者的  $C_3A$  含量很低，而混凝土中的  $C_3A$  却有利于提高混凝土抗氯盐的能力。海水中的氯化物能够减轻硫酸盐的作用，这时采用抗硫酸盐硅酸盐水泥的效果不良。

在干湿交替和潮湿的环境条件下，氯盐引起钢筋表面脱钝并开始锈蚀的氯离子临界浓度并不高，所以当混凝土构件处于外界有氯盐存在的使用环境中时，就首先要严格控制混凝土原材料中的氯离子含量，尽可能降低新配制混凝土中的初始氯离子量。对于氯盐环境下工作的钢筋混凝土构件，美国 ACI 318 混凝土结构设计规范和加拿大规范都规定新混凝土的初始氯离子量应不超过胶凝材料重中的 0.15%（水溶值，测试龄期为 4 到 6 周之间），但这一数据可能比较适合一般建筑物而不是桥梁等土木工程，后者似应有更严格的要求。本《指南》则限定混凝土中初始氯离子量不超过胶凝材料重的 0.1%。

我国沿海地区的混凝土用砂中往往带有氯盐，在混凝土质量合格验收中，应取芯检测混凝土中的氯离子量。

**4.0.12** 氯盐环境下的混凝土抗侵入性一般用氯离子在混凝土中的扩散系数表示。氯离子在混凝土中的扩散属于非稳态过程，其扩散系数通常与 Fick 第二定律相联系。根据不同测试方法得到的扩散系数在数值上不尽相同并各有其特定的用途：

1) 直接从氯盐环境中经过多年环境作用的已建混凝土构件中取芯，测定氯离子侵入混凝土内部不同深度上的浓度分布，并用 Fick 第二定律的误差函数解析解公式进行曲线拟合，回归求出的氯离子扩散系数，称为现场实测拟合的扩散系数或表观扩散系数  $D_a$ （见 2.2.5 条）， $D_a$  随环境作用下的暴露过程（或年限）增长而降低，通过不同暴露年限下测得的  $D_a$  值，可以获得这一扩散系数随暴露年限增长的衰减规律（当年限很长时，可认为已趋于定值而不再变化），并可利用 Fick 第二定律的解析解进一步预测该工程以后的剩余寿命； $D_a$  还可以用于环境条件与混凝土配比均相似的新建工程设计时的使用寿命预测。如果暴露时间较短，氯离子侵入混凝土的深度非常有限，所以无法获得早期混凝土的  $D_a$  值。

2) 实验室内快速测定的氯离子扩散系数  $D_p$ （见 2.2.6 条），通常将混凝土试件短期浸泡在高浓度（远大于工程现场环境）的盐溶液中，经数周（如 5 周或 12 周）后测定氯离子侵入试件内部不同深度上的浓度分布，用 Fick 第二定律的误差函数解析解公式进行曲线拟合，回归求出这一氯离子扩散系数。主要表示某一龄期混凝土的扩散系数，与开始浸泡时的混凝土龄期有关。需要指出的是， $D_a$  和  $D_p$  在概念上完全不同，比如混凝土历经 5 年暴露过程后测得的  $D_a$  与对 5 年龄期混凝土测得的  $D_p$ ，二者在数值上也有极大的差别。

3) 实验室内采用快速电迁移法测定的扩散系数, 将试件的两端分别置于两种溶液之间并施加电位差, 上游溶液中含氯盐, 在外加电场的驱动下氯离子快速向混凝土内迁移, 经过若干小时后劈开试件测出氯离子侵入试件中的深度, 利用理论公式可以计算得出扩散系数, 称为非稳态快速氯离子迁移扩散系数 (见附录 B-1)。这一方法是唐路平提出的, 称为 CTH 法或 RCM 法, 北欧的的标准 NT Build492 采用了这个方法, 在欧洲 DuraCrete 的研究总结中也基于这一方法提出了相应的标准试验方法, 将测得的非稳态快速氯离子迁移扩散系数标为  $D_{RCM}$ 。后者也与测试时的龄期  $t_0$  有关。 $D_{RCM}$  和  $D_p$  随龄期增长而衰减的规律与  $D_a$  随环境作用下暴露时间增长而衰减的规律并不相同, 不能相互混淆。 $D_{RCM}$  和  $D_p$  都用来作为氯盐环境下混凝土工程设计与施工时的混凝土质量要求或质量控制指标, 特别是  $D_{RCM}$  的测定方法快速而简便。

已有少许的室内试验对比说明, 在龄期相同的早期混凝土  $D_{RCM}$  与  $D_p$  之间有较好的相关性, 而且在数值上相当接近。由于无法测定早期混凝土的  $D_a$  值, 我们也可以近似认为实际混凝土构件在开始暴露于现场氯盐环境时 (龄期为  $t_0$ ) 的  $D_a$  值与该龄期的  $D_p$  或  $D_{RCM}$  相等或者在两者之间给予一定的修正系数。在欧洲 DuraCrete 提出的混凝土结构耐久性设计方法中, 正是通过这样的关系将早期 (如取龄期为 28 天) 混凝土的  $D_{RCM}$  值用于 Fick 第二定律的误差函数解析解算式内, 作为确定混凝土开始接触氯盐环境时的初始扩散系数  $D_{RCM0}$  值来预测使用寿命 (见 3.3.9 条的条文说明)。用实验室快速测定的这些扩散系数来预测实际工程的寿命时, 还要考虑到室内试验的环境条件 (环境温度与环境氯离子浓度等, 主要是温度) 与现场的差别, 对系数值作必要的修正。

除扩散系数外, 混凝土对氯盐的抗侵入性还可以用其他指标表示。国内外现在最常用的是以美国 ASTM C1202 快速电量测定方法为基础的标准试验方法。这个方法也属于快速电迁移法的范畴, 但测定的是通过试件的电量 (库仑值) 而不是扩散系数。当电量小于 1000 库仑时认为抗氯离子性能优良 (美国联邦公路局的一份材料则以小于 800 库仑为优, 800—2000 库仑为良)。但这一方法施加 60V 的高电压, 产生极化反应, 使溶液温度升高而影响实验结果, 另外还受到混凝土孔溶液化学成分的影响, 用于水灰比低于 0.4 的混凝土和矿物掺和料混凝土时误差较大, 当测得的电量小于 1000 库仑时难以准确区分混凝土抗氯离子侵入性能的差异。除了上述方法以外, 还有用测定混凝土的电阻或电导来反映混凝土抗氯离子侵入性的方法以及其他方法。用电量、电阻、电导来表示混凝土的抗侵入性, 方法简易, 但也存在各自的缺陷, 一般都只能用作不同混凝土之间抗侵入性的相对比较而不能用来估计使用寿命。清华大学路新瀛提出的 NEL 法, 测定的是高浓度真空饱盐混凝土试件的电导率, 然后根据电导率利用 Nernst-Einstein 方程算出氯离子扩散系数  $D_{NEL}$ 。

本《指南》首先推荐使用氯离子扩散系数的非稳态快速氯离子电迁移测定法 (RCM 法), 认为这一方法虽然没有象自然扩散法那样更接近实际, 但能快速测定, 而且直接根据氯离子侵入混凝土深度的测定值来导出扩散系数, 而不是通过电量、电阻或电导的测定。RCM 法尽管在一些方面仍存在有待探讨的问题, 但优点较多, 有被国际广泛采用的趋向。除北欧标准外, 欧洲 DuraCrete 的建议标准, 德国的 ibac-test, 瑞士标准 SIA 262-1 都采用了这种试验模式, 但在细节上有所差异。ASTM C1202 的电量快速测定法虽然遭到许多批评和非议, 但已广泛应用了多年, 积累了不少可资比较的数据, 所以也推荐同时使用。

国内最近几年已有一些单位采用 NEL 法来估计混凝土的氯离子扩散系数, 这个试验方法的测量时间很短, 施加的电压低, 无高电压引起的不良影响, 所以也推荐使

用。对于氯盐环境下的大型桥梁和港工工程，最好能在初步设计或预研阶段，同时用自然扩散法、RCM法、NEL法和ASTM电量法对混凝土抗氯离子侵入性进行测定并分析比较；重要工程必须有使用阶段的定期检测，在实验室内从一开始就要对混凝土作以上参数的测试，为以后的长期检测提供足够的原始数据。

国外新近建造的设计寿命为100年的重大工程中，有关混凝土氯离子扩散系数的数据很值得比较参考。例如，德国Western Scheldt海底隧道混凝土用RCM法测定28天龄期扩散系数 $D_{RCM}$ 为 $4.75 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ；新加坡一座海底隧道混凝土用RCM法测定28天龄期扩散系数 $D_{RCM}$ 为 $2.3 \sim 2.6 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ；国际上首先采用DuraCrete方法设计的荷兰Green Heart海底隧道，其相当于浪溅区环境作用下的混凝土氯离子扩散系数 $D_{RCM}$ 的设计值（均值）为 $3.4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ，加拿大Northumberland大桥混凝土测定6个月龄期的扩散系数 $D_p$ 为 $0.48 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ，电阻率 $470 \sim 530 \Omega \cdot \text{m}$ ；加拿大安大略省要求海底隧道混凝土管片混凝土的扩散系数为 $0.6 \sim 1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ；香港青马大桥（设计寿命120年）从模拟构件中取28天龄期的混凝土芯样，采用自然扩散法浸泡试验，规定试件在氯化钠溶液中浸泡84天后（浸泡结束时龄期112天）切片测得不同深度上的氯离子分布浓度不应超过规定的数值，后者相当于氯离子的扩散系数 $D_p$ 不超过 $0.9 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ，（23°C）。

重大工程在正式施工前通常要在现场先试制大尺寸的模拟构件，测定混凝土抗氯离子侵入性能的试件可从中取样。宜连续测定4周、8周、12周和半年龄期的扩散系数 $D_{RCM}$ 值。对于室内试配的混凝土，也宜对同批制作的试件分别测定不同龄期的扩散系数 $D_{RCM}$ 。

由于缺乏足够的依据，要比较可靠地提出混凝土抗氯离子侵入性指标的具体量值尚有困难。表4.0.9中的数据只是作为混凝土质量控制时的一种参考，有待在使用过程中不断修正完善。这些量值还应与混凝土保护层厚度等多种因素有关，可以根据工程的具体特点作适当增减。

**4.0.13 硅酸盐水泥混凝土抗硫酸盐、酸等化学侵蚀的能力很差。**硅酸盐水泥水化产物中的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 不论在强度上或化学稳定性上都很弱，在硫酸盐腐蚀下容易分解，遇软水还会溶解，是混凝土耐久性上的薄弱环节。在混凝土中加入适量的矿物掺和料对于提高混凝土抵抗盐、酸等化学腐蚀物质的能力有良好的作用。以往的观点认为：

“ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 呈碱性，对防止钢筋锈蚀有利，如果在混凝土中掺入粉煤灰、硅灰等火山灰材料后，与 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 发生的火山灰反应会消耗 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 并降低混凝土的碱度，因而不利于防锈，所以需对粉煤灰等矿物掺和料的掺量加以严格限制”。但是研究表明，火山灰反应形成的致密水化产物改善了混凝土的微结构，只要水胶比较低，通过火山灰反应不但可以提高混凝土抗水、酸和盐类侵蚀的能力，而且在防止钢筋锈蚀的能力上也有提高。低钙粉煤灰在火山灰材料中的抗硫酸盐效果最好。我国铁道科学研究所的试验证明，用粉煤灰取代30%的水泥配制混凝土，抗硫酸盐的侵蚀能力有很大提高。不同掺和料在不同腐蚀性物质作用下的合适掺量和效果并不完全相同。矿渣的效果通常很好；加入少量的硅灰一般都能起到比较显著的作用；粉煤灰和另外一些火山灰质材料因其本身的 $\text{Al}_2\text{O}_3$ 含量有波动，效果差别较大，并非都是掺量越大越好。因此当单独掺加粉煤灰等火山灰质掺和料时，应当通过实验确定其最佳掺量。在西方，抗硫酸盐水泥或高抗硫酸盐水泥都是硅酸盐类的水泥，只不过水泥中 $\text{C}_3\text{A}$ 和 $\text{C}_3\text{S}$ 量不同程度地减少。当环境中的硫酸盐含量非常高时，最好是采用不含硅酸盐的水泥，如石膏矿渣水泥或矾土水泥。铁道科学研究所的研究人员在青藏公路建设前，在该公路沿线（环境条件为高盐渍、温差大、干燥）埋设了大量的使用不同水泥和不同配合比的混

凝土桩体试件，十年后取出观察，除了低水灰比的矾土水泥之外，包括抗硫酸盐水泥在内的其他混凝土试件全部腐烂崩散。但是非硅酸盐类水泥的使用条件和配合比以及养护等都有特殊要求，需通过试验确定使用。

在欧洲规范中，将混凝土化学腐蚀分为3级（XA1，XA2，XA3），分别对混凝土最大水灰比(为有效水胶比)、最低强度等级和最低水泥用量提出的要求如表 S4.0.13-1:

表 S4.0.13-1 欧洲规范对混凝土化学腐蚀的分级

环境腐蚀特征	XA1 级	XA2 级	XA3 级	试验方法
水中 $SO_4^{2-}$ mg/l	$\geq 200$ 且 $\leq 600$	$> 600$ 且 $\leq 3000$	$> 3000$ 且 $\leq 6000$	EN196-2
土中 $SO_4^{2-}$ 总量 mg/kg	$\geq 2000$ 且 $\leq 3000$	$> 3000$ 且 $\leq 12000$	$> 12000$ 且 $\leq 24000$	EN196-2
水的 PH 值	$\leq 6.5$ 且 $\geq 5.5$	$< 5.5$ 且 $\geq 4.5$	$< 4.5$ 且 $\geq 4.0$	DIN 4030-2
土的酸度	$> 200$			DIN 4030-2
水中 $CO_2$ mg/l	$\geq 15$ 且 $\leq 40$	$> 40$ 且 $\geq 100$	$> 100$	DIN 4030-2
水中 $NH_4^+$ mg/l	$\geq 15$ 且 $\leq 30$	$> 30$ 且 $\leq 60$	$> 60$ 且 $\leq 100$	ISO7150-1 ISO7150-2
水中 $Mg^{2+}$ mg/l	$\geq 300$ 且 $\leq 1000$	$> 1000$ 且 $\leq 3000$	$< 3000$	ISO7980
最大水胶比	0.55	0.50	0.45	
最低强度等级	C37	C37	C45	
最低水泥用量 $kg/m^3$	300	320 抗硫酸盐水泥	360 抗硫酸盐水泥	

注：(1) 粘土的渗透性如低于  $10^{-5}m/s$ ，则土中  $SO_4$  总量可按低一级考虑。

(2)，如混凝土中硫酸盐离子的积累是由于干湿交替或毛细管吸收引起时，表中的  $SO_4^{2-}$  应从 3000mg/kg 降为 2000mg/kg。

在美国规范 ACI 318-05 中，对抗硫酸盐混凝土的规定如表 S4.0.13-2 所示，但同时又注明，如有配筋防锈要求，或要求有高的防渗透性，或在冻融环境下，则表中的最大水胶比可能需要更低，强度等级可能需要更高。如混凝土中掺加了粉煤灰，容许水泥中的  $C_3A$  超量。虽然海水的硫酸盐量通常超过 1500ppm，但海水环境的暴露等级仍属表中的中等；在海水环境中，如水胶比低到 0.40，则  $C_3A$  量大到 10% 的其他水泥也可采用。

表 S4.0.13-2 美国 ACI318-05 规范对硫酸盐作用下的混凝土要求

暴露等级	土中水溶 $SO_4$ 重量比%	水中 $SO_4$ ppm	水泥种类	最大水胶比	最低强度等级 (已换算到我国)
可忽略	$< 0.10$	$< 150$	不限		
中等	0.10—0.20	150—1500	II 型水泥，混合水泥	0.50	C35
严酷	0.20—2.00	1500—10000	V 型水泥	0.45	C40
很严酷	$> 2.00$	$> 10000$	V 型水泥加火山灰	0.45	C40

注：ASTM 的 II 型水泥和混合水泥中的  $C_3A < 8\%$ ；ASTM V 型水泥中的  $C_3A < 5\%$ 。

虽然海水中的氯化物能够减轻硫酸盐的作用。可是在混凝土中加入氯化钙则会降低混凝土抗硫酸盐的能力。为了防止硫酸盐侵蚀，应限制水泥中的  $C_3A$  含量，另外  $C_4AF$  的含量也不能过高。

## 5、构造措施和裂缝控制

**5.0.3** 结构的施工缝和各种连接缝是水、盐等各种有害物质最易侵入的薄弱环节，在其周围的混凝土和钢筋往往受害最烈。随着时间的推移，连接缝处的渗漏常不可避免。尤其是穿过拼缝的预应力钢绞线（如预应力节段拼装梁桥），必须采取套管密封或同

时在灌浆中加入阻锈剂等可靠的防腐蚀措施。

**5.0.8~5.0.9** 在我国现行的混凝土结构设计规范中,钢筋的混凝土保护层最小厚度一般均对纵向受力钢筋(主筋)而言。在美国 ACI 规范、英国 BS 规范和欧洲规范 prEN 1992-1-1(2003 年版)中,箍筋、分布筋和主筋都应满足相同要求的保护层最小厚度,所以外层主筋保护层的实际厚度,往往由外侧分布筋或箍筋的保护层最小厚度所决定。但在美国桥梁设计的 AASHTO 规范中,主要针对主筋提出保护层最小厚度,并规定箍筋的保护层最小厚度不应小于主筋保护层最小厚度减 12mm,也不应小于 25mm。

从耐久性的角度看,最外层的箍筋或分布筋应该最早受到侵蚀,箍筋的锈蚀可引起沿箍筋的环向开裂,而墙、板中分布筋的锈蚀除引起开裂外,严重时还会发生保护层的成片剥落。既然耐久性设计主要以适用性和可修复性的失效作为使用寿命终结的极限状态,那么在确定钢筋保护层的最小厚度时应该考虑到最外侧的分布筋和箍筋的需要。本《指南》(表 5.0.8)中提出的保护层最小厚度要求,同样适用于最外侧的主筋、分布筋或箍筋;如果在主筋外有箍筋或分布筋,则在通常的情况下,主筋的保护层厚度就要大于表 5.0.8 中的保护层最小厚度再加上箍筋(或分布筋)的直径。

保护层的施工允差对于钢筋的耐久性有重大影响,所以用于结构设计计算的保护层厚度,应该取保护层最小厚度加上施工允差(参见 3.3.3 条的条文说明)。在结构施工图中标明的混凝土保护层厚度也应该是最小厚度与施工允差之和,并应明确注明保护层所指的钢筋对象(如主筋、箍筋或分布筋)。本《指南》提出一般现浇构件的保护层允差可定为 $\pm 10\text{mm}$ ,并在施工验收中要求做到 95%的保证率(见 6.3.2 条),相当于保护层厚度离散性的均方差要控制在 6mm 以内,这对一般工地来说如不采取专门措施是较难达到的,所以必须在施工前向施工单位提出明确的要求。由于影响钢筋锈蚀的环境因素非常复杂,设计人需要根据工程和环境的具体情况,合理确定保护层厚度的施工允差。对于一般环境作用下的民用建筑构件,如环境条件比较干燥,且混凝土表面有抹灰、油漆等饰面,可以适当降低混凝土保护层厚度的保证率,取用较低的施工允差值。

在严重的环境作用下,截面较大的墩、柱构件采用较厚的保护层比较容易做到,而大跨度的梁、板构件为了减轻自重往往需要尽量限制保护层的厚度,隧道的盾构管片为了减少开挖量也需要降低保护层尺寸。这时可采取专门的措施,如加强施工质量控制并采用特殊的施工方法来改善表层混凝土的性能,或同时采用环氧涂层钢筋、混凝土表面涂层等防腐蚀附加措施以达到适当减少保护层厚度的目的。

板、墙、壳等面形构件中的钢筋,主要受来自一侧混凝土表面的环境因素侵蚀,而矩形截面的梁、柱等条形构件中的角部钢筋,则同时受到来自两个相邻侧面的环境因素侵蚀,所以后者的保护层最小厚度要大于前者。对保护层的最小厚度要求与所用的混凝土水胶比有关,在应用表 5.0.8 中不同使用年限和不同环境作用等级下的保护层最小厚度时,应注意到对混凝土水胶比和强度等级的不同要求。

在目前的认识水平下,合理确定钢筋的保护层厚度尚不能完全依靠材料劣化模型的计算结果,主要还得依靠工程经验和判断。本《指南》所设定的保护层最小厚度,主要参考了国内外有关标准、规范中的规定和研究结果并通过分析比照而定,其中也联系了我国已建工程的耐久性现状与国外新建大型工程的耐久性设计实例,同时选用了适当的材料劣化模型进行了核算。

在碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下,以干湿交替的环境条件最为不利。此时,英国混凝土结构设计规范 BS8110(设计寿命为 60 年)要求钢筋的保护层厚度不小于 40mm

(C40 混凝土), 欧洲规范中为 30mm 加施工允差 5~15mm (混凝土水胶比小于 0.5, 强度等级约 C40), 美国 ACI 规范中为 38mm (钢筋直径不大于 16mm) 和 50mm (钢筋直径大于 16mm), AASHTO 公路桥梁规范 (75 年设计寿命) 的主筋保护层最小厚度为 50mm, 日本土木学会标准中主筋保护层最小厚度为 40mm (板)、50mm (梁) 和 60mm (柱)。日本建筑学会标准对普通房屋钢筋混凝土结构 (65 年) 的主筋保护层最小厚度要求较高, 对楼板、屋面板、非承重墙为 30 mm (室内) 和 40 mm (室外), 对梁、柱和承重墙为 40 mm (室内) 和 50 mm (室外); 日本建筑学会最近 (2003 年) 出版的钢筋混凝土建筑物设计施工指南中, 增加了 30 年和 100 年不需大修的房屋结构构件保护层 (主筋) 最小厚度, 对 30 年的楼板、屋面板、非承重墙为 30 mm (室内和室外), 梁、柱和承重墙为 30 mm (室内) 和 40 mm (室外); 100 年的楼板、屋面板、非承重墙为 40 mm (室内) 和 50 mm (室外), 梁、柱和承重墙为 50 mm (室内) 和 60 mm (室外); 对于与水接触的承重梁柱与档土墙, 则无年限区别, 保护层厚度分别为 50mm 和 70mm。

国内西安建筑科技大学王庆霖、牛荻涛教授等根据他们对碳化锈蚀研究的计算模型, 提出表 S5.0.8-1 保护层最小厚度的建议, 其中对普通钢筋按保护层开始胀裂的时间确定年限, 对预应力筋则按开始脱钝锈蚀的时间确定年限, 用定值法算出保护层厚度, 然后乘以 1.1~1.2 的增大系数作为建议值。这些数值没有考虑施工偏差对保护层厚度的影响。

表 S5.0.8-1 保护层最小厚度建议值 (西安建筑科技大学)

配筋类型		普通钢筋保护层最小厚度 mm				预应力筋保护层最小厚度 mm			
构件类型		杆件		板墙		杆件		板墙	
设计使用年限		100 年	50 年	100 年	50 年	100 年	50 年	100 年	50 年
环境作用等级	A	35 C30	25 C25	20 C30	15 C25	50 C30	35 C25	45 C30	30 C25
	B	45 C30	25 C30	30 C30	20 C30	55 C30	35 C30	50 C30	30 C30
	C	50 C40	35 C35	35 C40	25 C35	55 C40	40 C35	55 C40	40 C35

注: 环境作用等级按本《指南》表 3.1.3-1 划分。

对于氯盐侵蚀下的干湿交替环境, 如海洋浪溅区和可能接触渗漏除冰盐水的桥面板顶部混凝土, AASHTO 公路桥梁规范规定桥面板顶部钢筋的保护层最小厚度为 60mm (考虑到施工误差, 实际在美国和加拿大采用的保护层厚度设计值多为 65 甚至 70mm), 构件主筋的保护层最小厚度在海水中为 100mm, 当混凝土水胶比小于 0.4 时可乘系数 0.8 折减。对海洋浪溅区和水下区, 我国海港混凝土结构防腐蚀规范的说明中对欧美各规范的规定有详细的比较可以参考; 但要注意不同规范中的保护层厚度有不同的含意, 有的需另加施工允差, 有的则已将施工允差考虑在内, 有的指主筋, 有的则指最外层的箍筋或分布筋。加拿大新建的 Northumberland 海峡大桥 (设计寿命 100 年) 因环境特别恶劣, 墩柱的保护层厚度用 75~100mm, 上部结构 50mm (混凝土水胶比 0.34); 丹麦 Great Belt Link 跨海桥墩保护层 75mm 加环氧涂层钢筋, 上部结构 50mm (混凝土水胶比 0.35)。英国 BS8110 规范规定受海水溅射和除冰盐作用下的最外侧钢筋保护层最小厚度为 50mm, 而海水冲蚀的极端环境为 60mm (C45 混凝土)。日本建筑学会规范对靠海受盐害建筑物 (65 年) 规定的钢筋保护层厚度如表 S5.0.8-2 所示, 而日本土木学会标准的规定见表 S5.0.8-3。但在日本建筑学会新出版的钢筋混凝土建筑物耐久性设计施工《指南》中, 对表 S5.0.8 中有关室外构件的保护层最小厚度又有进一步的提高。

S5.0.8-2 日本建筑学会规范对靠海受盐害建筑物规定的钢筋保护层最小厚度

构件类型			准盐害区 离海 200m 内	一般盐害区 离海 50m 内	重盐害区 0m 附近
楼板 屋面板 非承重墙	室内	有饰面	30	40	40
		无饰面	40	50	50
	室外	有饰面	40	50	50
		无饰面	50	50	60
柱 梁 承重墙	室内	有饰面	40	50	50
		无饰面	50	60	60
	室外	有饰面	50	60	60
		无饰面	60	60	70
档土墙			60	70	75

注：预应力筋的保护层厚度增加 10mm

**S5.0.8-3 日本土木学会标准规定的钢筋保护层最小厚度**

构件类别	板	梁	柱
一般室外环境 无氯盐	25	30	35
腐蚀环境 干湿交替，水土中有腐蚀物质， 或海洋构筑物处于水中无特重腐蚀	40	50	60
特重腐蚀环境 受显著腐蚀物质作用，或海 洋构筑物处于浪溅区和潮汐区	50	60	70

注：混凝土强度高时（约相当于我国 C45 及以上），表中保护层厚度可乘系数 0.8 折减，混凝土强度低时（约相当于我国 C25），表中保护层厚度须乘系数 1.2。

**表 S5.0.8-4 瑞典高性能混凝土手册规定的钢筋保护层最小厚度**

环境等级	最大水胶比	硅灰掺量 %	最大表面 裂宽 mm	保护层最小厚度 mm		钢筋最小 直径 mm
				100 年	50 年	
A2	0.40	5~10	0.40	25	20	16
			0.20	15	15	/
A3 大气或水中	0.40	5~10	0.30	35	25	16
			0.20	30	20	/
	0.35	5~10	0.30	30	25	16
			0.20	25	20	/
A4 海洋浪溅区	0.40	6~10	0.30	60	45	20
			0.20	50	40	16
	0.35	6~10	0.30	55	40	20
			0.20	45	35	16
	0.30	6~10	0.30	45	35	20
			0.20	35	30	16
A5 除冰盐溅射区	0.40	6~10	0.30	60	45	20
			0.20	50	40	16
	0.35	6~10	0.30	55	40	20
			0.20	45	35	16
	0.30	6~10	0.30	45	35	20
			0.20	35	30	16

注：A0 无侵蚀；A1 轻度侵蚀；A2 中度侵蚀；A3 严重侵蚀；A4 海洋环境；A5 极端严重除冰盐环境

在瑞典高性能混凝土手册中，列出了低水胶比掺硅灰混凝土在不同环境下的保护层最小厚度，后者与不同的使用年限（50 或 100 年）、水胶比和表面裂缝宽度有关，见表 S5.0.8-4。在参考瑞典等北欧国家的保护层等数据时，要注意当地的气温低，锈蚀的速度降低。欧洲多数国家的气温也比我国大部地区低。

工厂生产的预制构件，因质量较有保证，一般可少考虑或不考虑保护层的施工允差。采用环氧涂层钢筋的目的是为了延长使用年限，其保护层最小厚度通常仍按普通钢筋取用（但在 AASHTO 桥梁设计规范中，环氧涂层钢筋的保护层最小厚度可以有所不同）。构件的饰面有助于延缓表层混凝土的碳化速度或盐类侵蚀，但有关的数据甚少，不同饰面的效果也不一样。日本的笠井芳夫曾提出，如以无饰面时的碳化深度为 1，

则抹砂浆后为 0.29，贴瓷砖后为 0.21（室内）和 0.07（室外），抹涂料后为 0.57（室内）和 0.8（室外）；国内也有刷白灰浆可延缓室内混凝土碳化的报道。

保护层最小厚度应随使用年限的增加而增加。在相对湿度为 65% 的干燥环境下，混凝土的碳化深度大体与时间的平方根即  $t^{0.5}$  成正比。但在钢筋易遭锈蚀的潮湿环境下，由于  $\text{CO}_2$  在混凝土中的扩散系数降低，使得碳化深度与  $t^{0.4}$  成正比；如室外为高湿度又经常受雨淋，碳化变得十分缓慢，碳化深度甚至可与  $t^{0.1}$  成正比。氯离子在混凝土中的扩散系数也明显随时间增长而降低，对于低水胶比的大掺量矿物掺和料混凝土，氯离子侵入混凝土的深度大概与时间  $t$  的 0.2 次方即  $t^{0.20}$  成正比，并与所处的不同环境如浪溅区、水下区和大气区等有关，这时 100 年使用年限所需的保护层厚度大约只比 50 年增加 15%。而不加矿物掺和料的普通硅酸盐混凝土，氯离子侵入混凝土的深度大概与时间  $t$  的 0.35 次方即  $t^{0.35}$  成正比，这时 100 年使用年限所需的保护层厚度大约要比 50 年增加 30%。

**5.0.10** 预应力钢筋的耐久性与不同的预应力体系有关，并在更大程度上受施工质量的影响，所以甚难对预应力钢筋的混凝土保护层最小厚度提出统一的要求。在不良的环境条件下，预应力钢筋应采取双重或多道防护，除混凝土保护层外，还要有密封的护套或孔道管如高密度的塑料波形孔道管或环氧涂层金属孔道管。对于氯盐环境且要求的使用年限又较长时，还可同时采用环氧涂层预应力钢筋并在灌浆材料中加入阻锈剂。金属螺旋孔道管无密封功能，除干燥环境条件外不宜采用。无粘结预应力筋因防锈能力不甚确切，锈蚀断裂的后果也比有粘结预应力筋严重，所以在易遭锈蚀的不良环境下甚少采用，但如设计成可检查并可替换，就特别适用于严重环境作用下的工程。体外预应力钢筋便于检查和更换，是不良环境条件下比较好的一种预应力结构形式。我国混凝土结构设计规范 GB50010—2002 对预应力筋保护层厚度的要求与普通钢筋相同，美国 AASHTO 规范也是如此。欧洲规范则要求预应力钢筋的保护层最小厚度在各种环境作用下都比普通钢筋大 10mm。预应力筋的锈蚀后果比较严重，如果没有护套或双重保护，其保护层厚度应该大于普通钢筋。

**5.0.11** 室内与野外试验均表明，混凝土表面的宏观裂缝宽度只要不是过大（如不大于 0.4 mm），对钢筋碳化锈蚀不会发生明显影响，只是裂缝截面上的钢筋发生局部锈蚀的时间会提前，但是这种局部锈蚀很快就会停止，一直要等到保护层下的混凝土碳化并使钢筋去钝后，才会一起进入钢筋锈蚀的稳定发展期。所以表面裂宽的大小除了影响外观以外，对耐久性没有明显影响。预应力钢筋因能发生坑蚀和应力腐蚀又当别论。在氯盐环境下，普通钢筋也会发生局部坑蚀，一般认为应该严格限制宏观裂缝的宽度。不过近期也有研究认为，氯盐环境下的钢筋锈蚀速度主要取决于周围混凝土的质量（如水胶比、氧的扩散性等），而裂缝的宽窄对开裂混凝土内的钢筋锈蚀速度影响较小。北欧的设计标准就容许氯盐环境下的裂缝宽度可到 0.2~0.3mm（见表 5.0.8-4）。为了保护钢筋，关键在于采用低水胶比混凝土和增加保护层厚度，这远比限制横向的表面裂缝宽度更为重要。

增加保护层厚度以后，受弯构件在同样荷载作用下的表面横向裂缝宽度将增大，但就防止裂缝截面上的钢筋发生锈蚀而言，增加保护层厚度仍然有利。混凝土表面处的裂缝宽度，只能作为视觉上能否接受的一个指标。所以从耐久性设计的角度看，如果无碍观感，表面裂缝最大宽度的限制宜与保护层的厚度相联系。在日本土木工程学会的混凝土结构设计标准其中，规定了普通钢筋混凝土表面最大裂缝宽度为保护层厚度的 0.5%（一般环境）、0.4%（侵蚀环境）和 0.35%（特重腐蚀环境），预应力筋在一般环境下的最大裂缝宽度为保护层厚度的 0.4%。按照我国的公路钢筋混凝土及预应力

混凝土桥涵设计规范 (JTJ D62—2004) 设计时, 受弯构件的裂缝计算宽度与保护层厚度无关; 但按我国的混凝土结构设计规范 (GB 50010—2002) 设计时, 受弯构件的表面裂缝计算宽度随保护层厚度的增加而增加, 客观上对保护层的厚度起了限制的作用。本《指南》从耐久性的需求出发, 规定保护层实际厚度如大于 30mm 时, 可按 30mm 代入规范的计算公式确定表面裂缝计算宽度。

欧洲规范 prEN1992-1-1 (2003 年版) 规定建筑物钢筋混凝土构件和无粘结预应力构件按准永久荷载组合计算表面裂缝宽度的限值为 0.4mm (干燥和永久湿润的一般环境, 如无外观要求还可加大) 和 0.3mm (干湿交替的一般环境和氯盐环境包括海水浪溅区); 对于有粘结预应力构件, 规定一般环境下按频遇荷载组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm, 并按准永久荷载组合验算 (但干燥和永久湿润的环境条件除外) 失压, 而在氯盐环境下则按准永久荷载组合验算失压, 要求预应力体系的所有部件至少处于受压混凝土以内 25mm。欧洲规范 prEN1992-2 (2002 年版) 对于桥梁中的钢筋混凝土构件和无粘结预应力构件, 规定按准永久荷载组合计算表面裂缝宽度的限值为 0.3mm; 对于桥梁中的有粘结先张预应力构件, 规定一般环境下按频遇荷载组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并按准永久荷载组合验算 (干燥和永久湿润的环境条件除外) 失压, 而在氯盐环境下则按标准荷载组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并按频遇组合验算失压; 对于桥梁中的有粘结后张预应力构件, 规定干燥和永久湿润的一般环境下按频遇组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并无验算失压要求, 而在其他环境下则按频遇组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并按准永久荷载组合验算失压, 要求预应力体系的所有部件均处于受压混凝土内。

与国际上的一些通用设计规范相比, 我国混凝土结构设计规范规定的裂缝控制要求可能过分偏于保守, 公式给出的裂缝宽度计算值偏大, 而规定的允许裂缝宽度计算值又偏小, 不仅不利于提高构件的耐久性, 而且也给高强钢筋的应用造成障碍。但这个问题又与我国规范过去在承载力安全设置水准上的低标准要求有一定关系, 有待进一步研究改善。

## 6、施工要求

### 6.1 原材料要求

**6.1.1** 为了便于控制混凝土中矿物掺和料的质量与数量, 宜选用 P I 硅酸盐水泥与自选的矿物掺和料作为胶凝材料。这是由于普通水泥中一般都已掺入了矿物混合材料, 但其掺量和品种不明。如果是矿渣水泥, 因矿渣硬度比熟料的硬度大, 水泥熟料与矿渣共同粉磨后, 矿渣显得过粗; 例如比表面积为  $300\text{m}^2/\text{kg}$  的矿渣水泥, 其中矿渣的比表面积只有约  $250\text{m}^2/\text{kg}$ , 既不能发挥矿渣的潜在活性, 又使矿渣水泥容易泌水, 不利于混凝土的抗渗和抗冻。如果能确知水泥中已掺入的矿物混合材料品种和掺量, 就有利于混凝土配合比的设计, 可将水泥中已有的混合材料一并计入混凝土掺和料的总量。

**6.1.4** 国内外大量研究表明, 为有效改善混凝土抗化学侵蚀性能 (如氯化物侵蚀、碱—骨料反应、硫酸盐侵蚀), 粉煤灰最佳替代量一般应在 20% 以上。现行粉煤灰分级标准的缺点是同时用细度、需水量比和烧失量作为分级的主要标准, 而将烧失量很小、需水量比稍小于 100% 而只是细度不符合一级标准的粉煤灰降到二级, 这样并不利于发挥粉煤灰的效用。粉煤灰的品质, 应首先注重烧失量和需水量, 而细度不必过于苛求。一般用电收尘方法收取的灰越细, 所含玻璃微珠越多, 需水量越小, 但产量很少。三、四电场产量最大, 但收取的灰因团聚颗粒和多孔玻璃体含量较多而比表面积较大,

需水量较大。国内中南大学等不少单位研究用磨细粉煤灰，打开团聚颗粒，在工程实践中取得很好效果。粉煤灰的最大掺量可到 50% 或更多，以不超过胶凝材料总量 60% 为宜。用比表面积来表征粉煤灰的细度并不能完全反映粉煤灰的颗粒细度，后者还可利用筛析法表示。

单独粉磨矿渣用于配制混凝土，可使磨细矿渣的细度至少达到和熟料相同。矿渣越细，活性越高。对于高细度的磨细矿渣，在一定掺量范围内，混凝土的强度随掺量的增大而提高，但是混凝土的水化温升、化学收缩和自收缩也随矿渣掺量的增加而增加；从减少混凝土收缩开裂的角度考虑，磨细矿渣的比表面积以不超过  $450\text{m}^2/\text{kg}$  为宜。矿渣的活性和火山灰质材料不同，具有自身水硬性，但需要水泥水化产物中  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  和石膏的激发，在矿渣掺量增大到一定数量以后，由于混凝土中的水泥量减少，矿渣水化的速度因缺少足够的激发物而降低，相应的水化热和自收缩就减小，所以当掺量超过约 75% 以后，反而可以采用高细度的矿渣。

在水灰比不变的情况下，掺入硅灰可明显提高混凝土强度，但需水量随硅灰掺量而增加。硅灰对提高混凝土抗化学腐蚀性有显著效果，但因活性高，不利于减小温度变形，并且增大混凝土自收缩。硅灰的价格也比较贵，最好和其它需水量小的矿物掺和料复合使用。

还有其他一些矿物掺和料具有较高的活性，并能提高混凝土抗氯盐侵入和抗化学侵蚀的能力，如磨细天然沸石岩因其特殊的结构作用，抗碱-骨料反应和抗硫酸盐的能力显著，但这些材料的需水性大多较大，因此掺量受到限制，而且为了减小自收缩和温度应力，也不宜磨得过细。

天然矿藏在某些地层中含有放射性元素，经过工业加工后有可能残留在粉煤灰和矿渣等工业废料中。我国极个别地区曾发生过使用煤渣和粉煤灰等工业废料制作房屋构件因含有放射性而危害用户的情况，因此用于建筑物的矿物掺和料应当检验放射性物质和其他有毒物质含量。混凝土虽能用来固化有毒重金属，但应检测所固化物质的溶出性。

其他主要成分为  $\text{SiO}_2$ 、具有火山灰性或潜在水硬性的矿物质材料或工业废弃物，如硅灰石粉、烧高岭土粉、磷渣粉、锂渣粉等，经试验验证和鉴定后，也可用作混凝土的掺和料。掺磷渣粉的混凝土已在国内得到成功应用并取得显著效益。

**6.1.5 骨料质量中最为重要的就是石子的粒形和级配。**如果粒形和级配好，就可以在保证混凝土施工性能的前提下最大限度地减小用水量和浆体量，提高混凝土的强度和耐久性。骨料的堆积密度和表观密度是骨料级配的反应，堆积密度越大，则级配越好，空隙率越小。对粗骨料来说，40% 左右的空隙率应该是最低要求，这只是我国 20 年前骨料质量的一般水平。针、片状颗粒含量反映粗骨料粒形的优劣，我国现行标准容许针、片状颗粒的含量最大可到 10%，这一水准实在过低。实践证明，针、片状颗粒含量最好不大于 5%。近年来我国市场供应的石子质量每况愈下，即便按我国现行砂石标准的低要求也往往相差甚远。目前北京、深圳等地所用石子的空隙率往往已接近 50%，标称连续级配要求的石子最小粒径是 5mm，而实际供应的都没有 5~10mm 粒级的石子，粒形除针、片状外，大都类似三角形、长方形，很少有等径状的石子。要配制高质量的混凝土，用水量一般要在  $160\text{kg}/\text{m}^3$  以下，以目前石子的质量，预拌商品混凝土的用水量通常都在  $175\sim 185\text{kg}/\text{m}^3$  之间。造成这一现状的主要原因是石子的生产工艺落后，如使用落后的颚式破碎机。鉴于耐久性的需要，应该严格要求石子的供货质量，并促使生产厂家改进骨料质量。

为了保证混凝土浇筑的通畅，骨料的最大粒径应不超过钢筋最小间距和最外侧钢筋（箍筋或分布筋）保护层最小厚度的 $\frac{3}{4}$ ，后者同时也是为了保证混凝土保护层抗渗性的需要。对于冻融、氯盐和其他化学腐蚀下的混凝土，骨料的最大粒径与保护层最小厚度的比值应更小。目前在施工中为了少用水泥往往尽可能增大石子粒径，一些商品预拌混凝土由于大批量生产也极少变换石子粒径，而设计人员在施工图的钢筋净间距上又常忽略施工的实际情况与需要，于是混凝土浇筑时的钢筋通过性就很差，造成混凝土浇筑质量不匀，钢筋下方形成缝隙，并在保护层外表面沿水平钢筋或箍筋的下方位置出现裂缝，这些均要予以充分重视。

我国沿海地区的混凝土常使用海砂，有的河砂也曾受海水污染，所以在混凝土试配和工程竣工验收中，应该从混凝土中取样或取芯检测混凝土中的氯离子含量，作为混凝土质量控制和合格验收的必要内容。单纯限制砂子的氯离子量不超过 0.06% 的干砂重，并不能完全说明海砂的可用性，关键还在于测定混凝土中的氯离子量。0.06% 干砂重的氯离子量约相当于混凝土胶凝材料重的 0.12% 左右，如果混凝土中其他原材料引入的氯离子含量很少，而且混凝土的水胶比较低，即使砂子的氯离子量稍许超过干砂重的 0.06%，用于非干湿交替和非氯盐侵蚀环境的一般房屋构件还是有可能的（参见 6.1.7 条的条文说明）。

**6.1.7** 限制混凝土中的氯离子量，在国内外各种标准中都有规定，但在具体量值上多有差别。国外有的标准规定普通钢筋混凝土内的氯离子限量为 0.4%（占混凝土中胶凝材料总量的重量比），这对不是低水胶比的一般混凝土来说，已经接近或甚至超过干湿交替环境下引起钢筋锈蚀的氯离子临界浓度。钢筋锈蚀的氯离子临界浓度可在 0.17~2.5% 之间的很大范围内变化并与不同的环境条件和混凝土的水胶比、胶凝材料种类和数量、温湿度以及保护层厚度等许多因素有关，很难对混凝土规定一个统一的氯离子量限值，设计时可结合工程特点灵活对待。当水胶比较低，环境温度不高，混凝土持久干燥或持久湿润，则混凝土中的初始氯离子限量可以适当放宽取用。混凝土的水胶比对于氯盐引起的钢筋锈蚀极为重要，工程实践表明，高水胶比的混凝土由于碳化速度快，即使混凝土中的氯离子含量低于一般标准中规定的限值，也会在不长的年限内发生非常严重的锈蚀，所以氯盐环境下的混凝土或应用海砂配制的混凝土，其水胶比不应超过 0.45，最好不超过 0.40。

美国 ACI 混凝土结构设计规范规定钢筋混凝土的水溶氯离子量应不超过胶凝材料重的 0.3%，但如环境干燥可到 1%，如果混凝土将处在海水等氯盐环境下工作，则应不超过 0.15%，对于预应力混凝土均不许超过 0.06%。当工程的使用环境有外界氯离子侵入时，必须从严控制混凝土生产时从原材料带入的氯离子总量，本《指南》限定为不超过胶凝材料重的 0.1%。混凝土水溶氯离子量的测试龄期可为 28 天或 4 到 6 周之间。

欧洲规范规定钢筋混凝土的氯离子限量为酸溶值，根据不同环境类别，分 0.4% 和 0.2%（胶凝材料重）两种要求。一般用酸溶氯离子表示的是混凝土中的氯离子总量，数值上略大于水溶值，约为后者的  $\frac{4}{3}$ ~ $\frac{5}{4}$ 。

## 6.2、混凝土的施工

**6.2.4** 用细石混凝土制作混凝土保护层垫块的质量难以检测，尺寸和放置位置不易控制，因此应尽量采用工程塑料定位夹或纤维特种砂浆制作的定型产品。不同位置的钢筋可使用形状各异的产品，施工方便，价格也不贵，这在工业发达国家使用已非常普遍。

**6.2.5** 泵送混凝土尽管坍落度很大,但浇筑和振捣方式同样对混凝土质量有很大影响。目前我国施工现场由于管理水平和工人技术水平的限制,往往不重视泵送混凝土浇筑和振捣要求,比较常见的是施工操作人员从混凝土下料口周围拖着振捣棒驱动混凝土拌和料移向远处而不是及时移动下料口,这样会严重影响混凝土的匀质性,并造成不同部位混凝土在收缩等性能上的巨大差异。

**6.2.7** 混凝土养护包括湿度和温度两个方面,养护不仅是浇水,还要控制混凝土的温度变化。在湿养护的同时,应该保证混凝土表面温度与内部温度和所接触的大气温度之间不出现过大的差异,采取保温和散热的综合措施,防止温降和温差过大。对于较大厚度的构件,由于水化热会使温度持续升高,如果气温不是过低,则在浇筑后的初始几小时内宜散热(但仍要保湿,如用薄膜覆盖),在炎热气候下有塑料薄膜覆盖时可在薄膜外面适当喷洒凉水。当混凝土表面已结硬或处于降温阶段则要保温覆盖以降低降温速率,使混凝土表面与内部和大气的温差不要过大。水胶比低的混凝土,浇筑一结束就要保持混凝土中水分不受损失,对水平构件应立即用塑料薄膜紧密覆盖表面,对垂直构件要立即封住顶面并在混凝土达到一定强度时及早松开模板,从顶面注水养护。

传统的观点认为,只有大坝那样的水工结构才是施工时需要控制内部温升的大体积混凝土,但实践表明,由于现代水泥的强度和细度增加以及混凝土水胶比的降低,不仅高层建筑的基础底板和大型设备基础需要控制混凝土内部温度,而且一些墙、柱和梁也会因混凝土的温升引起严重开裂。欧洲一些资料认为截面厚度在 300mm 及以上的墙、板就应专门考虑施工阶段的温度和裂缝控制,我国的实际情况也说明以 300mm 作为大体积混凝土的界限是比较适宜的。

混凝土温度控制的原则是:1) 升温不要太早和太高;2) 降温不要太快;3) 混凝土中心和表层之间、新老混凝土之间以及混凝土表面和气温之间的温差不要太大。温度控制的方法和制度要根据气温(季节)、混凝土内部温度、构件尺寸、约束情况、混凝土配合比等具体条件来确定,不能不管条件采取千篇一律的方式和方法。在气温很高的夏季,如果对混凝土的温升不加控制,即使掺用了矿物掺和料,温升也会很高,而且到达温峰的时间很快,这时就不宜在浇筑后的升温阶段采取保温措施来减小温差,而应该遏制温度的上升,比如对模板进行预冷,并在浇筑过程中不间断冷却模板。

混凝土的入模温度宜根据气温调整。降低入模温度对控制混凝土的裂缝非常重要。同样的混凝土,入模温度高的其温升值要比入模温度低的大许多。在气温很高时,更应采取措设置法降低混凝土的入模温度。但是如果入模温度降得太多,则接触气温的表面比内部硬化得快,等到内部升温而膨胀时,表面产生拉应力容易开裂。因此冬天用热混凝土比夏季用冷混凝土有利。夏季在降低入模温度的同时,还要冷却模板并避免混凝土表面遭到日晒。条文中提出的入模温度一般不超过 28℃ 和 25℃ 的要求是对一般厚度(如 300~600mm)的构件而言的;如果厚度较薄,可适当提高,当尺寸更大特别是大体积厚板,还应进一步降低入模温度。

**6.2.11** 潮湿养护时间应视混凝土材料的不同组成(水胶比、矿物掺和料用量)和施工时的大气环境条件(温度、风速)而定。目前工程施工中存在的普遍问题是混凝土潮湿养护时间不足,对混凝土耐久性质量影响很大。水泥只有水化到一定程度才能形成有利于混凝土强度和耐久性的微结构,而混凝土的最终强度和抗裂性则并不要求水泥完全水化。对于低水胶比又掺用矿物掺和料的混凝土,为了减少混凝土的早期自收缩并保证表层混凝土有密实的微结构,充分的潮湿养护过程尤其重要。混凝土的早期

强度发展在一定程度上反映了混凝土水化的程度，所以可将养护结束时的强度作为养护期限的控制指标之一。但是早期强度发展过快的混凝土不仅容易发生早期开裂，而且混凝土的内部微结构不良，所以潮湿养护首先要有最低期限的限制，比如大掺量矿物掺和料混凝土的最低期限为 7 天，如果大气日平均温度较低，7 天的强度一般达不到 28 天强度的 70%，就需继续延长养护期限。

潮湿养护是指养护过程中混凝土表面能够接触来自外部的的水分。在混凝土表面喷涂养护剂只是保湿养护。大掺量矿物掺和料混凝土在潮湿养护结束后，如环境干燥宜继续保湿养护。

6.2.16 后张预应力筋的锈蚀事故多数出在灌浆质量和锚固端的封堵质量上，必须尽一切可能保证孔道中的浆体密实，消除因泌水在孔道顶端形成空隙，或产生依附在筋体上的大小孔隙。灌浆必须有合适的流动度和稠度，既能有效泵送和充填孔道，又能排出孔道中的空气和水。掺加适量的硅粉、粉煤灰和矿渣都有利于减少浆体泌水和离析，但掺加硅粉的浆体有触变性并使粘度增加。灌浆的性能需有应用前的实验室测试、现场施工前的适用性试验和灌注后的合格试验。实验室试验包括测定流动度、泌水性、体积稳定性、强度、渗透性和凝结时间。美国后张预应力学会建议，灌浆的适用性和合格性试验可采用英国混凝土学会提出的最低试验要求：在适用性试验中，流动度的测定应在搅拌后立即取样，并在预计到达灌浆孔道管的时间（但不小于 30 分钟，对特殊灌浆为 90 分钟）后再取样，而泌水、强度和体积稳定性的测定则在搅拌后立即取样；在合格性试验中，泌水、强度和体积稳定性的测定每天作两个试验，一个试样从流经孔道管后的锚固端出口浆体中取出，另一个从搅拌机取样，而流动度的测定包括一个在搅拌后立即取样，一个从流经孔道管后的锚固端出口浆体中取样，还有一个从灌浆作业完成时的搅拌机中取样。

### 6.3 混凝土耐久性质量检验

6.3.1 现场混凝土耐久性质量检验的主要内容如下：

- 1) 通过无损检测，测定现场钢筋的混凝土保护层实际厚度。
- 2) 通过标准预埋件的拔出试验或回弹仪试验，测定表层混凝土的强度并间接估计保护层混凝土的密实性质量。对处于严重环境作用下的重要工程或构件，宜通过现场混凝土表层抗渗性测试仪，测定表层混凝土的抗渗性。
- 3) 对于引气混凝土，测定新拌混凝土的含气量以及硬化后混凝土的含气量、气泡间距系数与抗冻耐久性指数 DF 值。
- 4) 对于氯盐环境下的重要工程混凝土，测定混凝土的氯离子扩散系数。

6.3.2 混凝土保护层厚度的检验方法与合格标准如下：

用于保护层厚度测定的仪器精度应不低于 1mm，检验的结构部位和构件数量应视工程的具体情况而定。对成批的同类构件，一般可各抽取构件数量的 10%且不少于 10 个构件进行检验。对选定的每一构件，可对各 12 根最外侧钢筋（一般为箍筋或分布筋）的保护层厚度进行检测。对每根钢筋，应在有代表性的部位测量 3 点，并对每一构件的测试数据进行评定。

对同一构件测得的钢筋保护层厚度，如有 95%或以上的测量数据大于或等于保护层最小厚度  $c_{\min}$ （表 5.0.8），则认为合格；否则可增加同样数量的测点，按两次检测的全部数据进行统计，如仍不能有 95%及以上的测点厚度大于或等于  $c_{\min}$ ，则认为不合格。

6.3.3 利用回弹仪、标准预埋件的拔出试验或手提式混凝土表层抗渗性测试仪（抗液体或气体渗透）等方法来检验保护层混凝土的密实性时，应事先通过实验室内的标定试验，在与现场相同（原材料和配比）的混凝土试件上取得仪器读数与混凝土某种抗渗性指标之间的标定曲线。现场测试时的测点部位与测点数量，可按照工程和量测方法的具体特点确定，测试宜在 28 天龄期左右进行。

6.3.4 对于引气混凝土，应从到达现场的混凝土出料口取样，取样的频率通常与混凝土坍落度的测定频率相同。此外，也应从经过泵送、浇筑与振捣后的新浇混凝土中抽样测试含气量。重要工程应同时在现场取样制作混凝土试件，测定硬化后混凝土的抗冻耐久性指数 DF、含气量与气泡间距系数。对于一般工程，可在工程现场仅用含气量测定仪检测拌和料或新拌混凝土的含气量，但事先应在实验室条件下，对所用混凝土（包括引气剂在内的混凝土原材料与级配均相同）进行

抗冻耐久性指数 DF 或气泡间距系数的测定试验，并符合表 4.0.9 和表 4.0.8 注 2 中的规定。

**6.3.5** 氯盐环境下的重要工程，应在现场制作混凝土试件中，取芯测定混凝土抗氯离子侵入性的扩散系数或电量指标，并与表 4.0.12 中的参考数据作比较。

## 7、防腐蚀附加措施

### 7.1 涂层钢筋和耐蚀钢筋

#### 7.1.1 环氧涂层钢筋

对于环境作用等级为 E 或 E 级以上的混凝土构件，可在优质混凝土的基础上选用环氧涂层钢筋。环氧涂层钢筋可与钢筋阻锈剂联合使用，但不能与阴极保护联合使用（除非在钢筋绑扎后再做环氧涂层）。

环氧涂层钢筋的原材料、加工工艺、质量检验及验收标准，应符合现行行业标准《环氧树脂涂层钢筋》（JG3042—1997）的有关规定。环氧涂层钢筋在运输、吊装、搬运和加工过程中应避免损伤涂层，钢筋的断头和焊接热伤处应在 2h 内用钢筋生产厂家提供的涂层材料及时修补。在整个施工过程中，应随时检查涂层损伤缺陷并及时修补。如发现单个面积大于  $25\text{mm}^2$  的涂层损伤缺陷，或每米长的涂层钢筋上出现多个损伤缺陷的面积总和超过钢筋表面积的 0.1%，不容许再修补使用。

与无涂层的普通钢筋相比，环氧涂层钢筋与混凝土之间的粘结强度下降 20%，因而采用环氧涂层钢筋时的钢筋绑扎搭接长度，以及混凝土构件的刚度与裂缝计算值，均与采用普通钢筋时有所不同。

架立和绑扎环氧涂层钢筋，不得使用无涂层的普通钢筋和金属丝。环氧涂层钢筋与无涂层的普通钢筋之间不得有电连接。在浇筑混凝土时宜采用附着式振动器振捣，如使用插入式振动器，需用塑料或橡胶将振动器包覆。

#### 7.1.2 镀锌钢筋（热浸锌）

在碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下，可选用镀锌钢筋延长结构物的使用年限。对于钢丝网和某些预埋件，也可选用热浸锌方法加强防护。镀锌钢筋的质量应符合相关规定，并不宜用在氯盐环境中。

#### 7.1.3 耐蚀钢筋和不锈钢钢筋

在腐蚀环境中可采用耐腐蚀钢种为材质的钢筋。在特别严重的腐蚀环境下，要求确保百年以上使用年限的特殊重要工程，可选用不锈钢钢筋。不锈钢钢筋不得与普通钢筋电连接。

### 7.2 钢筋阻锈剂

**7.2.1** 对于环境作用等级为 E 或 E 级以上的混凝土构件，可在优质混凝土的基础上，在混凝土中掺入钢筋阻锈剂。混凝土的密实性越高，钢筋阻锈剂的防护效能就越好。对于难以采用涂层防护的预应力钢筋和钢绞线的保护，在混凝土或灌浆中掺加钢筋阻锈剂是有效的防护方法之一。作为多重防护措施，钢筋阻锈剂还可与环氧涂层钢筋、阴极保护及混凝土外涂层联合、搭配使用。

**7.2.2** 钢筋阻锈剂的品质应得到确认，要求：1) 对混凝土的主要物理、力学性能无不利影响，2) 能有效抑制钢筋脱钝，防止钢筋锈蚀，3) 在混凝土中保持长期稳定。钢筋阻锈剂的使用范围与使用方法可参照国家有关行业标准。

**7.2.3** 钢筋阻锈剂的用量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$  混凝土) 应根据不同的环境条件（如结构使用年限内侵入混凝土中钢筋表面的氯盐量或混凝土采用海砂时由原材料带入的氯离子量）和阻锈剂品种确定。使用钢筋阻锈剂应事先经过试配和适应性试验；掺入型粉剂类钢筋阻锈剂与其他外加剂联合使用时，在搅拌时需首先加入阻锈剂后再加入其他外加剂，搅拌时间可延长 1~3min，使钢筋阻锈剂能在混凝土中均匀分布。

### 7.3 混凝土表面涂层和防腐蚀面层

**7.3.1** 混凝土表面涂层包括薄涂层，复合型涂层或厚涂层，渗透型涂层等。混凝土表面涂层的试验方法与施工和管理，可参照《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》（JTJ275-2000）的有关规

定。

**7.3.2** 在腐蚀环境中,可选用薄层涂料作为保护混凝土中钢筋的措施。涂层系统应能与混凝土表面的强碱性相适应,与混凝土的粘结力不小于  $1.5 \text{ N/mm}^2$ ,涂层系统自身的耐久性和对混凝土的有效防护时间一般不应低于 10 年。但短寿命的涂层也可用于早龄期混凝土的防护,在混凝土的水化尚未充分完成的数月或一年龄期内,减轻氯盐等腐蚀物质侵入混凝土内部。

**7.3.3** 以沥青、环氧沥青、环氧加煤焦油为基的复合型涂层或厚涂层,可用于地下、水下部分混凝土结构的防护。以环氧树脂、聚氨酯为基的复合型涂层或厚涂层,可用于上部结构。复合型涂层或厚涂层与混凝土的粘结力不小于  $1.5 \text{ N/mm}^2$ ,自身的耐久性和对混凝土的有效防护时间不应低于 20 年。

**7.3.4** 能够渗透到混凝土内的硅烷类涂料,可作为保护混凝土中钢筋的附加措施。硅烷类涂料对混凝土的有效防护时间不应低于 10 年。

#### **7.3.5 水泥基聚合物砂浆层**

在结构和施工条件允许的情况下,可选用水泥基聚合物砂浆层作为保护混凝土和混凝土内部钢筋的措施。水泥基聚合物砂浆层的使用寿命可与混凝土相当,对混凝土的防护能力取决于水泥基聚合物砂浆的密实性和覆层厚度。水泥基聚合物砂浆层的厚度不应小于 5mm。

#### **7.3.6 隔离层**

受环境严重腐蚀作用的混凝土结构或部位,可选用玻璃钢或耐腐蚀板、砖砌筑作为保护混凝土和钢筋的措施。隔离层的有效防护时间不应低于 20 年。

## **附录 A 混凝土抗裂性测试方法及评价**

推荐分别用于净浆(或砂浆)和混凝土的两种方法供选择使用:

**A1 水泥及水泥基胶凝材料抗裂性试验——圆环约束试件;**

**A2 混凝土抗裂性试验——平板约束试件;**

这些方法主要用来比较不同原材料、不同配比浆体(或混凝土)早期抗裂性的相对优劣,从而对原材料和配比进行优选。试验可反映浆体(或混凝土)塑性收缩、自收缩和干燥收缩引起的混凝土早期开裂倾向,但与温度收缩关系不大。

### **A1 水泥及水泥基胶凝材料抗裂性试验**

本试验参考美国 S. P. Shah 提出的方法,采用净浆或水泥胶砂制成的圆环约束试件,测定其收缩过程中出现开裂的时间,用来相对比较抗裂性能,可为工程推荐抗裂性能相对更好的混凝土原材料(水泥品种、掺和料、外加剂)和浆体的配比(掺量和水胶比)。本试验方法也可以改进,用以评价其他影响胶凝材料开裂的因素,例如养护时间、养护方法、蒸发速率和温度等。如将试件的尺寸放大,也可用于混凝土的抗裂性试验。

#### **A1.1 试件制备**

试件的标准模具包括内环、外环和底座(见图 A1-1)。用其制备的试件尺寸为:内径 41.3mm,外径 66.7mm(即壁厚 25.4mm),高度 25.4mm。内、外钢环与试件接触的表面应经过磨光,外环由两个半环组成,为保证拼接良好并防止漏浆,可在外面再套一层用螺栓连接的薄铁皮套箍加以固定。

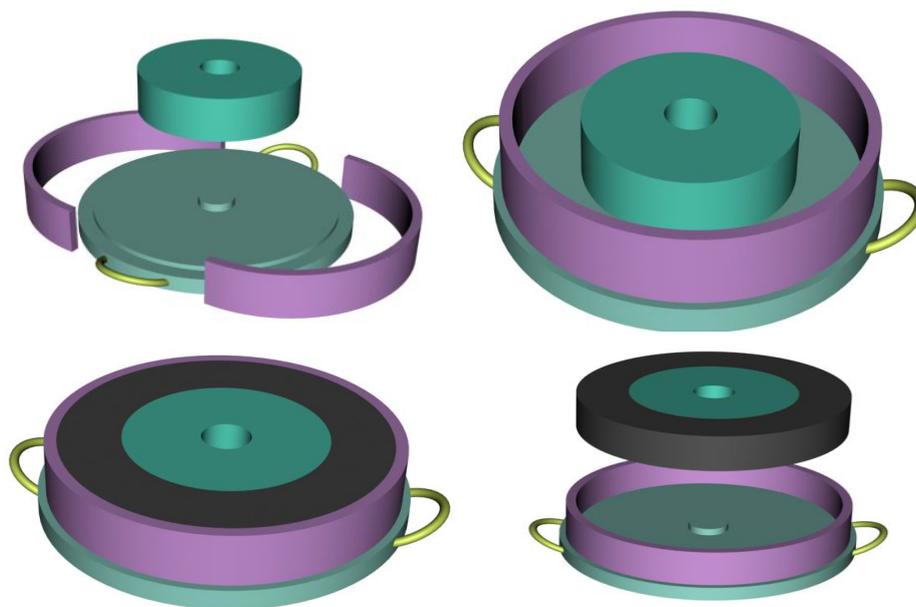


图 A1-1 水泥环装置的模具示意图

试件浇筑前，在内环外表面涂刷隔离剂，隔离剂宜用乳化石蜡或其它品种。模具外环的内表面不宜使用隔离剂。

试验净浆选用的水灰比（水胶比）宜取 0.24~0.28；当用胶砂浆体时，其水灰比（水胶比）可与拟用的混凝土中浆体所用的相应。开裂时间与试验选用的水胶比密切相关，水胶比越大，开裂时间越长，为方便试验，宜先选用较低水胶比（水胶比）拌制净浆，并用《水泥胶砂流动度测定方法》（GB/T2419—94）的跳桌测定浆体的坍扩度和坍落度（分别为 $\geq 105\text{mm}$ 与 $\geq 15\text{mm}$ ），并观察浆体的表面状态，目的是保证低水胶比浆体成型的密实性。

每组至少浇注 3 个圆环试件。圆环试件浇注后采用振动成型以及用小刀插捣以减少试件产生气泡的可能性。每次插捣后，模板的内外表面要铲一铲，以消除模板表面大的空隙，最后对试件进行整平并迅速将试件移入养护室。养护温度  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ，湿度  $>95\%$ 。

试件成型  $24 \pm 1\text{h}$  后，拆去外环的套箍，用薄刀片轻轻分开两个半环，将试件连同模具的内环一起取出，在试件顶面和底面涂抹隔离剂（如沥青）进行密封处理后放入恒温恒湿箱中，箱内控制温度  $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ ，湿度  $50 \pm 10\%$ 。

### A1.2 试验

套在环上的试件在收缩时受到内环的约束。试验时将试件连同模具内环平放在低摩阻材料（如聚四氟乙烯）的平面上，试件的外侧面粘贴应变片，通过计算机采集应变数据，每隔 2min 采集 1 次圆环试件外侧面上的应变。应变仪的最高分辨率为  $1\mu\epsilon$ ；零漂不大于  $4\mu\epsilon/2\text{h}$ 。每 2min 记录应变 1 次；每隔 12hr 观察 1 次应变测值，并绘图观测曲线是否有突变点（参见图 A1-2）。

通过计算机自动记录环境温度，并通过监测一块贴在长龄期自由试件上的应变片对被测试件的应变片进行温度补偿。

试件出现开裂后，记录外侧面的开裂模式并计算开裂时间（从加水搅拌后 24h 开始计时）。

开裂时间为应变计显示减小上百个微应变或者增加数百个微应变的时刻。如果未观察到试件的应变值出现突变点，而试件表面也没有发现可见裂纹，则为“未开裂”，记录试验结束的龄期。图 A1-2 举例显示两个圆环试件外侧面的应变—时间关系（试件收缩随时间发展，因而测得的都是负应变）。随着试件发生开裂，侧面不同部位上 4 个应变片同时出现转

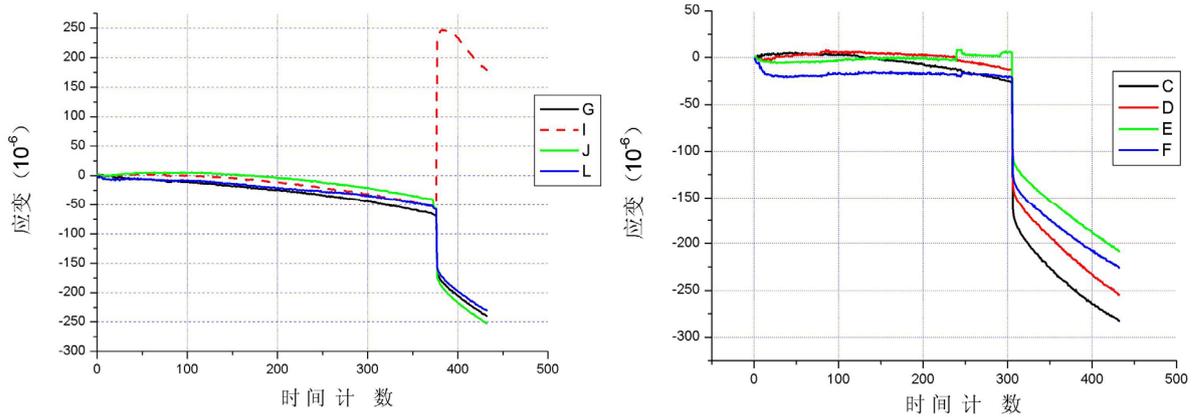


图 A1-2 开裂时间监测的示意图

折点。当开裂发生在应变片覆盖范围内时，应变片读数为正值(受拉)，直至拉断；而当开裂发生点不在应变片覆盖范围内时，应变片显示约上百个微应变的减小。因此，开裂时间可以通过 1 个试件贴 1 个应变片监测。

### A1.3 报告

应记录以下相关参数：

- 1) 胶凝材料的性能：所使用材料的固有参数和水灰比（水胶比）；
- 2) 试样的扩展度和坍落度；
- 3) 模具内环的厚度和外径；
- 4) 浇注温度和养护温度；
- 5) 拆模后的试验温度、相对湿度；
- 6) 每个试件的开裂时间以及平均值（精确到 0.1h）；
- 7) 试件外侧面开裂的模式；
- 8) 胶凝材料的 1d、3d、7d 和 28d 抗压强度和抗折强度（按照《水泥胶砂强度检验方法》，GB17671—1999，即 ISO 法检测）。

## A2 混凝土抗裂性试验 — 平板试件

本试验参考日本笠井芳夫教授提出的测试方法，可作为选用混凝土原材料和配合比时对不同混凝土的抗裂性进行对比。

### A2.1 试件

试件尺寸为 600mm×600mm×63mm，用于浇筑试件的钢制模具见图 A2-1。模具的四边用 10/6.3 不等边角钢制成，每个边的外侧焊有四条加劲肋，模具四边与底板通过螺栓固定在一起，以提高模具的刚度；在模具每个边上同时焊接（或用双螺帽固定）两排共 14 个  $\phi 10 \times 100$ mm 螺栓（螺纹通长）伸向锚具内侧。两排螺栓相互交错，便于浇筑的混凝土能填充密实。当浇筑后的混凝土平板试件发生收缩时，四周将受到这些螺栓的约束。在模具底板的表面铺有低摩阻的聚四氟乙烯片材。模具作为试验装置的一个部分，试验时与试件连在一起。

按预定配比拌和混凝土，每组试件至少 2 个。试件按规定条件养护。

试件的平面尺寸与厚度也可根据粗骨料的最大粒径等不同情况变化。

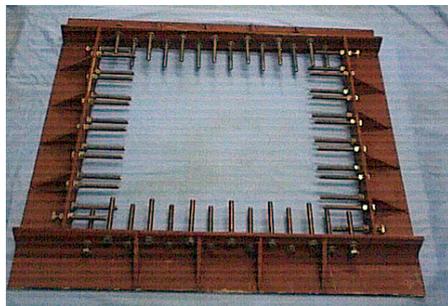
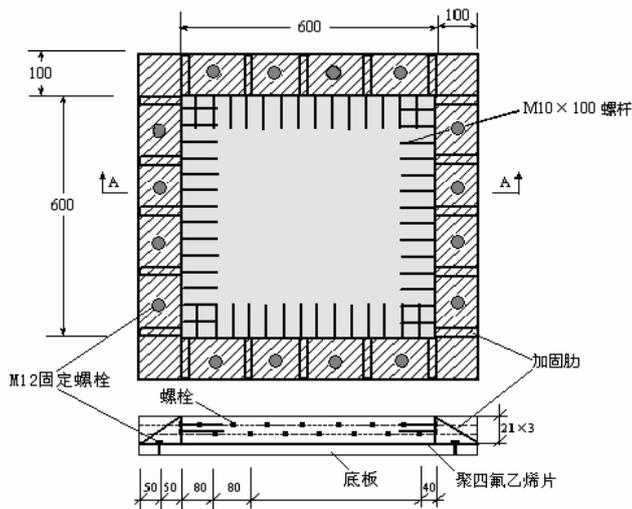


图 A2-1 平板试件模具示意图与照片

## A2.2 开裂试验

试件浇注、振实、抹平后，可结合工程对象的具体情况选定试件的养护方法和试验观察的起始与终结时间以及试验过程中的环境条件（温度、湿度、风速），从而评定混凝土包括塑性收缩、干燥收缩和自收缩影响在内的早期开裂倾向。用作抗裂性评价的主要依据为试验中观察记录到的试件表面出现每条裂缝的时间尤其是初裂时间，裂缝的最大宽度，裂缝数量与总长等。

以下为日本笠井芳夫的试验步骤与评价方法，采用的试件尺寸为 600mm×600mm×50mm：

### 1、 实验步骤

试件浇筑后立即用塑料薄膜覆盖，保持环境温度为 30℃，相对湿度为 60%；2h 后将塑料薄膜取下，用风扇吹混凝土表面，风速 8m/s；记录试件开裂时间、裂缝数量、裂缝长度和宽度。从浇筑起，记录至 24 小时。根据 24 小时开裂情况，计算下列三个参数：

#### 1) 裂缝的平均裂开面积

$$a = \frac{1}{2N} \sum_i^N W_i \cdot L_i \quad (\text{mm}^2/\text{根})$$

#### 2) 单位面积的开裂裂缝数目

$$b = \frac{N}{A} \quad (\text{根} / \text{m}^2)$$

#### 3) 单位面积上的总裂开面积

$$C = a \cdot b \quad (\text{mm}^2/\text{m}^2)$$

式中：

$W_i$ —第  $i$  根裂缝的最大宽度，mm；

$L_i$ —第  $i$  根裂缝的长度，mm；

$N$ —总裂缝数目，根；

$A$ —平板的面积 0.36m<sup>2</sup>。

### 2、 试件的早期抗裂性评价

试件早期的抗裂性评价准则如下：

- 1) 仅有非常细的裂纹；
  - 2) 平均裂开面积 $<10\text{ mm}^2$ ；
  - 3) 单位面积开裂裂缝数目 $<10\text{ 根/m}^2$ ；
  - 4) 单位面积上的总裂开面积 $<100\text{ mm}^2/\text{m}^2$
- 按照上述四个准则，将抗裂性划分为五个等级：

I级：全部满足上述四个条件；

II级：满足上述四个条件中的3个；

III级：满足上述四个条件中的2个；

IV级：满足1/4；

V级：一个也不满足。

上述试验方法和步骤主要用来比较混凝土在早期塑性收缩下的抗裂性。如果延长覆盖养护时间，这时的裂缝可能会更多地反映干燥收缩和自收缩的影响。在以上的抗裂性评价中，未能将初裂时间作为主要的指标考虑，可能是一个缺陷。

哈尔滨工业大学巴恒静采用尺寸为 $600\text{mm}\times 600\text{mm}\times 63\text{mm}$ 的平板试件进行抗裂性试验，与之相应的模具可采用现成的国产型钢，试件混凝土的骨料最大粒径可到20或25mm，同时适当加强了模具的刚度（图A2-1）。试验前装置好模具，逐个调整和紧固模具上的所有螺栓，在模具底板上铺好低磨阻片材。浇筑试件时将混凝土拌和物分两层浇入模具中插捣振实，每组（相同配合比）成型两个试件，密封养护到初凝时，揭去塑料布将两个试件连同模具置于吹风条件下，保持环境温度为 $20\pm 1^\circ\text{C}$ ，相对湿度为 $50\pm 5\%$ ，用调速风扇产生 $0.6\text{m/s}$ 的风速，然后开始观察平板表面的裂缝发生过程。在开始的3h内，每5min观察一次；当发现有裂纹出现后改为每10min观察一次；当混凝土表面出现贯穿裂缝后很少会再有新的裂缝出现，这时改为每30min观察一次；到1d后，每0.5d观察一次直到龄期3d为止。记录每个混凝土平板试件开始出现裂缝的时间，裂缝数量、长度、宽度等随时间的变化。根据试件的初裂时间和最大裂缝宽度等数据作为试件混凝土抗裂性的评定指标。

## 附录 B 混凝土氯离子扩散系数快速测定方法

### B1 混凝土氯离子扩散系数快速测定法的 RCM 法

按照唐路平提出的氯离子电迁移快速试验方法测定混凝土中氯离子非稳态迁移的扩散系数，并参考了德国亚琛工业大学土木工程研究所对这一方法细节作出的局部修改。

#### B1.1 试验目的

定量评价混凝土抵抗氯离子扩散的能力,为氯离子侵蚀环境中混凝土结构耐久性设计与施工提供基本参数。

### B1.2 适用范围

本试验方法适用于骨料最大粒径不大于 25 mm (一般不宜大于 20 mm) 的试验室制作的或者从实体结构取芯获得的混凝土试件。试验数据可以用于混凝土施工时的配合比设计和混凝土质量检验的评定依据,也可按 DuraCrete 提出的方法用于混凝土结构使用寿命的预测和评估。

### B1.3 试验设备和化学试剂

- 1) RCM 测定仪 (图 B1-1)。
- 2) 含 5% NaCl 的 0.2 mol/L KOH 溶液; 0.2 mol/L KOH 溶液。
- 3) 显色指示剂; 0.1 mol/L AgNO<sub>3</sub> 溶液。
- 4) 水砂纸 (200#~600#); 细锉刀; 游标长尺 (精度 0.1 mm)。
- 5) 超声浴池; 电吹风 (2000 W); 万用表; 温度计 (精度 0.2℃)。
- 6) 扭矩扳手 (20 N·m~100 N·m, 测量误差±5%)。

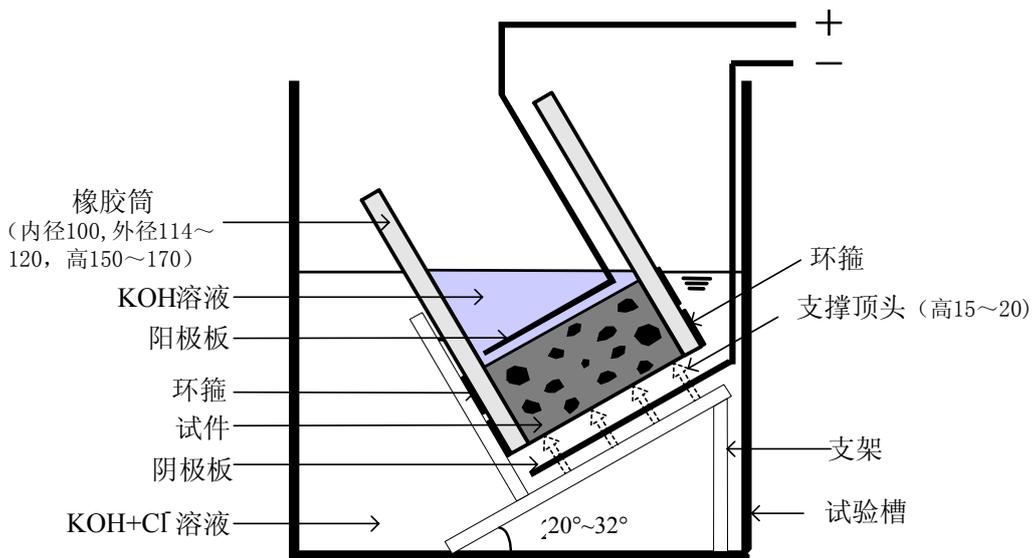


图 B1-1 RCM 测定仪示意图 (表中尺寸单位 mm)

### B1.4 试验步骤

#### 1) 试件准备

试件标准尺寸为直径  $\phi 100 \pm 1$  mm, 高度  $h=50 \pm 2$  mm。

试件在试验室制作时,一般可使用  $\phi 100\text{mm} \times 300\text{mm}$  或  $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 150\text{mm}$  试模,制作后立即用塑料薄膜覆盖并移至标准养护室,24h后拆模并浸没于标准养护室的水池中。试验前 7d 加工成标准尺寸的试件\*,并用水砂纸 (200#~600#)、细锉刀打磨光滑,然后继续浸没于水中养护至试验龄期。

\* 试件加工时是否切除混凝土表层视实际结构情况和施工方法决定,并在实验报告中予以说明。

试件在实体混凝土结构中钻取时，应先切割成标准试件尺寸\*，再在标准养护室水池中浸泡 4d，然后才可以进行试验。

## 2) 试验准备

实验室温度控制在  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 。试件安装前需进行  $120 \pm 20$  s 超声浴处理，超声浴槽事先需用室温饮用水冲洗干净。

试件的直径和高度应该在试件安装前用游标卡尺测量（精度 0.1 mm），并填入显色深度计算表（表 B1-1）和试验原始记录表（表 B1-3）。安装前的试件表面应该干净，无油污、灰砂和水珠。

RCM 测定仪的试验槽在试验前需用室温饮用水冲洗干净，然后把试件装入橡胶筒内，置于筒的底部（图 B1-1）。与试件齐高（50mm）的橡胶筒体外侧处，安装两个环箍（每个箍高 25mm）并拧紧环箍（图 B1-2）上的螺丝至扭矩  $30 \pm 5 \text{ N}\cdot\text{m}$ ，使试件的侧面处于密封状态。若试件的柱状曲面具有可能会造成液体渗漏的缺陷，则要用密封剂保持其密封性。



图 B1-1 不锈钢环箍

## 3) 电迁移试验过程

在无负荷状态下，将 40V/5A 的直流电源调到  $30 \pm 0.2\text{V}$ ，然后关闭电源。把装有试件的橡胶筒安装到试验槽中，安装好阳极板，然后在橡胶筒中注入约 300 ml 的 0.2 mol/L 的 KOH 溶液，使阳极板和试件表面均浸没于溶液中。

在试验槽中注入含 5% NaCl 的 0.2 mol/L 的 KOH 溶液，直至与橡胶筒中的 KOH 溶液的液面齐平。按图 B1-3 连接电源、分配器和试验槽，阳极连至橡胶筒中阳极板，阴极连至试验槽的电解液中阴极板。

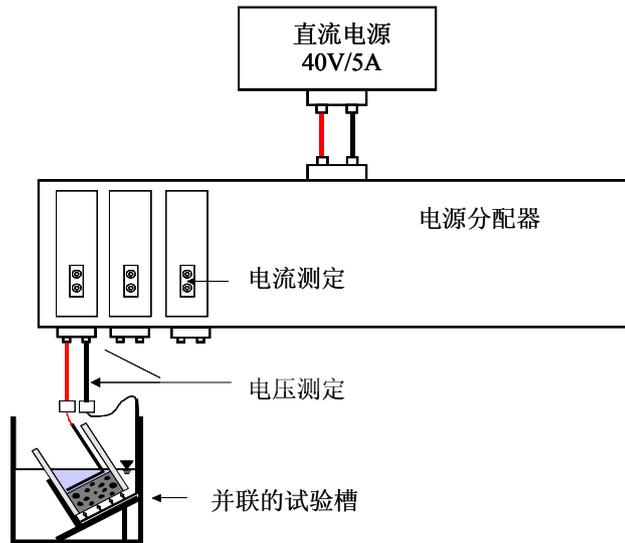


图 B1-3 RCM 设备接线图

打开电源，记录时间，立即同步测定并联电压，串联电流和电解液初始温度。测量电压时，万用表调到 200V 档，若电压偏离  $30 \pm 1V$ ，则断开连接，重调电源无荷电压；测量电流时，万用表调到 200 mA 档；溶液的温度测定应精确到  $0.2^{\circ}C$ 。

试验时间按测得的初始电流确定（表 B1-2）。试验数据填入试验原始记录表（表 B1-3）。

试验结束时，先关闭电源，测定阳极电解液最终温度，断开连线，取出装有试件的橡胶筒，倒除 KOH 溶液，松开环箍螺丝，然后从上向下移出试件。

#### 4) 氯离子扩散深度测定

试件从橡胶筒移出后，立即在压力试验机上劈成两半。在劈开的试件表面立即喷涂显色指示剂，混凝土表面一般变黄（实际颜色与混凝土颜色相关），其中含氯离子部分明显较亮；表面稍干后（约 10 min）喷  $0.1 \text{ mol/L AgNO}_3$  溶液；然后将试件置于采光良好的实验室中，含氯离子部分不久（约 1d）即变成紫罗兰色（颜色可随混凝土原材料和指示剂的不同而变化），不含氯离子部分一般显灰色。若直接在劈开的试件表面喷涂  $0.1 \text{ mol/L AgNO}_3$  溶液，则可在约 15min 后观察到白色硝酸银沉淀。

测量显色分界线离底面的距离，把如图 B1-4 所示位置 \* 的测定值（精确到 1 mm）填入表 B1-1，计算所得的平均值即为显色深度。

\* 试验表明，测点位置没有必要考虑边缘效应和骨料阻挡的情况，但对非常明显的骨料阻挡情况，应在试验报告中注明。

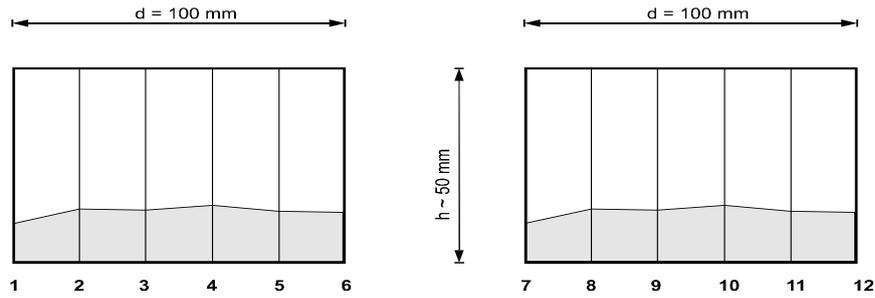


图 B1-4 显色分界线位置编号

试验后排除试验溶液，结垢或沉淀物用黄铜刷清除，试验槽和橡胶筒仔细用饮用水和洗涤剂冲洗 60s 以上，最后用室温饮用水洗净并用电吹风（用冷风档）吹干。

### B1.5 试验结果计算

混凝土氯离子扩散系数按下式计算（中间运算精确到四位有效数字，最后结果保留三位有效数字）：

$$D_{RCM,0} = 2.872 \times 10^{-6} \frac{Th(x_d - \alpha \sqrt{x_d})}{t}$$

$$\alpha = 3.338 \times 10^{-3} \sqrt{Th}$$

式中  $D_{RCM,0}$  — RCM 法测定的混凝土氯离子扩散系数 ( $m^2/s$ )；

$T$  — 阳极电解液初始和最终温度的平均值 (K)；

$h$  — 试件高度 (m)；

$x_d$  — 氯离子扩散深度 (m)；

$t$  — 通电试验时间 (s)；

$\alpha$  — 辅助变量。

混凝土氯离子扩散系数为 3 个试样的算术平均值。如任一个测值与中值的差值超过中值的 15%，则取中值为测定值；如有两个测值与中值的差值都超过中值的 15%，则该组试验结果无效。

### B1.6 说明

氯离子扩散系数快速测定的试验原理和方法最早由唐路平等人在瑞典高校 CTH 提出，称 CTH 法 (NT Build 492-1999.11)。以后德国亚琛工业大学土木工程研究所对这一试验方法的细节作了些改动，如试件在试验前用超声浴而不用原来的饱和石灰水作真空饱水预处理，试件置于试验槽内的倾角为  $32^\circ$  而不是原来的  $22^\circ$ ，且试验时采用的阴、阳极电解溶液也有所不同。这些差异对试验结果的影响尚待进一步研究，国外已有对比试验认为，改动后的方法与原方法得出的结果无明显差别，国内的试探性对比试验也得出相同印象，且已被瑞士 SIA262/1-2003 标准和德国 BAW 标准草案

(2004.05) 采纳。表 B1-1

显色深度[mm]计算表

试件 编号	直径 [mm]	高度 [mm]	显色深度[mm]												平均 值
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1															
2															
3															
4															
5															
6															
7															
8															
9															

表 B1-2 初始电流与试验时间的关系

初始电流 $I_0$ MA	应选定的通电试验时间 h
$I_0 < 5$	168
$5 \leq I_0 < 10$	96
$10 \leq I_0 < 30$	48
$30 \leq I_0 < 60$	24
$60 \leq I_0 < 120$	8
$120 \leq I_0$	4

表 B1-3

RCM 试验原始记录表

编号	试件 制作 时间	龄 期	试 验 日 期	试 验 时 间	超 声 浴 时 间	无 载 电 压	电 压	电 流	初 始 KOH 溶 液	初 始 KOH+Cl <sup>-</sup> 溶 液	试 验 持 续 时 间	试 件 高 度 $h$	显 色 深 度 $x_d$	最 终 KOH 溶 液 温 度
----	----------------	--------	------------------	------------------	-----------------------	------------------	--------	--------	-------------------------	---	----------------------------	-------------------------	---------------------------	-----------------------------------

-	-	D	-	-	min	V	mA	°C	ml	°C	ml	h	mi n	m	°C	

**B2 混凝土中氯离子扩散系数快速检测的 NEL 方法**

**B2.1 试验目的:**

利用 Nernst-Einstein 方程和 NEL 型混凝土快速真空饱水饱盐装置及混凝土渗透性电测仪检测混凝土中的氯离子扩散系数  $D_{NEL}$ ，对混凝土渗透性进行快速评价。为耐久混凝土的配合比设计和混凝土质量检验提供依据。

**B2.2 检测步骤**

- 1 配制溶液: 用分析纯 NaCl 和蒸馏水搅拌配制 4 Mol / L NaCl 盐溶液, 静停 8hrs 以上备用。
- 2 试样制备: 将待测混凝土试件 (可为指定龄期的试件或钻取的芯样), 切去表面层 2cm 以避免浮浆层的影响, 然后切成 100×100×50mm 或 Φ100×50mm 的试样, 上下表面应平整; 取其中三块, 用千分尺量取试样中心厚度。
- 3 真空饱盐: 将 5cm 厚的混凝土试样垂直码放于 NEL 型混凝土快速真空饱盐装置的真空室中, 试样间应留有间隙。密闭真空室并开动真空泵和气路开关, 在真空表显示值小于 -0.05 MPa 的压力下保持 6hrs 后, 断开气路, 导入 4Mol / L 的 NaCl 溶液至液位指示灯灭, 关闭水路开关, 再打开气路开关, 抽真空至上述真空度并保持 2hrs。关闭真空泵和所有开关, 继续保持试样浸泡于真空室的状态至 24hrs 为止 (从开始抽真空时计)。每次饱盐毕, 应及时更换真空泵油 (若用无油泵, 则需检查工作状态是否正常), 并清洗真空室。
- 4 量测氯离子扩散系数  $D_{NEL}$ : 擦去饱盐试样侧面盐水并置于试样夹具中两 Φ50mm 紫铜电极

间（如果混凝土试样表面略不平整，可在两电极与试样表面各加一浸有 4Mol/L NaCl 的 80 目铜网），用 NEL 型混凝土渗透性电测仪进行量测，混凝土渗透性电测仪可自动调节电压，直接给出该混凝土试样中氯离子扩散系数  $D_{NEL}$  值。

5 数据处理和混凝土渗透性评定：取偏差小于 15% 的三块平行试样的氯离子扩散系数平均值作为该混凝土中氯离子扩散系数值；若三块平行试样的测定值与平均值的偏差均超过 15%，则需重新进行检测。根据表 B2-1 对混凝土渗透性进行分级。

表 B2-1 混凝土渗透性评价标准

氯离子扩散系数 $D_{NEL}$ ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ )	混凝土渗透性等级	混凝土渗透性评价
>10	I	高
5~10	II	中
1~5	III	低
0.5~1	IV	很低
<0.5	V	极低

注：1 当氯离子扩散系数  $D_{NEL}$  恰好为两等级的边界值时，取为上一等级。

2 小于  $5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  的混凝土通常必须掺有适量的矿物掺和料。采用大掺量矿物掺和料并保证适量的胶凝材料体积是降低混凝土渗透性的简单有效途径。

## 附录 C 氯离子侵入混凝土过程的 Fick 模型

### C1 混凝土的抗侵入性

混凝土材料的劣化主要是有害物质侵入混凝土内部的结果。混凝土的抗侵入性（抗渗性）是抵抗外界水、气及溶于水、气中的其他离子、分子物质侵入混凝土内部的能力。这些物质进入混凝土内部的传输机理可以是扩散、渗透或吸收等，所以抗侵入性可用这些物质在混凝土中的扩散系数、渗透系数或吸收率等参数表示。

渗透是流体在压力差的驱动下发生在材料内部的流动，传统的混凝土耐久性测定方法就是采用高压水的渗透试验，并据此确定渗透系数或抗渗标号，但抗渗标号难以判定现代混凝土的耐久性，因为高质量的低水胶比混凝土几乎不透水，而且抗渗标号也难以反映混凝土的防水性能，因为强度等级超过 C30 的混凝土几乎都能符合抗渗等级，而真正造成渗漏的却是裂缝或施工浇筑振捣中造成的局部缺陷。实际工程中有害物质主要通过这种渗透机理进行传输的除深水下的工程外也很少见，所以本《指南》排除了抗渗标号的提法。

扩散是自由分子或离子通过无序运动从高浓度区到低浓度区的净迁移，其驱动力是浓度差而不是压力差；氯盐和硫酸盐侵入混凝土内部主要是通过溶于混凝土孔溶液内的氯离子和硫酸盐离子的浓度差而扩散， $\text{CO}_2$  和氧气等气相物质也主要通过混凝土孔隙气体中的扩散传输。吸收是混凝土毛细孔隙的表面张力引起的液体传输，只有中空或部分饱水的毛细孔隙才有表面张力，当表面干燥或半湿的混凝土表面接触到含盐水分，氯离子就会被吸收。混凝土的毛细孔隙内常同时存在空气和水，由于温度或压力的变化，尤其在接触海水的混凝土表层内，还会发生对流。所以氯离子入侵混凝土的传输途径与环境条件有很大关系，海水中的混凝土主要通过扩散，而浪溅区的混凝土则主要依靠干湿交替的表面吸收并通过内部的孔隙水继续向里扩散。氯离子在混凝土内部的传输过程中，部分的氯离子会与混凝土胶凝材料的水化产物结合，推迟了氯离子到达钢筋表面并积累到临界浓度的时间；但当混凝土被碳化或温度升高，有些

被结合的氯离子又有可能释放成自由氯离子。

当氯离子从构件表面侵入到钢筋表面处的混凝土中氯离子浓度逐渐累积到临界浓度时，钢筋表面的钝化膜遭到破坏，钢筋开始锈蚀。除常年干燥或常年水下的环境条件外，氯盐引起的钢筋锈蚀一旦开始后就发展很快，所以氯盐环境下常以钢筋表面的混凝土氯离子浓度达到临界值的时刻作为使用期限终结的极限状态，而将锈蚀开始后到表面混凝土受锈剥落的发展期留作某种安全储备而不再考虑。与普通钢筋不同，预应力筋或高强钢筋发生应力腐蚀后会出现脆断，因此更不宜考虑锈蚀发展期，而且不允许混凝土发生顺筋开裂。

## C2 Fick 第二扩散定律的计算模型

氯离子侵入混凝土的过程目前多用 Fick 第二扩散定律描述：

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (1)$$

式中  $C$  为氯离子浓度，常用混凝土中的氯离子质量与混凝土中胶凝材料质量的比值（%）表示，或用混凝土中的氯离子质量与混凝土质量的比值（%）表示，也可用每方混凝土中的氯离子质量表示（ $\text{kg}/\text{m}^3$ ）； $D$  为第二定律中的扩散系数； $t$  和  $x$  分别为时间和距离。

将混凝土看成半无限体，设在边界  $x=0$  处的氯离子浓度为定值，即  $C(x=0, t) = C_{sa}$ ，混凝土内的初始氯离子浓度  $C(x, t=0) = C_i = 0$ ，并假定  $D$  为定值  $D_a$ ，这时式（1）有以下的解析解：

$$C(x, t) = C_{sa} \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_a \cdot t}} \right) \right] \quad (2)$$

式中  $t$  是混凝土表面受环境氯离子作用的时间， $C(x, t)$  是经过时间  $t$  氯离子侵入到离表面深度为  $x$  处的氯离子浓度， $\operatorname{erf}$  是误差函数，式（2）给出了每一时刻的混凝土内部氯离子浓度分布分布曲线（图 1）。

如果混凝土内有原材料引入的氯离子初始浓度  $C_i$ ，则式（2）可写为：

$$C(x, t) = C_i + (C_{sa} - C_i) \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_a \cdot t}} \right) \right]$$

设引起钢筋脱钝的氯离子临界浓度为  $C_c$ ，在式（2）中令  $C(x, t) = C_c$ ，即可解得深度为  $x$  处的钢筋开始发生锈蚀的时间  $t$ 。

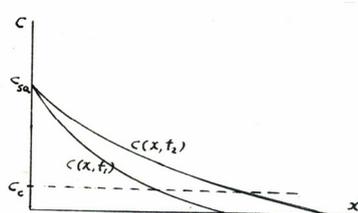


图 1



图 2

Fick 定律模型所描述的只是扩散机理，而氯离子侵入混凝土内部不仅通过扩散，而且还有吸收、对流并有部分氯离子在传输过程中被结合。实际的工程构件在接触氯盐环境后的表面氯离子浓度也不可能立即就达到定值  $C_s$ ，尤其是受大气盐雾作用的混凝土表面。此外，扩散系数在环境氯离子作用的整个时间内也不可能是定值。所以要利用式（2）的计算模型来近似反映如此复杂的过程，误差函数解析解中的扩散系

数  $D_a$  只能依靠现场实测反演得出的数据。即从历经暴露时间  $t$  后的混凝土构件中取芯，实测不同深度处的氯离子浓度值，然后按式 (2) 进行曲线拟合出式中的参数  $D_a$  和  $C_{sa}$ 。混凝土的表层氯离子浓度由于受到碳化、雨水冲刷等多种因素影响，实测数据往往偏离（低于）这一模型的规律（图 2），所以表面氯离子浓度  $C_{sa}$  也应该取用曲线拟合回归得到的数值，而不是表层混凝土的实测值。

通过现场实测表明，扩散系数  $D_a$  与混凝土水胶比、胶凝材料品种与掺量以及环境条件等多种因素有关，并随混凝土受环境氯离子作用时间或年限的增长而降低，符合指数衰减规律：

$$D_a(t) = D_i \left[ \frac{t_i}{t} \right]^n \quad (3)$$

式中  $D_i$  为历经环境作用时间  $t_i$  后测得的扩散系数。指数  $n$  也与胶凝材料种类、掺量及不同环境条件有关。对于环境作用时间长达十几年或几十年的低水胶比硅酸盐水泥混凝土， $D_a$  约为  $10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$  的量级，如果是相同水胶比和同样年限的大掺量矿物掺和料混凝土， $D_a$  的量值则可低一个数量级。

在工程的设计阶段，我们只能根据相近环境条件和相似配比混凝土测定的扩散系数  $D_a(t)$  来预测氯离子引起钢筋锈蚀的年限。当工程建成后，可以每隔一定时间或年限测定构件混凝土在实际环境作用下的扩散系数及其衰减规律，就能比较准确的预计钢筋将来可能发生锈蚀的时间。 $D_a$  虽然随环境作用时间的长短而变化，但本身是按式 (2) 的误差函数解析解拟合得出的，所以与 (2) 的  $D_a$  为定值的前提并不矛盾。

如果环境作用的时间很短，氯离子侵入混凝土内的深度很小，所以不可能通过现场实测得出  $t=0$  即混凝土开始接触氯离子环境时的扩散系数  $D_a(t=0) = D_0$ ，但我们可以通过实验室的标准快速试验方法测得此时（相应的混凝土龄期为  $t_0$ ）的扩散系数  $D_p$ （见 2.2.6 条）为  $D_{p0}$ ，并近似认为  $D_{p0}$  与  $D_0$  相等或相近。用快速试验得出的  $D_p$  是某一龄期混凝土的扩散系数，或称瞬态扩散系数，与  $D_a$  完全不同，后者只在开始接触氯离子环境的初期或初始时刻才可认为与  $D_p$  相等或相近。

根据快速试验测得的扩散系数  $D_p$  随混凝土龄期增长而降低，大体也服从指数衰减的规律，反映混凝土水化或成熟的程度与时渐进：

$$D_p(t) = D_{pi} \left[ \frac{t}{t_i} \right]^m \quad (4)$$

上式中的  $t$  是混凝土的龄期，而不是式 (2) 和 (3) 中的环境作用时间； $D_{pi}$  是氯离子在龄期为  $t_i$  的混凝土中的扩散系数；但  $D_p$  随龄期降低的持续时间可能不会很长，指数  $m$  也不同于式 (3) 中的  $n$ 。随龄期变化的扩散系数  $D_p$  不能用于式 (2)，因为这一公式是以扩散系数为定值的前提导出的，如果扩散系数以式 (4) 那样的指数规律衰减，也可以从 (1) 式直接导出解析解：

$$C(x,t) = C_s \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{(1-m)^{-1} \cdot D_p(t) \cdot t}} \right) \right] \quad (5)$$

与式 (2) 相比，其中多了一项  $(1-m)^{-1}$ 。由于式 (2) 中的  $D_a$  是从现场的实测拟合得出的，能够综合体现各种因素的影响，在一定程度上弥补了 Fick 模型单纯考虑考虑扩散作用的局限，所以实用性较强。式 (5) 在数学推导上也是正确的，却未能照顾到复杂的实际情况，而且缺乏工程实践的验证，尚难用于工程设计。

由于式 (2) 中的环境作用年限相对于构件开始接触氯离子环境时的龄期要长得多，

即  $t \gg t_0$ , 所以  $t$  也可认为就是混凝土的龄期。于是从式 (3) 和 (2) 可得:

$$D_a(t) = D_0 \left[ \frac{t_0}{t} \right]^n = D_{p0} \left[ \frac{t_0}{t} \right]^n \quad (3a)$$

$$C(x, t) = C_{sa} \cdot \left[ 1 - \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_0 \cdot t_0^n \cdot t^{1-n}}} \right) \right] \quad (2a)$$

上式比较适用于设计阶段对氯离子侵入混凝土过程的预测, 因为  $D_{p0}$  可以针对设计选择的混凝土进行试验测定, 但是其他的参数如  $n$  和  $C_{sa}$  仍需参考有关资料选取。Fick 模型中的  $D_a(t)$ 、 $C_{sa}$  等参数只有在工程建成并经实际环境作用一段时间后通过现场实测才比较可信, 所以使用寿命的预测可能更适用于已建工程, 这也是重要工程应该在耐久性设计中规定工程建成后必须进行定期检测的一个原因。设计阶段中的使用寿命验算, 只是一个非常近似的估计。

### C3 Fick 模型在设计中的应用

结构耐久性设计的设计使用年限应有一定的安全裕度或保证率, 在第 3.2.1 条的条文说明中已有述及。如果用概率可靠度方法设计, 则计算模型中的参数如氯离子扩散系数、混凝土表面氯离子浓度、钢筋开始锈蚀时的氯离子临界浓度、保护层厚度等均按其平均值取值, 给出其(或假定)分布曲线形状与离散性, 并满足可接受的失效概率; 如果按分项系数或分项安全系数那样的方法设计, 则模型中与环境作用有关的参数要乘以大于 1 的系数, 与抵抗环境作用有关的参数要除以大于 1 的系数。也可凭经验直接偏低或偏高取用模型中的某些参数来保证计算的结果有一定的安全裕度。所需裕度或保证率的大小, 视工程的重要性、失效后果的严重性、修复费用的高低与修复可行性、计算方法的近似程度等多种因素而定。设计取用的氯离子扩散系数、表面氯离子浓度、氯离子临界浓度等参数应通过工程的比照调查和必要的试验综合确定。根据实验室标准试验方法测定的氯离子扩散系数等数据, 用于工程耐久性设计计算时必须考虑到现场的结构混凝土与实验室混凝土的不同工作条件, 需要作龄期、温度影响等修正。温度对氯离子扩散系数有较大影响, 根据 Nernst-Einstein 方程, 如温度从 20°C 增加到 30°C, 扩散系数约可增加一倍; 温度从 20°C 降到 10°C, 扩散系数约可减为原有的一半。

下面, 简要介绍国外具有一定代表性的工程设计方法, 详细的了解可查阅以下文献:

- 1、General Guidelines for Durability Design and Redesign, DuraCrete, Feb, 2000
- 2、Life-365 Computer Program for Predicting the Service Life and Life Cycle Costs of RC Exposed to Chlorides, Oct.2000 Version 1.0.0
- 3、混凝土标准示方书, 日本土木学会, 2002

#### C3.1 欧洲 DuraCrete 方法

DuraCrete 是欧共体资助的有关混凝土结构耐久性的联合研究项目, 提出的氯离子侵入混凝土过程的计算模型为:

$$C(x, t) = C_{sa} \cdot \operatorname{erfc} \left[ \frac{x}{2\sqrt{D_a \cdot t}} \right] \quad (6)$$

$$D_a = D_a(t) = D_{RCM,0} \cdot k_r \cdot k_c \cdot k_e \cdot \left[ \frac{t_0}{t} \right]^n \quad (7)$$

式中的  $D_{RCM,0}$  为龄期  $t_0$  的混凝土用氯离子快速电迁移标准试验方法测定的扩散系数,

通常取  $t_0$  为 28 天；系数  $k_t$  是考虑到快速电迁移标准试验方法测定的扩散系数用来表达早期混凝土扩散系数  $D_a$  的修正系数，通常取 1； $k_e$  是环境条件影响系数； $k_c$  是混凝土养护条件影响系数。 $k_e$  和  $k_c$  考虑了实验室测定混凝土扩散系数的条件与现场的差别。将式中的  $C(x,t)$  代之以钢筋的氯离子临界浓度  $C_c$ ， $x$  为保护层厚度，这样即可用于设计。

DuraCrete 提出的是以性能和可靠度为基础的设计方法，可以采用概率可靠度方法进行计算，求出一定使用年限下不同保护层厚度的钢筋开始发生锈蚀的失效概率，一般要求失效概率不大于 5~10%。这种计算方法比较复杂，所以在 DuraCrete 的文件《耐久性设计指南》中，用的是以分项系数表达的可靠度设计方法。这一指南以钢筋锈蚀发展到混凝土保护层顺筋开裂的宽度达到 1mm 时作为寿命终结的极限状态，因此整个计算包括二个阶段，第一阶段为氯离子从保护层表面侵入并使钢筋表面脱钝的初始期，第二阶段为钢筋开始发生锈蚀直至裂宽达到 1mm 的发展期。由于氯离子环境下的第二阶段过程较短（除水下环境外），所以也可仅考虑第一阶段，即当深度为保护层厚度  $x$  处的混凝土氯离子浓度  $c(x,t)$  达到钢筋锈蚀的临界浓度  $c_c$  时即为极限状态。利用 Fick 第二定律的解析解，可列出设计方程如下：

$$c_c^d - c^d(x,t) = c_c^d - c_{sa}^d \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x^d}{2\sqrt{\frac{t}{R_a(t)}}} \right] \geq 0 \quad (8)$$

式中： $c_c^d$  为氯离子临界浓度设计值， $c_{sa}^d$  为混凝土表面氯离子浓度设计值， $x^d$  为保护层厚度设计值， $R^d(t)$  为混凝土对氯离子抗力的设计值，为氯离子在混凝土中的扩散系数  $D_a(t)$  的倒数。氯离子浓度均用混凝土中的氯离子质量与混凝土胶凝材料质量的比值（%）表示。

上式中的  $c_c^d$ 、 $x^d$ 、 $c_s^d$  和  $R^d(t)$  等设计值与其平均值  $c_s$ 、 $R(t)$ 、 $x$ 、 $c_c$  的关系如下：

$$c_s^d = c_s \gamma_s, \quad c_c^d = c_c \frac{1}{\gamma_c}, \quad R^d(t) = R(t) \frac{1}{\gamma_R}$$

式中： $\gamma$  为分项系数，但对保护层厚度  $x^d$  则不用分项系数，而是用安全裕量  $\Delta x$  来考虑，即：

$$x^d = x - \Delta x$$

混凝土的表面氯离子浓度与环境条件、混凝土的水胶比及胶凝材料种类有关，其平均值可用下式表示：

$$c_{sa} = A_c \cdot (W/B)$$

式中  $A_c$  为拟合回归系数，单位用混凝土胶凝材料质量的比值表示，具体见表 C3.1-1， $W/B$  为水胶比。这里的表面氯离子浓度  $c_{sa}$  用混凝土胶凝材料质量的相对比值表示。

胶凝材料	硅酸盐水泥	粉煤灰	磨细矿渣	硅灰
海洋混凝土				
水下区	10.3	10.8	5.06	12.5
潮汐、浪溅区	7.76	7.45	6.77	8.96
大气区	2.57	4.42	3.05	3.23

氯离子临界浓度  $c_c$  的平均值见表 C3.1-2，也随混凝土的水胶比而变，比起一般规范中取用的保守值 0.4%（与混凝土胶凝材料质量的比值）要高得多。海洋环境中的水下混凝土处于饱和状态，水下混凝土中的临界浓度要比干湿交替的潮汐区与浪溅区混

凝土大得多。

表 C3.1-2 氯离子临界浓度均值 (与胶凝材料质量的比值, %)

W/B	0.3	0.4	0.5
水下区	2.3	2.1	1.6
潮汐与浪溅区	0.9	0.8	0.5

注: 氯离子临界浓度与胶凝材料种类有关, 表中浓度为硅酸盐水泥混凝土的情况。

设计方程中的抗力  $R^d(t)$  为:

$$R^d(t) = \frac{R_0}{k_e \cdot k_c \left(\frac{t_0}{t}\right)^n}$$

(10)

式中  $R_0$  为用 RCM 标准试验方法 (见附录 B1) 测定的混凝土扩散系数  $D_{RCM}$  的倒数, 试验时龄期  $t_0$  与工程混凝土开始接触氯盐环境时的龄期相应, (通常取 28 天, 即 0.00767 年); 指数  $n$  为龄期系数, 与胶凝材料种类和环境条件有关 (表 C.3-3), 对某一配比混凝土, 可按不同胶凝材料比例算出  $n$  值。

表 C3.3-3 指数  $n$  值

胶凝材料	硅酸盐水泥	粉煤灰	矿渣	硅粉
海洋环境				
水下区	0.30	0.69	0.71	0.62
潮汐、浪溅区	0.37	0.93	0.60	0.39
大气区	0.65	0.66	0.85	0.79

$n$  值的大小对混凝土抗氯离子侵入能力有着巨大的影响。如取  $D_0$  为  $t_0=28$  天 (0.076 年) 时的扩散系数值, 则当  $n=0.6$  时, 一年后的扩散系数就能缩小约 5 倍, 因此在具体设计中对  $n$  的取值必须十分小心;  $k_c$  和  $k_e$  分别为养护系数和环境系数, 前者考虑养护时间长短达到影响, 后者考虑海洋不同环境 (水下区、大气区、浪溅区等) 与不同胶凝材料的影响, 具体取值见表 C3.1-4 和表 C3.1-5。

表 C3.1-4 环境系数  $k_e$

胶凝材料 和环境	硅酸盐水泥				矿渣			
	水中	潮汐区	浪溅区	大气区	水中	潮汐区	浪溅区	大气区
$k_e$	1.32	0.92	0.27	0.68	3.88	2.70	0.78	1.98

表 C3.1-5 养护系数  $k_c$

养护时间	1	3	7	28
$k_c$	2.08	1.50	1	0.79

分项系数  $\gamma$  与  $\Delta x$  的取值, 与设计时为减轻锈蚀风险所付出的费用和今后修理费用的相对比值有关。如果修理的费用不高, 设计时的可靠指标或保证率就可取得低些, 设计时分三个等级选用, 见表 C3.1-6。

表 C3.1-6 分项系数与  $\Delta x$  的取值

修理费用相对于 减少风险所需的费用	高	一般	低
$\Delta x$ (mm)	20	14	8
$\gamma_c$	1.20	1.06	1.03
$\gamma_s$	1.70	1.40	1.20
$\gamma_R$	3.25	2.35	1.50

对于除冻盐作用, 建议可取海洋环境下的浪溅区参数, 但此时的各个分项系数  $\gamma$  及  $\Delta x$  取值则要偏低些。

需要指出的是，DuraCrete 提出的计算方法还是初步的，一些参数的取值仍有待进一步完善。

### C3.2 Life-365 计算程序

美国混凝土学会 365 委员会（使用寿命预测委员会）组织研究开发的 Life-365 计算程序，企图逐步发展成为一种“标准”的寿命预测模型，目前还只是初步的版本，尚未最终审定。程序采用的也是 Fick 扩散模型，但直接用 Fick 第二扩散定律的偏微分方程进行数值解，这样就可以考虑混凝土表面氯离子浓度的增长累积过程而不必从一开始就假定为定值，另外也可以考虑氯离子的二维方向侵入。计算中不以显式列出分项安全系数，后者考虑在模型参数的取值中：

#### 1) 混凝土表面氯离子浓度 $c_s$

对于公路桥面板，在前 10 年内从零线性增加到混凝土质量的 0.5%，之后保持定值不变；

对于海洋和近海的潮汐浪溅区和盐雾区，其累积速度和最终的定值见表 C3.2-1。

表 C3.2-1 近海大气区混凝土表面的氯离子浓度（与混凝土质量的比值）

$C_s$	累积速度 $C_s$ /年	最终定值
潮汐浪溅区	瞬时到定值	0.8%
海上盐雾区	0.10%	1.0%
离海岸 800m 内	0.04%	0.6%
离海岸 1.5km 内	0.02%	0.6%

注：表中浓度用每方混凝土质量（约 2300kg）的相对比值表示

除冰盐环境下的  $c_s$  值视不同地区而定。对停车库混凝土，最大为混凝土质量的 0.8-1%；对城市桥梁，最大为 0.8-0.85%；对乡村桥梁，最大为 0.56-0.7%。

#### 2) 氯离子扩散系数 $D$

扩散系数与水胶比有关，对于 28 天龄期的普通硅酸盐水泥混凝土为：

$$D_{28} = 10^{(-12.06 + 2.4W/B)} \text{ m}^2/\text{s}$$

扩散系数随时间衰减：

$$D = D(t) = D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^\alpha$$

式中  $D_0$  为  $t = t_0$  时测得的扩散系数值。

对于掺有矿渣与粉煤灰的混凝土，假定其 28 天龄期的氯离子扩散系数  $D_{28}$  与不加掺和料的普通硅酸盐水泥混凝土相等，但加了矿物掺和料以后，能使指数  $\alpha$  增加，有：

$$\alpha = 0.2 + 0.4(\%FA/50 + \%SG/70)$$

式中 %FA 为粉煤灰在胶凝材料中所占的百分比，%SG 为矿渣百分比。

Life-365 计算程序采用数值解，其中每一时刻的扩散系数与 DuraCrete 解析解模型中的扩散系数  $D_a$  不同。Life-365 计算程序中的氯离子扩散系数  $D(t)$  随时间衰减以 30 年为限，如  $t > 30$  年，就取为定值而不再降低。

#### 3) 引起钢筋脱钝的氯离子临界浓度 $c_c$

取  $c_c = 0.05\%$ （与混凝土质量比值），对不锈钢则为 0.5%。

### C3.3 日本土木学会标准中的计算模型

日本土木学会混凝土标准中采用的计算模型也是用误差函数表示的 Fick 公式解析解：

$$\gamma_i \gamma_{cl} c_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{\gamma_c D t}} \right) \right] \leq c_{c,\lim}$$

式中的几个分项安全系数与参数分别为：

$\gamma_i$  — 结构物重要性系数，一般结构 1.0，重要结构 1.1；

$\gamma_{cl}$  — 考虑钢筋表面的氯离子浓度变异性的系数，取 1.3；

$\gamma_c$  — 考虑混凝土材料性能变异性的系数，如果混凝土施工达不到与标准试件相同的养护条件时取 1.3，一般情况取 1.0；

$c_{c,\lim}$  — 引起钢筋锈蚀的氯离子临界浓度，一般情况取  $1.2 \text{ kg/m}^3$ （每方混凝土中的氯离子量），冻融环境下取小于  $1.2 \text{ kg/m}^3$ ；

$c_s$  — 混凝土表面氯离子浓度，按表 C3.3-1 选用；

$x$ ， $t$  — 分别为保护层厚度和使用年限，后者不超过 100 年。

$D$  — 扩散系数，如混凝土有裂缝需乘系数 1.5 以考虑裂缝对扩散系数的影响，此时裂缝的最大宽度应不超过规定值。

这一日本标准在预测使用寿命时并没有考虑  $D$  随时间的变化，并认为氯离子临界浓度一般在  $0.3\sim 2.4$  之间  $\text{kg/m}^3$ ，但是实际环境中测得的临界浓度要比实验室条件下大，达  $1.2\sim 2.4 \text{ kg/m}^3$ ，所以计算中取  $c_{c,\lim}$  为  $1.2 \text{ kg/m}^3$ （相当于与混凝土质量的比值为 0.05%，或每方混凝土的胶凝材料为 400kg 时，相当于胶凝材料重的 0.3%）。

表 C3.3-1 近海大气区混凝土表面的氯离子浓度（与混凝土质量的比值）

浪溅区	离海岸距离 km				
	岸线附近	0.1	0.25	0.5	1.0
0.65%	0.45%	0.225%	0.15	0.1%	0.075%

#### C4 Fick 模型中的参数选定

自从 70 年代初开始利用 Fick 第二定律计算氯离子侵入混凝土深度并预测钢筋开始锈蚀的年限以来，扩散系数一直被当作不随龄期或时间变化的定值。到 90 年代初，才逐渐发现扩散系数实际上随着时间延长而减小，以往当作定值计算的结果使得预测给出的寿命过短而不符实际。

Fick 计算模型中的参数取值在许多文献中都有报道，且存在较大差异，所以要结合工程的具体环境条件，在广泛调查的基础上选用。氯离子扩散系数  $D_a$  随时间减少的规律尚未完全明了，除了混凝土的密实性随着水化程度的不断完善而提高外，氯离子在混凝土内扩散传输过程中被部分结合（物理的或化学的结合）也是重要原因之一。粉煤灰等矿物掺和料能提高混凝土对氯离子的结合能力。只有存在于孔隙水中的自由氯离子才能向内部继续扩散并使钢筋引起锈蚀，而通常所说的氯离子浓度则为自由氯离子与结合氯离子的总和。总氯离子浓度愈低，被结合的氯离子相对比例就愈大，所以扩散系数  $D_a$  又与氯离子浓度有关。在高浓度氯盐溶液中浸泡的室内试验结果，给出的扩散系数有可能偏高而低估了混凝土在一般氯盐环境中的抗侵入能力。扩散系数还与混凝土含水程度、温度、pH 值等因素有关。Bamforth 通过研究指出，各种早期性能相近的混凝土中，加有矿物掺和料的混凝土有着最好的长期性能，6 年后的扩散系数能降低一个数量级，而单纯用现代硅酸盐水泥配制的混凝土，后期的扩散系数降低很少，而且现代生产的硅酸盐水泥混凝土，其抗氯离子扩散的能力也不如过去的硅酸

盐水泥混凝土。值得注意的是，在 Fick 模型中如果不考虑氯离子扩散系数随龄期降低，龄期系数  $n$  为零，此时有使用寿命  $t$  与保护层厚度  $x$  的平方成正比，与扩散系数  $D$  成反比；但扩散系数实际上会随年限增长而降低，即  $n$  大于零，这时降低混凝土扩散系数初值对延长使用寿命的贡献将变得更为显著，特别是增加保护层厚度  $x$  的作用变得更加显著。

引起钢筋锈蚀的氯离子临界浓度  $c_c$  与混凝土材料的水胶比、碳化程度、掺和料的种类和用量以及环境湿度等因素有关，可在胶凝材料质量的 0.2% 到超过 2% 的很大范围内变化；在干湿交替情况下，临界浓度最低。碳化不但使临界浓度下降，而且使混凝土内已被结合的部分氯离子得到释放，从而增加孔隙水中氯离子的浓度。Bamforth 认为，对于干湿交替下的高水胶比 ( $W/B = 0.6$ ) 混凝土，其氯离子临界浓度取胶凝材料质量的 0.4% 比较适宜，而对于饱和状态下的低水胶比矿物掺和料混凝土，临界浓度可提高到 1.5%。不少资料或规范选取的氯离子临界浓度值，并不代表统计概念上的均值，而是带有一定安全裕度的保守值。当用计算模型预测结构的使用年限时应予注意。

混凝土的表面氯离子浓度  $c_{sa}$  随环境条件变化，处于海水中的混凝土，其表面浓度一般与海水中的氯盐浓度接近。S.Amey 等人在预测海洋工程使用寿命的分析中，取  $c_{sa}$  为每方混凝土中 19kg，约为混凝土中胶凝材料质量的 5% 或混凝土质量的 0.8%。挪威 (Hellend) 的资料提出设计时可取胶凝材料质量的 0.9%。Bamforth 调查英国海洋浪溅区的混凝土表面氯离子浓度通常占混凝土质量的 0.3~0.7% 之间，并有高到 0.8% 的；当混凝土中有矿物掺和料时， $c_{sa}$  增加。浪溅区混凝土表面的  $c_{sa}$  值还与其迎风或背风方向有关，而大气区的  $c_{sa}$  值则更与离开海面的标高和构件表面的朝向有关。Bamforth 建议，用于设计的表面氯离子浓度  $c_{sa}$  (按混凝土质量的比值表示) 可按表 C3.4-1 取值。如近似取每方混凝土的胶凝材料质量为 400kg，则按胶凝材料质量表示的  $c_{sa}$  值见同一表中括号内的数值。

表 C3.4-1 用于设计的表面氯离子浓度  $c_{sa}$  (混凝土中氯离子与混凝土质量的比值)

环境	海洋浪溅区	海洋浪雾区	海洋大气区
混凝土			
硅酸盐水泥混凝土	0.75% (4.5%)	0.5% (3%)	0.25% (1.5%)
加有掺和料的水泥混凝土	0.9% (5.4%)	0.6% (3.6%)	0.3% (1.8%)

上表给出的数值要低于 DuraCrete 指南中的平均值，如以水胶比 0.4、配比 30% 粉煤灰和 70% 硅酸盐水泥的混凝土为例，后者给出水下区、潮汐区和大气区的混凝土表面氯离子浓度分别约为胶凝材料质量的 4.2%，3.1% 和 1.3%，比上表中的数据略低，但上表是推荐用于一般设计的偏于保守值。在除冰盐环境下，桥面板混凝土表面氯离子浓度的变化幅度很大，国外有资料报道，使用 30 年桥梁的混凝土表面氯离子浓度达胶凝材料质量的 2~4%，又有资料报告使用除冰盐造成混凝土表面氯离子浓度的每年累积量约为  $0.7\text{kg/m}^3$  混凝土，可累积到约  $14.8\text{kg/m}^3$ 。

在参考上述参数的国外数据时，应该注意到我国材料和施工水平与国外的差距，例如我国水泥的质量一般要比欧洲差，随龄期发展的后期性能提高可能相对较少，因此在龄期系数  $n$  的取值上宜偏低取用。

要在设计阶段对结构的使用寿命作出比较准确的预测还相当困难，所以环境严重作用下的重要结构物应该在工程使用一段时间后进行现场实测，根据不同时期实测获得的氯离子浓度沿混凝土构件截面的分布，计算氯离子扩散系数及其随时间的变化，并进一步预测构件的使用寿命。

除以 Fick 定律为基础的各种计算模型外，近年来又发展了一些新的在物理概念上更为清晰的模型来描述氯离子入侵混凝土的过程，但考虑的因素被分解得越详细，需要确定的参数就越多越困难，计算过程变得更加复杂。

## 附录 D 后张预应力混凝土体系的耐久性要求

参考以下的技术标准，提出后张预应力体系设计与施工的耐久性要求：

- 1、 欧洲标准 EN445 预应力钢绞线灌浆的测试方法 1996  
《EN 445:1996 Grout for prestressing tendons — test methods》
- 2、 欧洲标准 EN446 预应力钢绞线灌浆的施工方法 1996  
《EN 446:1996 Grout for prestressing tendons — Grouting procedure》
- 3、 欧洲标准 EN447 预应力钢绞线普通灌浆的技术要求 1996  
《EN 446:1996 Grout for prestressing tendons — Specification for common grout》
- 4、 英国混凝土协会技术报告 TR47 耐久的后张预应力混凝土桥梁(第二版)2002  
《TR47 Durable Post-tensioned concrete bridges, British Concrete Society, 2002》
- 5、 欧共体技术核准协会指南 预应力结构后张组件合格验收的欧洲技术标准 2002  
《Guideline for European Technical Approval of Post-tensioning Kits for Prestressing of Structures, European Organization for Technical Approvals (EOTA), 2002
- 6、 美国佛罗里达州交通运输部 后张预应力混凝土桥梁指南的最新指引 2002  
《New Directions for Florida Post-tension Bridges, Florida Department of Transportation, Vol.1-9, 2002》
- 7、 国际混凝土协会技术报告 预应力钢绞线的耐久性 2001  
《Durability of Post-tensioning Tendons, Technical Report, Bulletin 15, fib, 2001》

### D1 影响后张预应力体系耐久性的主要因素

除混凝土材料本身的耐久性外，在设计和施工中应考虑到可能影响后张预应力构件耐久性的主要因素如表 D1-1 所示。

表 D1-1 影响预应力体系耐久性的主要因素及其后果

序号	影响因素	后果
1	预应力体系的材料缺陷	材料（如高强钢丝、金属孔道管、灌浆材料等）自身耐久性不足
2	预应力施工质量	预应力管道灌浆质量缺陷
3	伸缩缝	漏水，腐蚀性物质侵入预应力体系内部
4	施工缝	透水，腐蚀性物质侵入预应力体系内部
5	混凝土开裂	降低混凝土抗渗性，腐蚀性物质侵入
6	管道与锚固端布置	不当的布置导致钢绞线保护体系失效
7	预制节段的拼接方式	拼接界面不密封，腐蚀性物质侵入
8	海洋环境和除冰盐环境	氯离子侵入预应力体系造成刚丝锈蚀破坏
9	防、排水系统	外界水分和含有化学腐蚀物质的水溶液侵入预应力体系内部
10	结构检测设施不完善	无法掌握预应力的实际运营状态

### D2 预应力钢绞线的防护体系

预应力钢绞线的防护体系可以由下列的一种或多种措施组成：

- 1、 预应力钢丝材料。预应力钢丝通常为普通碳素钢丝，依照我国的预应力钢丝

规范 GB/T 5223-2002 和 YB/T 146-1998, 主要有如下几类: 冷拉钢丝、低松弛钢丝和普通松弛钢丝, 含碳量控制在 0.70%-0.85%, 磷、硫在 0.025% 以内。不同的生产工艺(冷拔、回火等)和化学成分能影响钢丝的锈蚀敏感性, 预应力钢丝的并随钢丝应力的提高而加大。在环境严重作用的条件下, 应严格挑选锈蚀敏感性较低的钢丝材料。

2、钢丝的表面处理。碳素钢丝的表面涂层可以有油脂涂层和环氧涂层。我国目前的技术工艺可以实现钢绞线单根钢丝的均匀环氧喷涂。涂层钢丝的绞线在运输、保管和施工过程中应避免涂层损坏。

3、预应力孔道管(套管)的填充。对于体内预应力钢绞线, 常用的填充材料是水泥基浆体。水泥基浆体的压浆工艺直接影响到预应力钢绞线的耐久性, 也是此类预应力体系耐久性的薄弱环节。欧洲标准规定: 水泥基浆体应均匀填充预应力套管, 允许硬化浆体含有不大于 5%套管截面积的局部孔隙。对于体外预应力钢绞线, 套管中的填充材料除水泥基材料以外, 可以有油脂和石蜡。无粘结预应力混凝土结构的体内钢绞线也用油脂和石蜡填充套管, 使用这些石化产品填充预应力套管的优点是在体系运营阶段中检查和补充, 并能对钢绞线进行更换, 延长整个体系的使用寿命。

4、预应力套管。预应力套管材料可以有金属、高密度聚乙烯(High density polyethylene, 简称为 HDPE)和聚丙烯(Polypropylene, 简称为 PP)。这些套管原则上均可用于体内和体外预应力体系。欧洲标准要求, HDPE, PP 套管需要具备 1Mpa 的工作呈压能力, 外径的制造误差为套管直径的 0.9%并且不大于 1 毫米。英国标准要求 HDPE 和 PP 套管在体内预应力体系中最小厚度为 2 毫米, 施工磨损以后的厚度不应小于 1.5 毫米; 对于体外预应力体系套管最小厚度为 4 毫米。美国标准要求分节段施工的桥梁需要使用塑料孔道管。英国新颁布的标准要求预应力桥梁用塑料孔道管代替金属孔道管。我国现在已能生产塑料孔道管, 但尚欠缺相应的技术标准, 可以借鉴上面介绍的技术要求。

5、混凝土保护层。体内预应力体系有混凝土保护层, 与普通钢筋混凝土构件中混凝土对钢筋的保护作用相同。具体要求可见本《指南》的第 5.0.10 条。需要注意的是, 预应力体系中的混凝土保护层有时会出现不连续的情况, 例如节段施工的桥梁结构, 节段间混凝土保护层是中断的。这时就需要用粘结剂将两个节段的断面粘结密封, 保证节段间的连接具有抗外界物质侵入的能力。环氧树脂是常用的粘结材料, 采用一般水泥砂浆粘结的性能并不可靠。

6、混凝土表面涂层。只适用于体内预应力体系。混凝土外表面是预应力结构与大气和外界物质接触的界面。对界面的防渗处理可以降低外界侵蚀性物质向混凝土内部传输的程度。表面涂层的选用应根据混凝土构件表面的具体位置和环境条件而定, 可以参考本《指南》第 7.3 节。

对于一个具体结构中的预应力体系, 并不是以上每种防护措施都属必需。结构设计人员应按照不同的环境类别与环境作用等级(见表 3.1.3-1)和预应力构件的具体使用年限, 来选择预应力体系的保护措施, 并组成一个有针对性的预应力防护体系。美国佛州交通运输部的标准建议, 公路桥梁预应力体系的保护措施首先应是一个连续体系, 至少应该包括上述保护措施中的 3、4 以及其余 4 个保护措施中的两个。

### D3 预应力锚固端的防护体系

预应力锚固端的组成复杂, 包括锚杯, 预应力筋、夹片、锚垫板、锚下加强钢筋等, 各个元件之间存在固有的化学电位差, 经过预应力张拉, 均处于高应力状态。锚固端多处于梁端、伸缩缝等

结构部位，易积存水、湿气及盐、酸的水溶液等外界侵蚀物质。在构造不良的情况下，这些侵蚀物质可以向预应力锚端内部迁移或进一步向孔道管中的钢束迁移。从现有统计资料看，预应力体系的锚固端是耐久性问题比较集中的区域。对锚端的保护措施从内到外可以有：预应力锚具组件的保护、锚头封罩的内部充填、锚头封罩、防渗涂层、砂浆（细石混凝土）封端层。

1、预应力锚具组件的保护。锚具的各个组件在高应力和有电位差的条件下工作，对侵蚀物质比较敏感。我国现有的技术手段可以对锚具的表面进行镀锌和镀氧化膜的方法。镀氧化膜是在锚具表面形成一层致密的四氧化三铁，可以隔离锚具材料和外界侵蚀物质，在环境严重作用下这种工艺值得推荐使用。镀锌的效果相对较差，而且的环境造成污染。另外，从耐久性角度看，整体式锚具比组件分离式锚具更为可靠。

2、锚头封罩的内部充填。填充材料可以是水泥基材料、油脂和石蜡。这些填充材料的功能是将锚头和预应力钢绞线的末端与其它的周边材料隔离，阻止可能进入预应力锚头部分的外界侵蚀性物质。

3、锚头封罩。封罩的作用是保护锚头部分的组件和锚头填充材料，同时阻止周边可能存在的侵蚀性物质进入封罩内部。锚头封罩应该具备防锈和高度耐磨性能。

4、封端层。封端材料的作用是将锚头组件以及护罩等组件封盖起来，隔离其与外界环境之间可能的物质交换。封端材料通常是与结构混凝土相匹配的细石混凝土，封端层的厚度不能小于5厘米，具体规定参见本《指南》第5.0.15条。

5、表面涂层。涂层位于封端层（如果有封端层）或者锚头护罩（没有封端层的条件下）的外表面上，其功能是阻止外界侵蚀性物质向混凝土内部传输，可以参考本《指南》的第7.3节。

英国标准要求锚固端防护体系的组成为：

1、对于桥梁的后张有粘结预应力构件，埋入式锚头的防护体系应该包括上述措施中的2、3、4、5，暴露式锚头的防护体系应该包括措施2、3、5；

2、对于桥梁的体外预应力体系，锚固端的防护体系应该包括措施2、3、5，并强调构造上应保证预应力钢绞线可被重复张拉；

3、对于节段施工的桥梁构件，不建议使用内部灌浆钢绞线（即有粘结钢绞线），锚固端应具备措施2、3、4，并且需要在施工接缝上设置两道防水层，防水层跨越施工接缝的每侧长度不应小于500毫米。

美国佛州标准建议，对于节段施工的桥梁构件，预应力锚固端应埋入混凝土构件中，保护措施最少应包括：锚头填充材料、锚头护罩和表面涂层。

我国目前对预应力锚固端的防护，一般只有措施1和4。锚头封罩但只用于一些比较特殊的领域。建议设计人员根据具体环境条件将锚头护罩和护罩内填充纳入预应力体系的防护措施中。

#### **D4 后张预应力构件锚固端的构造要求**

预应力构件锚固端的构造形式对耐久性有显著影响，图D4-1至D4-5引自英国标准的建议，可供参考。在图D4-1中，构件端部的上方设有滴水凹槽，墩台顶面有排水沟，在埋入式锚头外表面、构件端部表面处均设有防水层。

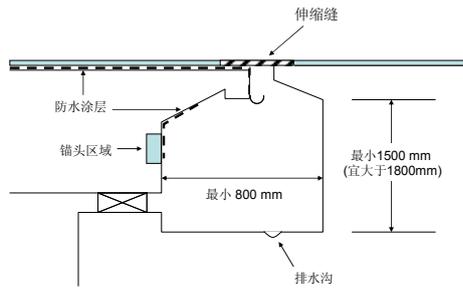


图 D4-1 预应力梁端防水构造

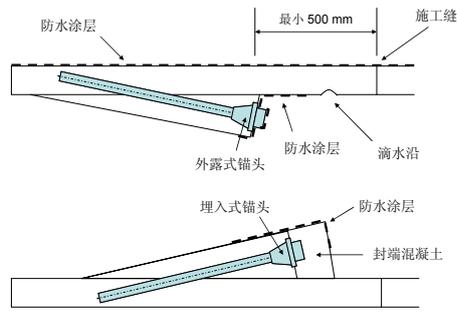


图 D4-2 梁顶和底板的预应力锚固端构造

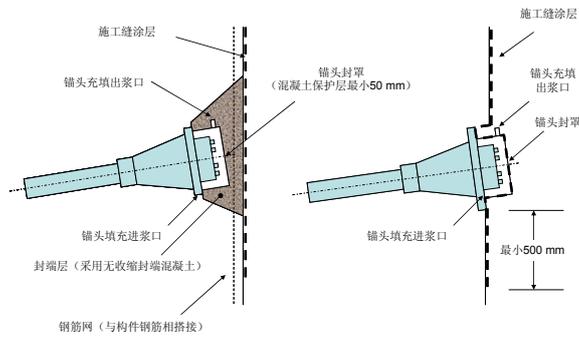


图 D4-3 埋入式锚头和暴露式锚头构造

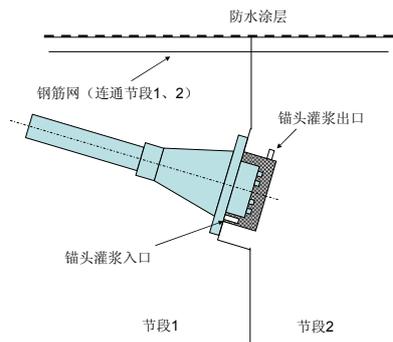


图 D4-4 现浇节段施工的节段间预应力锚头构造

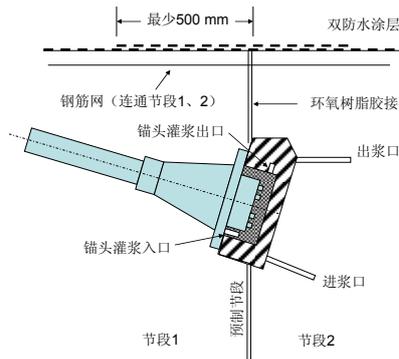


图 D1-5 预制节段施工的节段间预应力锚头构造

### D5 预应力体系耐久性的总体防护措施

除了上述的构造细节外，结构的总体防护也是预应力体系耐久性的重要内容。总体防护措施包括提高结构的防水性和采用分散预应力体系。提高结构的防水性，可以从根本上消除或者减缓外界侵蚀性物质向结构内部的迁移，采用分散预应力体系可以降低单根预应力钢绞线失效后的安全风险，可采取的具体措施见表 D5-1。

表 D5-1 桥梁预应力体系耐久性的总体防护措施

总体防护方法	具体措施
提高结构的防水性	所有的预制节段之间需用环氧树脂封合
	控制构件的下缘处于无拉应力状态
	尽量减少桥面板的孔洞(指构造上的开孔，施工完毕后充填)数量
	不考虑桥面铺装对外界侵蚀物质的阻断作用
	对流水区域需要设置排水槽
	箱梁构件的下底板需设排水系统(可能有渗漏水)
分散预应力体系	尽量使用小吨位的预应力钢绞线
	任何一个预应力绞线的失效不应引起结构的严重失效
	设计阶段应该考虑锈蚀可能引起的预应力损失

### D6 灌浆材料及水泥浆体的性能要求

灌浆浆体可分为普通水泥浆体和特殊浆体，这里只讨论普通水泥浆体。

水泥浆体由普通硅酸盐水泥、水和外加剂组成，还可加入一定数量的矿物掺和料。外加剂分为膨胀剂和非膨胀剂。膨胀剂呈粉状，可以消除水泥浆体硬化以后的收缩；非膨胀剂呈液态，功能是改善水泥浆体的流动性和泌水性。外加剂不应发生对预应力钢丝不利的腐蚀反应。外加剂的总量不应超出水泥重量的 5%。灌浆材料在满足其它限制条件的前提下，应尽量降低水灰比，一般不应大于 0.45。

水泥浆体的技术性能主要有流动性、泌水性、体积稳定性、强度和沉积度，相应的测试方法见 D7 节，并应满足表 D6-1 的要求。

表 D6-1 水泥浆体的性能要求

序号	性能指标	技术要求
1	流动度	- 拌和完毕测试，< 25 秒 - 灌浆完毕或拌和完毕 30 分钟后测试，< 25 秒 - 45 分钟内流动时间变化，< 3 秒 - 灌浆出浆口测试，> 10 秒
2	泌水率	- 标准泌水试验，24 小时以内，< 0.3% - 二次泌水试验，24 小时以内，< 0.3% - 二次泌水试验，24 小时以内，空气高度比率，< 0.3%
3	体积变化率	- 24 小时，-1% ~ 5%
4	强度	- 7 天立方体强度 > 30 Mpa

## D7 灌浆水泥浆体性能的测试方法

对浆体性能的测试试验可以分为适应性试验 (Suitability Test) 和合格性试验 (Acceptance Test)。适应性试验是在初步研究和选择浆体材料时进行的试验, 合格性试验是现场测试拌和浆体和灌浆前后对浆体的测试试验。试验的标准温度为  $20 \pm 2$  摄氏度、湿度大于 65%。现场试验条件与标准条件不同时, 需要在试验报告中注明。

### 1、流动度

浆体的流动性决定了浆体的凝结时间, 现场浆体的初凝时间一般应大于 3 小时。在试验室, 浆体流动度通常用圆锥漏斗试验 (Cone Test) 来测试, 流动度的度量单位是时间, 以秒为单位。具体的测试方法为: 将孔径为 1.5 毫米的筛网覆盖在圆锥漏斗顶端, 将浆体通过筛网注入漏斗 (图 D7-1) 中, 测量从漏斗底端流出 1 升浆体需要的时间。原则上需要三次试验来确定浆体的流动度: 浆体拌合完毕一次、30 分钟后两次。但具体的适应性试验和合格性试验的要求见 D8 小节。

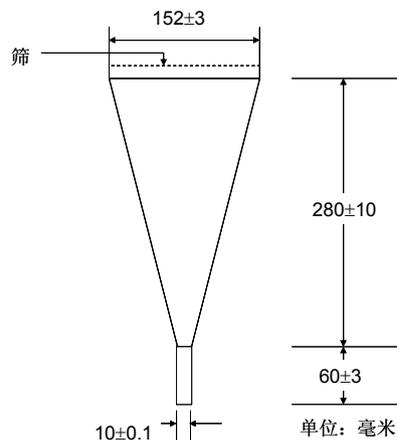


图 D7-1 测量浆体流动度的圆锥漏斗试验装置

### 2、泌水率

浆体的泌水性是由浆体在圆柱筒中静置一段时间以后浆体顶部的泌水高度和浆体总高度的比例来表示的。英国标准的试验圆柱筒高度为 1.5m、内径为 60 到 100mm, 圆柱筒中间插入数根直径约 16mm、长度为 1.4m 的钢绞线, 并且要求钢绞线的总截面积至少要占据预应力管道截面的 30%。欧洲标准的试验圆柱筒高度为 1m、内径为 60 到 80 mm, 内插一束 7 股钢丝的钢绞线, 钢绞线的直径约 16mm, 长度需适应 1m 的筒高度 (图 D7-2)。试验需要测试浆体 3 小时和 24 小时的泌水度, 用泌水高度占原始浆体高度的百分比表示。

与我国现行的测试方法相比, 上述试验方法采用了较大的筒体、且将钢绞线引入浆体中, 更加接近浆体实际的泌水行为。本《指南》建议参照英国标准或欧洲标准进行泌水试验。具体测试数量见 D8 节。

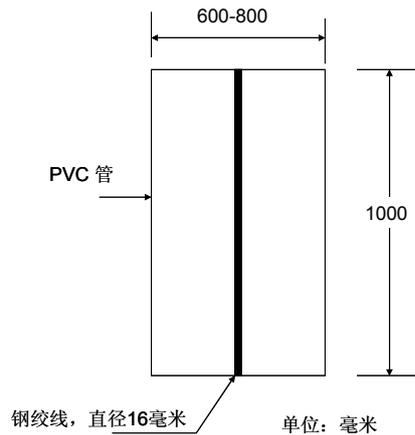


图 D7-2 浆体泌水试验装置（欧洲标准）

### 3、体积变化率

浆体的体积稳定性反映离析、收缩或膨胀引起的体积变化。试验装置与浆体泌水性试验相同。体积变化用 24 小时后浆体高度与初始高度的比率来表示。测试数量见 D8 节。

### 4、浆体强度

用硬化水泥浆体的 7 天或 28 天抗压强度表示。我国水泥浆试件为 70mm 立方体试块。测试数量见 D8 节。

### 5、沉积率

浆体沉积率表示由于浆体成分的密度差造成的浆体硬化密度的不均匀性。沉积率试验采用 175 毫米高的透明圆柱筒，内径为 50 到 60 毫米。浆体注入筒内 24 小时以后，将硬化的浆体柱沿高度方向切割为等量的 4 份，顶部浆体与底部浆体的密度比被用作来表示浆体的沉积率。

### 6、二次灌浆泌水率

为确定在孔管道中实施二次灌浆（压浆）的可行性，需进行二次灌浆泌水试验。图 D7-3 为英国标准推荐的试验装置，包括内径 80mm、高度 5m 的两根透明 PVC 管，每根 PVC 管内置 12 根直径约 16 毫米的钢绞线。

两根 PVC 管与地面倾角为  $30 \pm 2$  度。采用既定的灌浆工艺从 1 号 PVC 管底部的进浆口灌浆，直至顶部出浆口流出的浆体稠度与进浆相同。关闭 1 号管顶部出浆口，按既定工艺保持压力维持一段时间并关闭底部进浆口。从灌浆完毕开始，分别在 0、30 分钟、1 小时、2 小时和 24 小时记录 PVC 管顶部的空气和泌水的高度。

2 号管的灌浆时间和工艺同 1 号管。2 号管灌浆完毕以后，间隔一段时间（30 分钟到 2 小时）后打开管道底部的进浆口和出浆口再次灌浆，排出顶部可能积存的空气和泌水。浆体流出出浆口以后，将顶部出浆口和底部入浆口封闭，2 号管的二次灌浆完毕。记录 2 号管从第一次灌浆后 24 小时的泌水率，并且记录二次灌浆以前、二次灌浆以后 30 分钟、1 小时和 2 小时的空气和泌水高度。泌水高度合格标准见表 D6-1。

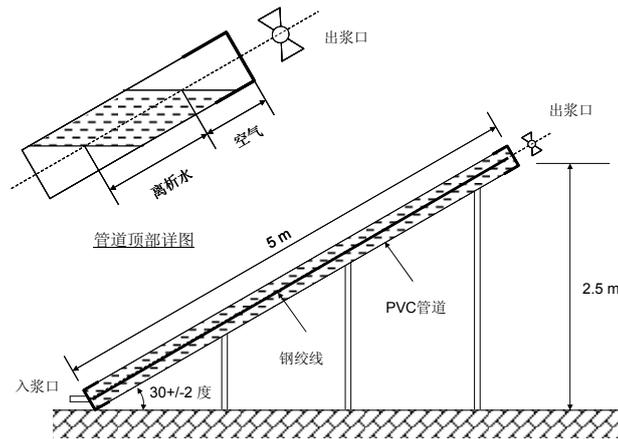


图 D7-3 二次灌浆试验装置示意图

## D8 灌浆的施工方法与质量控制要求

### 1、灌浆和二次灌浆

灌浆材料的拌合。针对灌浆管道的容量，一次拌和的浆体量要充足，拌和在环境温度下进行，并不应低于 5 摄氏度、不高于 30 摄氏度。

如果需要确认既定灌浆方案的可行性，尤其了解管道中二次灌浆工艺的可行性，建议进行二次灌浆泌水试验。

### 2、灌浆设备和灌浆管道系统

灌浆设备的最小要求为：浆体搅拌机、浆体储存器、压力泵、压浆连接组件以及必要的测量器具。压浆设备中必须包括一套孔径为 2 毫米的筛，搅拌成的浆体通过筛进入浆体存储器。压力泵应能够保持连续的浆体流，并保持浆体 1Mpa 的压力，并具有压力释放功能使浆体压力不超过 2Mpa。连接浆体储存器和预应力管道之间的压浆管尺寸应与浆体流量相匹配。

灌浆管道系统包括预应力钢绞线的套管、进浆口、出浆口、锚头、锚头封罩和预应力套管之间的连接器。在灌浆以前，要对灌浆管道系统进行气密性试验，具体方法是，在管道内充气加压至 10 kPa，5 分钟内压力减低在 10%以内。对于体内预应力，套管的最小厚度要求见 D2 节；对于体外预应力，套管的最小厚度应为 4 毫米，并能抵抗 600 kPa 的灌浆压力。进浆口一般设置在预应力的锚头部分和预应力管道的低点。出浆口设置在沿灌浆方向管道的高点之后。进出浆口的内径不应小于 15 毫米，相互的间隔不宜大于 15 米。设在高点的出浆管应延伸到高点 500 毫米以上。管道的内径至少要与出浆口内径相同。

### 3、适应性评价与取样方法

浆体的流动性：在适应性试验中，要求进行至少 3 个流动性测试：浆体拌和以后进行 1 次测试、拌和 30 分钟以后或拌和以后等待一个实际管道灌浆时间进行 2 次测试。在现场测试试验时，需要至少测试：浆体拌和以后 1 次、每个锚头出浆口浆体 1 次和灌浆完毕剩余浆体 1 次。

浆体的泌水性：适应性试验要求在浆体拌和以后立即进行 3 次测试，现场测试试验要求对每 1.5 立方米浆体进行 1 次测试。

浆体的体积稳定性：适应性试验要求在浆体拌和以后立即进行 3 次测试，现场测

试验要求对每 1.5 立方米浆体进行 1 次测试。

浆体的强度：适应性试验要求在浆体拌和以后立即进行 3 次测试，现场测试试验要求对每 1.5 立方米浆体进行 1 次测试。

浆体的沉积率：适应性试验要求在浆体拌和以后立即进行 3 次测试，现场测试试验要求至少每天 1 次或每次连续灌浆过程 1 次。

#### 4、灌浆方法

管道灌浆原则：管道灌浆需要对浆体进行适应性检测合格以后进行。基本的灌浆设备应包括浆体搅拌机、浆体存储器、压力泵、称量器具和现场试验设备。浆体拌和完毕后建议 30 分钟以内使用，对于加有膨胀剂的浆体，尤其要注意这个时间限制。

灌浆一般从管道的低点开始，灌浆速度宜控制在每分钟 5 米到 15 米。灌浆过程应保证工艺的连续性，灌浆应持续到出浆口的浆体与灌入浆体相同，具体测试标准见表 D2-1。然后，应逐个封闭出浆口。对于处于高点的出浆口，应在封闭以后再次打开发出浆口，放出积存的离析水和空气以后予以封闭。建议采用真空灌浆技术，有利于浆体充满管道的内部。

在温度低于 4 摄氏度的寒冷环境中不宜进行管道灌浆，除非采取措施使构件的温度保持在 5 摄氏度以上 48 小时，并注意不能用蒸汽对管道进行加热。

本《指南》推荐有代表性的国外成熟灌浆工艺作为借鉴。根据英国标准，灌浆工艺的要点对有：

- 1) 灌浆应在预应力钢绞线张拉后的 28 天以内尽早进行；
- 2) 保证管道内部没有积水；
- 3) 使用鼓入干燥空气的方法，检查每个出浆口的出浆能力；
- 4) 检验管道的气密性（充气 500 kPa，5 分钟气压降低小于 10%）；
- 5) 灌浆从管道的底端进浆口开始，灌浆过程必须连续，灌浆速度不宜太快；
- 6) 在每个出浆口，灌浆应继续到流出的浆体稠度与灌入浆体相同；
- 7) 流出浆体达到灌入浆体的稠度后，还应放流 5 升浆体；
- 8) 满足上述条件后，沿灌浆方向逐次关闭出浆口；
- 9) 灌浆管道全部封闭以后，灌浆压力保持 500 kPa 至少 1 分钟；
- 10) 立即打开管道高点出浆口，检查是否有泌水或空洞；如果有，需要二次灌浆。二次灌浆的操作规程与第一次相同；直到此出浆口排出浆体稠度与灌入浆体相同，并放流 5 升为止。二次灌浆完毕后，需维持灌浆压力 500 kPa 1 分钟以上；
- 11) 灌浆完毕后 24 小时内应避免移动灌浆构件；
- 12) 管道内浆体凝结以后，打开发出浆口检查空洞情况；
- 13) 永久封闭所有出浆口。

#### 5、质量控制

压浆的质量控制总体上包括施工单位的内检和独立技术单位（如监理单位）的质量检测。质量检测从技术上包括材料、设备、浆体和灌浆四个方面。

浆体材料应符合相应的标准；设备的质量控制包括设备本身的安装检查和施工人员的技术资质的确认；浆体的质量控制方法见上面“适应性评价与取样方法”，并参考表 B6-1 的性能要求；灌浆的质量控制可参考上面“灌浆方法”。

# 混凝土结构耐久性设计与施工指南

## 条例说明

# 混凝土结构耐久性设计与施工指南

## 条例说明

### 1、总则

1.0.1 现行的混凝土结构设计与施工规范，主要考虑荷载作用下结构承载力安全性与适用性的需要，较少顾及结构长期使用过程中由于环境作用引起材料性能劣化对结构适用性与安全性的影响。结构耐久性不足，不仅会增加使用过程中的修理费用并影响工程的正常使用，而且会过早结束结构的使用年限，严重浪费资源。为使混凝土结构的设计与施工能够适应我国现代化建设的需要与可持续发展的战略需求，在工程建设中真正做到安全、适用、经济、合理，特编写本《指南》供结构设计和施工人员使用。

1.0.2 结构的耐久性通常是指结构及其构件在可能引起结构材料性能劣化的各种作用下，能够长期维持其应有性能的能力。一般荷载作用与环境因素的长期作用都有可能引起材料性能的劣化。荷载长期作用下的材料性能劣化主要是由于工作应力过高或反复加载的作用，在结构的承载力设计中需对最大工作应力加以限制或取用疲劳强度等参数予以考虑。由于我国现行结构设计规范在承载力设计上的安全设置水准偏低，当结构的永久荷载在全部荷载中占到很大比例时，有可能因持久应力过大而引起异常的徐变变形与开裂并损害到混凝土的耐久性，这种情况应在结构的强度设计中予以注意。

本《指南》中所指的耐久性，主要是环境作用下的耐久性。环境对混凝土结构材料的作用因素，主要涉及温度和湿度及其变化（干湿交替、冻融循环），以及环境中的水、气、盐、酸等物质。环境作用所造成的材料劣化主要表现为钢筋的锈蚀和混凝土的腐蚀与损伤。所以环境作用也可理解为力学作用以外的物理与化学作用。

在正常情况下，混凝土中的钢筋不会锈蚀。这是由于混凝土内部的孔溶液（pH 值大于 13）使混凝土呈高碱性，可以在钢筋表面形成一层致密的钝化膜，能隔绝水分和氧气与内部金属的接触，阻止钢筋发生锈蚀，即产生体积膨胀的不稳定红色锈蚀产物  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ （铁锈）。

通常有两种情况可导致钝化膜失效：1）混凝土的中性化，主要是碳化，即空气中的  $\text{CO}_2$  从混凝土表面扩散到混凝土内部，与溶解在混凝土孔溶液中的碱性水化产物  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  反应，生成中性的  $\text{CaCO}_3$  沉淀；从而降低混凝土的碱度，使钝化膜不能继续维持而破坏，并在水份和氧的参与下发生持续锈蚀；酸性物质的侵入也会加速混凝土孔溶液的中性化。2）氯盐的侵入，即氯离子从混凝土表面经过保护层迁移到钢筋表面并积累到一定浓度（临界浓度）后，使钝化膜破坏。混凝土内由碳化引起的钢筋锈蚀和由氯盐引起的钢筋锈蚀都是电化学腐蚀过程，都必须有水分和氧气参与锈蚀反应。混凝土中如有外加或受外部感应的直流电（如地铁结构中的杂散电流），会加速钢筋锈蚀的电化学反应。

钢筋的锈蚀产物在生成过程中体积膨胀，能导致混凝土顺筋开裂和混凝土保护层剥落，损害钢筋与混凝土之间的粘着力，削弱钢筋的截面积并使钢筋变脆，从而影响结构的适用性（裂缝、表面锈迹等）与安全性（承载力降低）。

造成混凝土材料腐蚀和损伤的环境作用主要有冻融循环、干湿交替以及水、土中的盐、酸等化学物质的作用。混凝土内饱和的毛细孔隙水受冻膨胀结晶产生压力，反复冻融可使混凝土表层开裂、浆体剥落、骨料裸露甚至崩落；硫酸盐能与混凝土中的水化产

物  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  和水化铝酸钙发生化学反应生成石膏和钙矾石,这两种反应均造成体积膨胀使混凝土开裂剥落;在干湿交替的条件下,潮湿时侵入混凝土毛细孔隙中的盐溶液当环境转为干燥后其浓度不断增加,最终因过饱和而结晶,产生很大的结晶压力使混凝土破坏;酸能溶解混凝土固相物质中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  等水化产物,破坏混凝土的内部结构和密实性;空气中的二氧化硫及氮氧化物等空气污染物与水结合形成酸雨,对混凝土也有很大侵蚀作用。氯盐不仅能破坏钢筋表面钝化膜、引起钢筋锈蚀,而且能和混凝土中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  发生离子互换反应生成易溶(如  $\text{CaCl}_2$ )或疏松无胶凝性(如  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ )的产物,破坏混凝土材料的微结构。在有冰冻情况下,盐冻能使混凝土表面起皮剥落。除冰盐(一般为氯盐)不但能对钢筋造成严重锈蚀,而且对表层混凝土有很大破坏作用。此外,密实性差的高水灰比混凝土,当接触流动水、压力水或有水渗透时,即使不是软水,也能使混凝土中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  溶出。

环境作用对混凝土材料的腐蚀与损伤主要发生在混凝土表层,使混凝土截面和强度受到损失,影响结构的适用性(外观、裂缝、剥落等)和安全性。在配筋混凝土结构中,更重要的是因表层混凝土发生腐蚀或损伤而削弱了对钢筋的保护能力,加速钢筋锈蚀进程。

1.0.3 本条所说的特种混凝土,是指所用的胶凝材料或骨料有别于普通硅酸盐类水泥或普通砂石骨料的混凝土,如耐火混凝土、防辐射混凝土以及轻骨料混凝土等。高性能混凝土不能作为混凝土的一个品种,它只反映混凝土的一种质量目标,不在特种混凝土之列。特殊腐蚀环境以及生产、使用、排放或贮存各种有害化学腐蚀物质的结构物混凝土也往往并不使用普通的混凝土原材料。

1.0.4 本《指南》提供环境作用下混凝土结构耐久性的设计要求与施工要求,第3~5章主要涉及耐久性设计的内容,是设计人员在设计中必须考虑的,其中的第4章也与施工有关;第6章主要涉及施工(包括混凝土材料供应)的内容,是施工人员和混凝土供应方为保证工程耐久性需达到的要求,其中的重要环节还必须有设计人员的参与;第7章则为环境作用极端严重或非常严重时可能需要采取的防腐蚀附加措施。

本《指南》的内容只是根据结构耐久性的需要,对我国现行混凝土结构设计、施工规范和规程的一种补充与修正。因此,《指南》中的要求与现行规范和规程中的某些规定存在一些差别甚至有个别抵触之处实为必然。

1.0.5 环境作用下混凝土结构的耐久性设计方法,应在规定的环境作用下,满足规定设计使用年限的要求。影响混凝土结构耐久性的因素非常复杂,有很大的不确定性与不确知性,所以混凝土结构的耐久性设计不可能是一门精确的科学。即使在结构的承载力设计中,也有许多设计要求只是根据工程判断或近似的假定提出的,比如结构的使用荷载标准值,就是一种设定的标准而并不就是实际作用在结构上的具体荷载值。本《指南》提出的耐久性设计要求,也可以看成是环境作用下为满足不同设计使用年限需要而设定的一种标准。

明确工程的设计使用年限,不仅是业主和用户的需要,也是结构设计走向更为经济合理的必要步骤。许多国家在结构设计规范中早已明确提出设计工作寿命的要求,新修订的我国结构设计标准也开始对不同结构物的设计使用年限作出明确规定。

混凝土结构设计规范中对于环境作用下的耐久性设计,一直采用的是经验方法,即针对不同的环境条件,对混凝土的组成、最大水灰(胶)比、最低强度等级和最小水泥用量等提出要求,必要时还规定混凝土抗冻等级、抗渗等级、扩散系数等性能指标,同时规定钢筋的混凝土保护层最小厚度、防排水措施以及表面裂缝最大宽度控制等各种构造要求,认为这样就能满足长期使用的需要。在以往的设计规范中往往不提具体的使用年限值。但长期的使用实践表明,混凝土在许多环境条件下并非象原先设想的那样耐久;回避设计使用年限,无异于丢失耐久性设计的基本目

标。

自混凝土得到大量应用的几十年来，水泥产品不断追求高强，使其细度与早强的矿物成分增加，同时工程的施工建设速度不断加快，环境条件又不断恶化，这些因素都对混凝土耐久性带来不利影响。随着耐久性问题的日益暴露，国际上的一些混凝土结构设计规范均不断修改对于混凝土最低强度等级、最大水胶比和最小保护层厚度等要求。在结构的耐久性设计上，进一步细化环境类别，并提出不同使用年限下的不同要求。

近年发展起来的基于材料劣化模型的使用寿命预测，将混凝土结构的耐久性设计方法提升到一个新的高度。但是简单的数学模型难以描述和涵盖实际劣化过程中所有的机理和作用因素，模型的参数又很难准确给定，计算结果缺乏足够的可信性。这一方法目前还处于研究探索中，尚未达到能在工程设计中得以通用的程度。这些计算模型中较为成熟的是钢筋的锈蚀模型，其他如冻融和化学腐蚀的计算模型还非常少，适用性更差。

本《指南》以传统的耐久性设计方法为基础，它简单易行，便于工程技术人员掌握和使用。本《指南》对环境分类作了细化，对不同设计使用年限的结构规定了相应的要求。对于氯盐环境作用下的重要结构物，则同时要求进行基于材料劣化模型的使用寿命验算。《指南》在混凝土材料组成、混凝土耐久性能指标、混凝土保护层厚度以及各种构造措施和结构施工等要求上，尽可能吸收了近年来国内外的研究成果，比照了国际上有关规范和规程中的规定，参考了国外大型工程为抗氯盐等环境侵蚀所采取的工程实践，并利用新近发展的材料劣化模型，对《指南》中有关混凝土碳化和氯离子引起钢筋锈蚀的具体规定作了近似复核。尽管如此，本《指南》仍有许多不足之处，特别是缺少我国各地环境作用因素的实测数据与结构耐久性现场实际观测数据的支持。结构设计人员如果有可靠的依据，并经过专门的论证，应能修正和取代本《指南》中的某些规定和要求。

### 3、基本规定

**3.1.1~3.1.2** 本《指南》对结构所处环境的分类，主要考虑到设计的方便，按照环境引起材料性能劣化的不同机理，将环境大体分成 I、II、III、VI 和  $V_1$ 、 $V_2$ 、 $V_3$  共 7 类。对于每类环境，又按不同的环境条件将其作用的严重程度分别纳入 6 个不同的环境作用等级。这种分类、分级的方法，综合参考了以往的国内外规范和新的欧洲混凝土规范。

**3.1.3** 表 3.1.3 列出了每类环境在不同环境条件下的作用等级。

1、一般环境（I 类）。主要指碳化引起的钢筋锈蚀环境，不存在冻融和盐、酸等化学物质的作用，需要考虑的环境因素主要是湿度（水）、温度和  $CO_2$  与  $O_2$  的供给程度。如果相对湿度较高，混凝土始终处于湿润的饱水状态，则空气中的  $CO_2$  难以扩散到混凝土体内，碳化就不能或只能非常缓慢地进行。如果相对湿度甚低，混凝土比较干燥，虽然  $CO_2$  能比较顺利地通过孔隙向混凝土内部迁移，但是参与碳化反应的另一物质，即溶解在混凝土孔隙水中的氢氧化钙，因孔隙水的缺少而缺少，因此碳化反应也很难进行；同时，钢筋发生锈蚀是一种电化学过程，要求混凝土有一定的电导率，当混凝土内部的相对湿度低于 70% 时，碳化引起的钢筋锈蚀就会因混凝土电导率太低而很难进行。锈蚀电化学过程需有水和  $O_2$  的参与，当混凝土处于水下或湿度接近饱和， $O_2$  难以扩散到钢筋表面，锈蚀会因为缺氧而难以发生。所以最易造成钢筋碳化锈蚀的环境是干湿交替，在这种环境条件下，我国现行混凝土结构设计规范所规定的混凝土保护层最小厚度与最大水胶比，都难以满足设计使用年限（50 年）内的适用性要求，往往出现钢筋的严重锈蚀和保护层剥落。炎热的潮湿环境加速钢筋锈蚀，就更易造成破坏。

低水胶比的混凝土保护层甚为密实，水、 $CO_2$  和  $O_2$  都不易从混凝土表面渗透或扩散到内部，内部的混凝土也因水胶比低和自干缩而处于比较干燥的状态，相应的电导率

较低，所以能有效地保护钢筋防止锈蚀。我国既有混凝土结构中出现的钢筋严重碳化锈蚀现象，主要由于混凝土保护层过薄、水胶比过大，以往的这种设计习惯必须纠正。

2. 冻融环境（II类）。主要指混凝土可能遭到冻蚀的环境。受湿的混凝土在反复冻融作用下会造成内部损伤，产生开裂甚至剥落，导致骨料裸露。与冻融破坏有关的环境因素主要有水、最低温度、降温速率和反复冻融次数。混凝土的冻融损伤只发生在混凝土内部的含水量比较充足的情况，通常认为，这与混凝土毛细孔隙水结冰时的结晶压积聚有关。如果混凝土毛细孔隙中有足够的空气或混凝土中有引气剂导入的气孔，就能释放冰冻产生的压力而防止冻害。

按照瑞典学者 Göran Fagerlund 的理论，冻害的危险性主要取决于混凝土的饱水度  $S_{cap}$ （混凝土内部孔隙水的体积与孔隙内水和空气的总体积值之比）和混凝土本身的临界饱水度  $S_{cr}$ ，后者是混凝土固有的材料性质。如果  $S_{cap} < S_{cr}$ ，混凝土不会发生冻坏。如果  $S_{cap}$  达到并超过  $S_{cr}$ ，混凝土只需少许冻融循环就会很快破坏。混凝土的饱水度与所处环境湿度有关，当表面接触水时可通过渗透和吸附使内部孔隙水量增加。试验表明，冻融循环的过程，可使混凝土孔隙内的水分不断积累。当反复冻融循环使混凝土的饱水度达到临界饱水度时，混凝土即濒临破坏。饱水度随冻融循环次数不断增长，但两者不呈线性关系，开始时的增长快，到后来越来越慢。所以冻害的危险性主要与混凝土孔隙内水的饱水程度和冻融次数相联系。我国有的地区尽管并不很寒冷，但冬季的冻融次数仍然较多，混凝土冻蚀并不少见。严寒地区混凝土冻蚀严重的多为朝南构件，而一般寒冷地区则为朝北构件，也与反复冻融次数有关。

我国现行规范中对混凝土抗冻等级的要求多按当地最冷的月平均气温进行区分，这在使用上有其方便之处，但对最冷月平均气温并不很低的地区，有可能忽视其对抗冻的需要。本《指南》对冻融环境作用等级的划分，主要考虑饱水程度与年冻融次数这两种因素。由于缺乏各地区年冻融次数的统计资料，现仍暂时按当地最冷月的平均气温表示。对于饱水程度，区分为重度饱水和中度饱水两种情况，前者指受冻前长期或频繁接触水体或湿润土体，混凝土体内高度饱水，后者指受冻前偶受雨淋或潮湿，混凝土体内的饱水程度不高。

有氯盐的冻融环境。主要指冬季喷洒除冰盐的环境。含盐分的水溶液不仅造成混凝土内部损伤，而且能使混凝土表面起皮剥蚀，盐中的氯离子还会引起混凝土内部钢筋的锈蚀（除冰盐引起的钢筋锈蚀属IV类环境考虑）。除冰盐的剥蚀作用程度与混凝土湿度有关；锈蚀作用与积累在混凝土表面的氯离子浓度有关。后者取决于冬季洒盐的频度和用量、除冰盐的类别以及受雨水冲淋等许多因素；不同构件及部位由于方向、位置不同，受除冰盐直接、间接污染或溅射的程度也会有很大差别。

寒冷地区海洋和近海环境中的混凝土表层当接触水分时也会发生盐冻，但海水的含盐浓度要比除冰盐融雪后的盐水低得多。海水的冰点较低，所以在有的寒冷地区并不出现冻结现象，在这种情况下可以不考虑冻融环境作用，但如能提出引气要求，也有利于防止盐结晶破坏。

3. 近海和海洋环境（III类）。主要指来自海水的氯盐引起钢筋锈蚀的环境，可进一步分为水下区、潮汐区、浪溅区、大气区和土中区。长年浸没于海水中的混凝土，由于引起钢筋脱钝所需的氯离子临界浓度在饱水条件下得以提高，又因水中缺氧使锈蚀发展速度变得极其缓慢甚至停止，所以相对来说不会有太大问题。潮汐区特别是浪溅区的情况则正好相反，二者均处于干湿交替状态，混凝土表面的氯离子可通过吸收（当混凝土表面干燥时）、扩散、渗透等多种途径侵入混凝土内部，而且干湿交替的环境条件使得钢筋脱钝所需的氯离子临界浓度也降到最低，同时供氧供水充足，具备锈蚀

发展的充分条件。浪溅区的供氧最为充分，锈蚀最严重；由频繁干湿交替造成的盐结晶腐蚀在这一区域也最为严重。我国《海港混凝土结构防腐蚀技术规范》在大量调查研究的基础上，分别对浪溅区和潮汐区提出不同的要求。但本《指南》考虑到设计施工方便以及潮汐区内进行修复的难度，将潮汐区与浪溅区统一按同一作用等级考虑。南方炎热地区温度高，氯离子扩散系数增大，锈蚀发展速度也会加剧，所以在南方炎热地区的浪溅区混凝土构件中，钢筋遭受腐蚀的程度最甚。

海洋和近海地区的大气中都会含有氯离子。海洋大气区处于浪溅区的上方，海浪拍击可产生大小为 0.1~20 微米的细小雾滴，较大的雾滴积聚于附近，而较小的雾滴可随风飘移到近海的陆上地区。海上桥梁的上部构件离浪溅区很近时，受到浓重的盐雾作用在构件混凝土表层内积累的氯离子浓度可以很高，而且同时又处于干湿交替的不利状态，在浪溅区与其上方的大气区之间，构件表层混凝土的氯离子浓度没有明确的界限，设计时应该根据具体情况偏于安全选用。

Fluge 曾调查挪威的一座海上大桥，由多跨混凝土箱梁组成。调查发现这些箱梁受到大气盐雾作用累积在构件混凝土表面（指表皮混凝土内，下同）的氯离子浓度，与其离开海平面的高度有关，随着高度的增加而降低。同一构件上不同部位的混凝土表面氯离子浓度也有很大差异，并与其朝向和截面尺寸有关，箱梁的底面及背风面的混凝土表面氯离子浓度最高；离海面平均水位约 12m 高处测得的混凝土表层氯离子最大浓度，已与浪溅区差别不大（这一高度在高潮位又遇大的风浪时也可能受到浪溅的影响），但 20m 高处的混凝土表层氯离子最大浓度则降到约浪溅区的一半。Sorensen 与 Maahn 调查丹麦的几座已建成 15~20 年的桥梁，发现离海面平均水位高度 10~15m 以下的混凝土构件，其表面氯离子浓度大体相近；在 15m 以上的高度，构件表面的混凝土氯离子浓度明显下降。由于缺乏我国海洋环境的相关资料，本《指南》暂定离海面平均水位 15m 高度以下按浪溅区对待。

虽然大气盐雾区的混凝土表面氯离子浓度可以积累到与浪溅区相近（甚至还有大于浪溅区的报道），但浪溅区的混凝土表面氯离子浓度可认为从一开始就达到其最大值，而大气盐雾区则需许多年才能逐渐积累到最大值；此外，浪溅区的干湿交替程度也明显高于大气区，所以浪溅区的环境还是最为严酷。在平均水位上方的 15m 内，应该是越靠下的部位，所受的环境作用越接近浪溅区。

靠近海岸的陆上大气也含盐分，其浓度与具体的地形、地物、风向、风速等多种因素有关。欧洲标准 EN206-1 和德国工业标准 DIN1045-2 对海岸边的混凝土构件规定最低强度等级相当于 C40 和水灰比（或等效水胶比）不大于 0.5，但没有明确界定离岸的距离范围。日本公路协会的手册规定离海岸 100 m 内为防腐蚀一级设防区，100 m 外为二级设防区。日本建筑学会颁布的高耐久性混凝土设计与施工建议规定：紧接海洋（0m）为重盐害区，50m 内为盐害区，200m 内为准盐害区，超过 200m 为不考虑盐害区，认为超过 200m 外的混凝土表面不会有氯离子的明显积累，这种认识可能与考虑的工程对象是建筑群有关。更多的调查研究资料得出，近海的盐雾可以飘向离海很远的陆地。英国 Hobbs 在为英国混凝土结构的耐久性设计划分环境作用类别时，将离海岸 100m 以内的室外环境与浪溅区和潮汐区同样对待，需要考虑大气盐雾氯离子侵蚀作用的室外环境远至离海岸 3000 m。2002 年出版的日本土木学会混凝土标准中，提出近海大气区的混凝土表面氯离子浓度  $c_s$ （用混凝土质量的比值表示）为：浪溅区 0.65%，岸线附近 0.45%，离海岸距离 0.1 km 处 0.225%，0.25 km 处 0.15%，0.5 km 处 0.1%，1.0km 处 0.075%。美国 ACI 365 委员会开发的一个用于使用寿命设计的计算程序 Life-365 中，则取海上和近海盐雾区的混凝土表面氯离子浓度  $c_s$ （用混凝土质量的比值表示）的计算值为：潮汐浪溅区为瞬时到定值 0.8%，海上盐雾区以每年 0.10

%的累积速度到最终定值 1.0%，离海岸 800m 内以每年 0.04%的累积速度到最终定值 0.6%，离海岸 1.5km 内以每年 0.02%的累积速度到最终定值 0.6%。

根据我国浙东等沿海地区的调查，构件的腐蚀程度与离岸远近及朝向有很大关系，靠近海岸且暴露于室外的构件应考虑盐雾的作用。烟台地区的调查发现，离海岸 100m 内的室外混凝土构件受到严重锈蚀。《指南》正文表 3.1.3-1 中对靠海构件环境作用等级的划分，尚有待积累更多调查数据后作进一步修正。设计人员宜在调查工程所在地区具体环境条件的基础上，采取适当的防腐蚀要求。

近海和海洋环境对混凝土结构的侵蚀作用应该与当地海水中的含盐量有关。这里主要按照一般海水的氯离子含量（约 18~20 kg/m<sup>3</sup>）考虑。不同地区海水的含盐量可有很大差别，沿海地区的海水含盐量还受到江河淡水排放的影响，这些都值得在设计中加以研究。靠近江河出口的海湾处，海水的含盐量有可能较低并随季节变化，例如杭州湾大桥的海水氯离子浓度年平均约为 14 kg/m<sup>3</sup>

4、除冰盐等其他氯化物环境（IV类）。主要指来自海水以外的其他氯化物如除冰盐、消毒剂等引起钢筋锈蚀的环境。除冰盐可以有多种途径作用于混凝土构件，含盐的融雪水直接作用于路面，并通过伸缩缝等连接渗漏到桥面板下方的构件表面，或者通过路面层和防水层的缝隙渗漏到混凝土桥面板的顶面。排出的盐水如渗入地下土体，还会侵蚀混凝土基础。此外，行驶的车辆会将路面上含盐的水溅射到车道两侧的混凝土构件表面；高速转动的车轮更能将路面的水转变成微细的雾滴，带着盐分随气流飘向更远的距离。在路侧的柱、墩构件上，受到气流的影响，往往出现背侧混凝土表层内的氯离子浓度反而大于朝向路面一侧的情况。积累于混凝土表层的氯离子量，也随季节变化，冬季洒盐时最高，以后随雨水冲洗等影响而有所降低。据报道，在美国的降雪地带，每个冬季洒在桥面上的除冰盐约有 1.2 kg/m<sup>2</sup>，某些桥梁甚至达到 4.9 kg/m<sup>2</sup>。北欧国家每个冬季要洒 30~70 次氯化钠除冰盐，每次 10~25 g/m<sup>2</sup>，总用量较低些。在欧美，一般都应将除冰盐环境的侵蚀作用与海洋浪溅区同等对待。

北方地区车库的混凝土地面和楼板设计，要考虑汽车底盘和车轮带入的除冰盐作用，作用等级至少需按 IV-D 考虑。接触含氯消毒剂的混凝土结构物如游泳池的池壁、周围地面等，也必须考虑氯化物对混凝土内钢筋的腐蚀作用。

5、其他化学腐蚀环境（来自海水等氯化物除外）。包括土中及地表地下水中化学腐蚀环境（V<sub>1</sub>类），大气污染环境（V<sub>2</sub>类）和盐结晶环境（V<sub>3</sub>类）。

V<sub>1</sub>环境中主要考虑了硫酸盐的腐蚀和酸的腐蚀。这些化学物质几乎都以溶液的形式且在超过一定浓度时对混凝土造化学腐蚀和物理腐蚀。硫酸盐对混凝土的腐蚀作用与硫酸盐的种类及其浓度，混凝土表面的干湿交替程度和温度有关，还与土的渗透性和地下水的流动性有很大关系。侵蚀混凝土的硫酸盐主要来自周围的水、土，也可能来自原本受过硫酸盐侵蚀的混凝土骨料以及混凝土外加剂，如喷射混凝土中常使用较大剂量的钠盐速凝剂。在常见的硫酸盐中，对混凝土腐蚀的严重程度依次为硫酸镁、硫酸钠和硫酸钙。硫酸钙不易溶于水，难以造成明显的腐蚀。当用酸溶法测定土中硫酸盐的硫酸根离子浓度时，就会引入硫酸钙的成分，所以表 3.1.3-2 的土中硫酸根离子浓度，为水溶浸出测定的数值。硫酸盐对混凝土的化学腐蚀是两种化学反应的结果，一是与混凝土中的水化铝酸钙起反应形成硫铝酸钙即钙矾石，二是与混凝土中氢氧化钙结合形成硫酸钙（石膏），两种反应均会造成体积膨胀，使混凝土开裂。硫酸盐对混凝土的化学腐蚀过程很慢，通常要进行好多年，开始时混凝土表面泛白，随后开裂、剥落破坏。当土中构件暴露于流动的地下水中时，硫酸盐得以不断补充，腐蚀的产物

也被带走，破坏速率就非常严重。相反，在渗透性很低的粘土中，当表面浅层的混凝土遭硫酸盐腐蚀后，较难引起进一步的腐蚀。腐蚀性很强的硫酸盐还有硫酸铵，此事需单独考虑铵离子的作用，但自然界中的硫酸铵不多见，在长期施加化肥的土地中需要注意。。

土中可溶硫酸盐的硫酸根离子浓度如大于 0.1%（水中  $\text{SO}_4^{2-}$  大于 200 mg/l）就有可能损害混凝土，如大于 0.4%（水中  $\text{SO}_4^{2-}$  2000mg/l）将可能有较大损害。水的蒸发可使水中的硫酸盐逐渐积累，所以混凝土冷却塔就有可能遭受硫酸盐的侵蚀。当地下水、土中的硫酸盐渗入混凝土内部，并在一定条件下使得混凝土毛细孔隙水溶液中的硫酸盐浓度不断积累，当超过饱和浓度时就会析出盐结晶而产生很大的压力，导致混凝土开裂破坏，但这是纯粹的物理作用。

一般来说，硅酸盐水泥混凝土的抗酸能力较差，如果水的 pH 值小于 6，对于抗渗性较差的混凝土就会造成损害。水中若溶有  $\text{CO}_2$ 、 $\text{SO}_4^{2-}$  或  $\text{Cl}^-$  等酸离子，混凝土碱度就会大幅下降，并影响水泥水化产物的稳定性。酸的来源多种多样，许多燃料产生含硫气体，与水结合形成硫酸；地下水中有时溶有二氧化碳带酸性；工业废水和污水也往往含酸。

酸对混凝土的腐蚀作用主要是与硅酸盐水泥水化产物中的氢氧化钙起反应，如果混凝土骨料是石灰石或白云石，也会与这些骨料起化学反应，反应的产物是水溶性的钙化合物，可以被水溶液浸出（草酸和磷酸形成的钙盐除外）。对于硫酸来说，还会进一步形成硫酸盐造成硫酸盐侵蚀。如果酸、盐溶液能到达钢筋表面，则引起钢筋锈蚀，反过来造成混凝土顺筋开裂和剥落。低水胶比的密实混凝土能够抵抗弱酸的侵蚀，但是硅酸盐水泥混凝土不能承受高浓度酸的长期作用，这时必须在混凝土表面采取涂层复盖等措施，尤其在流动的地下水中。

表 3.1.3-2 的分级，主要参考了欧州、美国和英国等有关规范和我国岩土工程勘察规范（GB50021—94）中的规定。当结构所处环境中有多重化学腐蚀物质时，一般会加重腐蚀的程度。如  $\text{Mg}^{2+}$  和  $\text{SO}_4^{2-}$  同时存在时能引起双重腐蚀。但两种以上的化学物质有时也可能产生相互的抑制作用，如海水环境中的氯盐可能会减弱硫酸盐的危害。有资料报道，如无  $\text{Cl}^-$  存在，浓度约为 250 mg / l 的  $\text{SO}_4^{2-}$  就能引起纯硅酸盐水泥混凝土的腐蚀，如  $\text{Cl}^-$  浓度超过 5000 mg / l，则造成损害的  $\text{SO}_4^{2-}$  浓度需提高到约 1000 mg / l 以上。海水中的硫酸盐含量很高，但有大量氯化物存在，所以不再单独考虑硫酸盐的作用。

$V_2$  类环境为大气污染环境。主要的环境的作用因素有大气中  $\text{SO}_2$  产生的酸雨，汽车和机车排放的  $\text{NO}_2$  废气，以及盐碱地区空气中的盐分。这种环境对混凝土结构的作用程度可有很大差别，宜根据当地的调查情况确定其等级。

$V_3$  类环境为盐结晶环境。对混凝土的损害主要是滨海盐土和内陆盐土地区的混凝土发生盐结晶破坏。这些地区的地下水、土中含有丰富的硫酸盐、氯盐和碳酸盐等盐类，会通过混凝土表面毛细孔隙的吸附和孔隙水中的扩散作用进入混凝土内部并向上迁移，到达地表以上由于大气相对干燥，毛细孔隙中的水溶液蒸发使盐分浓度不断增加并生成结晶。这些地区的电杆、墩柱、墙体等混凝土构件在地面以上约 1m 左右高的范围内常出现这类结晶破坏。不同的盐类与浓度以及环境湿度与温度的频繁变化是这种侵蚀环境的主要作用因素。我国西部还有盐湖地区，水、土中盐类浓度可超出海水中的 10 倍以上，这些情况则需专门研究对待。盐土地区的大气中也会含有盐分，在干湿交替条件下同样能在混凝土表层内积累引起结晶破坏，但程度相对较轻。近海和海洋环境的混凝土当接触海水和大气中的盐分并频繁处于干湿交替的条件下也会出

现这种破坏。

6、荷载与环境的双重作用。荷载产生的应力状态有可能加剧环境作用的材料性能劣化过程。但是根据试验室内小型试件的研究结果表明：在压应力状态下，如果混凝土的压应力较低，不超过一般结构使用状态下的应力水平（低于抗压强度的 0.4 倍），在氯盐或冻融环境下，并不会加重环境对混凝土的劣化作用；而且当压应力较小时反而有利，这与使用状态下的混凝土应力尚不至于引起混凝土内固有微裂缝扩展的认识一致；对于拉应力状态，清华大学曾作过素混凝土和配筋混凝土受弯构件浸泡于氯盐溶液中的弯曲持久加载试验，当混凝土中的钢筋应力较低并不超过一般结构使用状态下的钢筋应力水平时，相应的拉区混凝土抗氯离子扩散的电量指标也没有明显变化。混凝土的碳化速度在受拉状态下有所增加，但其影响与温度变化等其他环境因素相比显得并不突出。因此，本《指南》没有专门考虑荷载作用下的应力状态对环境作用的影响。但在高应力状态或反复荷载作用下，环境对混凝土的劣化作用会明显加剧。在新的欧洲规范中，对于环境严重作用下的混凝土，要求进一步复核混凝土的最大压应力并加以限制。设计人应根据结构的具体受力特点，必要时在耐久性设计中采取更为严格的要求。

3.1.4 所有钢筋混凝土和预应力混凝土构件都会处于 I 类环境（碳化引起的钢筋锈蚀环境），但同一构件很可能还会受到多类环境的作用。比如建筑物的室内构件，通常只受到 I 类环境作用；北方建筑物的外墙，除了一般环境作用外，还要考虑 II 类环境的冻融作用。当构件可能受到多类环境作用时，每种环境类别下的作用都需满足，如北方严寒地区的海湾桥梁浪溅区构件，可能需要考虑 I-C（钢筋在干湿交替下的碳化锈蚀）、II-D（混凝土的盐冻腐蚀）和 III-E（海水氯盐引起的钢筋锈蚀）的作用，但各类环境的作用等级不同，其中最高的是 E 级。通常情况下，如能满足其中最高作用等级的环境类别，其他较低作用等级类别下的要求也就自然满足。但有时也会有例外，主要发生在有冻融的情况，因为这时的混凝土往往有引气要求。

3.1.5 引气混凝土能够提高结构的耐久性，但必须满足规定的抗冻耐久性指数 DF 值或规定的气泡间隔系数的要求（见表 4.0.8 和 4.0.9）。如无抗冻要求而仅为提高混凝土的耐久性能，一般可按寒冷地区混凝土中度饱水的抗冻要求规定引气混凝土的 DF 值或气泡间隔系数。新拌混凝土的含气量是引气混凝土的重要质量指标之一，但有时并不总能准确反映引气混凝土的耐久性质量，参见 4.0.8 条的说明。

3.1.7 在实际工程设计中，有些必须考虑的环境作用往往被忽视，所以在本条特别提出这些必须注意的场合。

桥梁防水层对于桥面板有重要防护作用，由于防水层的有效使用寿命低于混凝土且容易损坏，为确保结构使用年限并偏于安全考虑，在确定桥面板顶部钢筋的混凝土保护层厚度与混凝土材料的耐久性要求时，一般不考虑防水层的有利作用。桥梁伸缩缝等连接部位是耐久性的薄弱环节，与其靠近的部位和下方构件经常会遇到来自连接缝处渗漏水的作用而加速劣化，须在设计中格外重视。

大规模使用氯化钠类除冰盐来融化道路积雪，在发达国家已经有 30 余年的历史。由于此前在桥梁设计中没有考虑除冰盐的作用，给这些国家的桥梁结构带来极其严重的危害并造成巨大经济损失。如果在设计中没有采取针对性的防护措施，一些桥梁在除冰盐侵蚀下甚至不到 10 年就需大修。氯盐类除冰盐价格低廉，能充足供应，在预期的将来尚难被代替。我国近年来交通高速发展，大量采用除冰盐化雪是今后必然要出现的趋势。所以在桥梁的设计中必须提前采取防护措施。北方地区的停车库也必须考虑除冰盐作用，汽车的底盘和轮胎会积有含盐的冰块，入库后融化会造成车库混凝土楼板内钢筋的严重锈蚀。

3.1.8 混凝土中的碱（ $\text{Na}^+$ 和  $\text{K}^+$ ）与砂、石骨料中某些含有活性硅的成份起反应，称为碱硅反应；某些碳酸盐类岩石（如白云石）骨料也能与碱起反应，称为碱碳酸盐反

应。这些碱骨料反应能引起混凝土体积膨胀、开裂，被视为混凝土的“癌症”，在国内外都发生过不少工程损坏事例。环境作用下的混凝土化学腐蚀大多由外部的腐蚀性物质引起并从混凝土表面开始，但碱-骨料反应却是从内部发生的。碱骨料反应对结构的破坏是一个长期的渐进过程，其潜伏期可达十几年或几十年，而且一旦发现表面开裂，结构损伤往往已严重到无法修复的程度。发生碱-骨料反应的充分条件是：混凝土有较高的碱含量，骨料有较高的活性和水分的参与。如果混凝土在使用过程中不会接触到水，即使含碱量较高和含有活性骨料的混凝土也不会发生碱骨料反应。如果使用环境可能遭受潮湿，而骨料活性可能较低，这就必须采用低碱水泥或同时使用大掺量矿物掺和料，并通过严格的测试，才可有条件地应用低活性的骨料。在混凝土中加入足够掺量的粉煤灰、矿渣或沸石等掺合料，能够抑制碱骨料反应。采用密实的低水胶比混凝土能有效阻止水分进入混凝土内部，也有利于防止反应的发生。

骨料活性的检测通常首先进行骨料的岩相分析，如果岩相分析识别出碱硅反应或者碱碳酸盐反应的活性成分，便需要继续使用实验室来定量评价骨料的碱活性。我国现行规范采用的方法接近美国 ASTM C1260 试验标准。一般来讲，经过上述的试验，14 天的膨胀率在 0.20% 以上的骨料被认为具有显著的碱活性。但是相关的研究表明，单凭快速砂浆棒膨胀试验认定的骨料活性并不总能在实际的混凝土材料中引发碱骨料反应。于是，一些国家的规范进一步规定了根据实际混凝土配比制作的混凝土棱柱试件的膨胀试验，试验的时间也较长，常为半年或者一年。

工程界目前对碱骨料反应的防范原则，是从混凝土骨料的碱活性、环境干湿条件和结构的重要性或结构的设计使用年限来决定碱骨料反应的设防策略。抑制碱骨料反应的措施主要包括：对水泥和混凝土其它组分的碱含量控制和掺加矿物掺合料。在加拿大标准 CSA C23.2-27A 对抑制碱硅反应的具体措施中，先根据砂浆棒快速膨胀试验和混凝土棱柱试件膨胀试验结果确定骨料的碱活性程度（无活性、中度活性和高活性），根据骨料的碱活性程度和环境的干湿程度及是否为块体结构确定碱硅反应的危险等级（无、中度和显著），根据不同的危险等级和结构的不同使用寿命确定设防水准（共 4 个等级），其中最高的等级是：高活性骨料，潮湿环境或置于水、土中，使用寿命 75 年以上；对于这种最不利的情况，如果一定要采用高活性骨料，必须同时满足两个要求：1) 采用的硅酸盐水泥含碱量（等效  $\text{Na}_2\text{O}$  当量）小于  $1.8\text{kg}/\text{m}^3$ （每方混凝土）；2) 掺加足够数量的矿物掺和料，如单掺粉煤灰且粉煤灰的含碱量（等效  $\text{Na}_2\text{O}$  当量）小于  $3\text{kg}/\text{m}^3$ ，粉煤灰置代的水泥量按重量比应大于 25%（粉煤灰的  $\text{CaO}$  量小于 8% 时）或 30%（ $\text{CaO}$  量 8%~20% 时）；如粉煤灰的含碱量（等效  $\text{Na}_2\text{O}$  当量）为  $3\sim 4.5\text{kg}/\text{m}^3$ ，粉煤灰置代的水泥量按重量比应大于 30%（粉煤灰的  $\text{CaO}$  量小于 8% 时）或 35%（ $\text{CaO}$  量 8%~20% 时），不采用  $\text{CaO}$  量高于 20% 或含碱量大于  $4.5\text{kg}/\text{m}^3$  的粉煤灰；如单掺磨细矿渣，矿渣的含碱量应小于  $1\text{kg}/\text{m}^3$ ，置代量大于 50%；如为双掺，每种矿料的置代量可以降低，但与上述单掺时最小掺量的比值，加在一起不能小于 1。以上环境条件和大于 75 年的使用寿命，如骨料为中度活性，或者骨料为高度活性而使用寿命为 5~75 年，则可采取上述两个条件之一。高活性的骨料用于 75 年以上使用寿命的干燥环境中的非块体结构，要求硅酸盐水泥的含碱量小于  $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ ，或者掺加足够数量的矿料如上面所述。

与碱骨料反应相似，源自混凝土内部的化学腐蚀还有混凝土中的钙矾石延迟生成（Delayed Ettringite Formation, 简写作 DEF）。钙矾石是水泥中的石膏等硫酸盐和铝酸三钙等铝酸盐与水接触起反应的水化产物，正常情况下应在混凝土拌和后的水泥水化初期形成。如在硬化后的混凝土中剩有较多的早期未起反应的硫酸盐和铝酸三钙（ $\text{C}_3\text{A}$ ），则在混凝土以后的使用过程中如接触到水就会再起反应，延迟生成钙矾石。

后者在生成过程中体积膨胀，导致已经硬化的混凝土开裂。这一反应也称内部硫酸盐腐蚀。混凝土早期蒸养过度能阻止钙矾石生成或使其重新分解。防止钙矾石延迟生成的主要途径是降低养护温度，限制水泥熟料中的硫酸盐和  $C_3A$  含量，混凝土在使用阶段避免与水接触。

软水能使水泥浆体内的碱金属氧化物和含钙的水化产物发生水解或使之溶解，使混凝土渗透性增加并削弱混凝土的强度。酸性水也有类似作用。一切有利于增加混凝土密实性的措施均有助于减轻浸出作用。

本《指南》未就碱-骨料反应和钙矾石延迟生成等化学腐蚀的防护提出具体要求，设计时如有需要可参考专门的技术标准和论著。

**3.2.1 环境作用下的结构耐久性设计**，其基本目标是在结构的设计使用年限内，考虑到环境因素可能引起的材料性能劣化以后，仍能保证结构应有的适用性与安全性。由于材料性能劣化是一个渐进和长期的过程，远在混凝土结构腐蚀到丧失安全性并进入承载力极限状态以前，通常会首先出现混凝土表面剥蚀、锈迹、裂缝并进而发展到顺筋开裂、混凝土保护层剥落等有碍适用性的迹象。所以一般来说，结构的使用年限首先与适用性失效的正常使用极限状态相联系。另外，从结构承载力的安全性角度看，结构必须满足规范规定的安全度或安全可靠指标，所以完全按照规范最低要求设计的结构构件，在其使用过程中的材料劣化是不能影响到其初始承载力的，否则必须在结构设计时留出额外的安全储备。以普通钢筋的锈蚀为例，钢筋锈蚀到发生顺筋开裂时的截面半径损失约为  $0.1\text{mm}$ ，对于承载力尚无影响，这已经是正常使用的极限状态。所以与使用年限终结相对应的耐久性极限状态，只能属于正常使用极限状态的范畴。但在实际工程中有一些特殊构件，比如高强预应力钢筋（钢绞线）和高强拉索，一旦发生应力腐蚀，腐蚀进程不易从构件的外表察觉，其破坏又呈高度脆性，这种因耐久性不足直接导致承载力失效的严重后果需要特别注意。

结构的使用年限可以通过修理延长，从可修复的角度看，也不能等到材料的劣化程度发展到很严重时再进行修理，这样将付出更大的代价，所以结构的使用年限又与结构的可修复性相关。

只有明确使用年限终结时的极限状态及其后果的严重程度，才能对耐久性设计提出恰当的要求。这种极限状态通常应与钢筋锈蚀或混凝土腐蚀到某一不可接受的适用性极限状态相联系，如以混凝土表面出现某种不能接受的损伤，或钢筋锈蚀导致混凝土出现顺筋开裂或裂宽达到某一限值作为极限状态。采取何种劣化程度作为极限状态，取决于结构的功能要求与重要性，还要考虑到可修复性的要求。

在本《指南》中，对于普通钢筋的碳化锈蚀，以钢筋出现锈蚀并持续发展到混凝土顺筋开裂作为使用年限终结时的极限状态，这时的构件承载力尚不至于受到削弱，仍能符合设计对承载力确定的最低可靠指标或安全储备的要求；对于氯盐引起的普通钢筋锈蚀，由于锈蚀后的发展速度很快，则以钢筋开始锈蚀作为使用年限终结时的极限状态。对于高强预应力钢筋或拉索的锈蚀，也以钢材一开始锈蚀就作为可接受的极限状态，并考虑到其脆断后果的严重性，需要采取更严格的措施如多重防护手段。对于钢筋混凝土的冻融损伤和化学腐蚀，则以混凝土表面不出现明显的损伤或不致明显削弱对钢筋的保护作用作为可接受的极限状态，否则就应在设计中额外加大混凝土截面的厚度或钢筋的混凝土保护层厚度。

与一般荷载作用下的结构承载力（强度）设计一样，结构的耐久性设计也必须要有相应的保证率或安全裕度。所以，结构及其构件的设计使用年限，并不是群体概念

上的均值使用年限。综合国外已有的一些研究资料，如果以适用性失效作为使用年限的终结界限，这时的寿命安全系数一般应在 1.8~2 左右，即如果设计使用年限定为 50 年，则达到适用性失效时的群体平均寿命应为 90~100 年左右；如果用可靠度的概念，到达设计使用年限时的适用性失效概率约为 5~10%，或可靠指标为 1.5 左右。如果使用年限结束时处于承载能力失效的极限状态，则寿命安全系数应大于 3。寿命安全系数在数值上要比构件强度设计的安全系数大得多，这是由于与耐久性有关的各种参数具有大得多的变异性。

**3.2.2** 我国的结构设计规范长期没有设计使用年限的要求。2002 年修订建筑结构设计规范才明确规定将建筑结构设计使用年限分成 4 类，即：临时性结构（1~5 年），易于替换的结构构件（25 年），普通房屋和构筑物（50 年），纪念性或特殊重要建筑物（100 年及以上）。这一规定与欧洲共同体的规范完全相同，但后者还规定了桥梁等各种土木工程结构物的设计使用年限均为 100 年。不久前颁布的我国的城市地铁设计规范规定地铁混凝土结构的设计年限也为 100 年。英国建筑物的设计使用年限分为临时（10 年以下），短寿命（不小于 20 年），中寿命（不小于 30 年），正常寿命（不小于 60 年）和长寿命（不小于 120 年）等 5 类，并可按用户要求确定专门的期限如 40 年或其它，并不象我国所规定的那么强制和固定。国际上对一般房屋建筑的设计寿命多在 50~75 年之间，重要建筑物和一般桥、隧等基础设施工程的设计使用年限多为 100 年。英国对一些典型土建工程设计使用年限的要求为桥梁 120 年，机场地面 15~20 年，工业建筑 30 年，海洋工程 40 年，一般房屋 60 年，法院监狱 100 年，国家机构与纪念性建筑 200 年。美国对桥梁的设计使用年限为不小于 75~100 年。1997 年修订后的日本建筑学会规范明确提出了建筑物的设计使用年限分为三个等级：1）长期等级，规定不需大修的年限约 100 年；2）标准等级，指多数建筑物如公寓办公楼等，规定不需大修的年限约 65 年，使用年限 100 年；3）一般等级的低层私人住宅，规定不需大修的年限约 30 年，使用年限 65 年。

出于节约资源和可持续发展的需要，考虑到桥、隧等生命线工程进行修理、拆除所带来的巨大经济损失和干扰，国际上对基础设施工程的结构设计使用年限有进一步延长的趋向。目前，我国的混凝土原材料资源已面临短缺，城市的建筑物与人口又非常密集，更需避免大规模的频繁修理、拆除与重建。因此，尽可能提高结构物的安全性与耐久性质量，延长结构物的使用年限，应该作为结构设计的重要指导原则之一。

结构的设计使用年限，通常指的是结构在技术性能上能够满足使用要求的期限，即技术使用年限。但工程的使用年限还往往取决于其它因素，如桥梁结构可因交通流量发展或车载增大而不能满足新的功能要求，或因大修所需费用过大不如拆除重建，这些由于功能和经济原因导致使用年限的终结，称为功能使用年限和经济使用年限，这种情况在我国当前的经济快速发展时期内尤为突出。所以结构设计应该充分考虑到今后长远发展的需要，在功能要求上也需有必要的贮备。

**3.2.3** 结构及其构件的使用年限可以通过维修延长，结构中的个别部件也不一定能够达到与结构设计使用年限相同的使用寿命。例如桥梁的寿命为 100 年，而桥梁中的拉索寿命一般定为 30 年，且在实际工程中往往不到 30 年就需要更换；有的预应力体系组件的保证使用年限仅有 40 年。所以对桥梁等露天结构来说，在结构的设计使用年限内需要对个别部件进行大修或更换并非异常。设计人应尽量避免结构在设计使用年限内进行大修、减少修理次数，并应在设计文件中和对工程的业主与管理方有明确的说明。

**3.3.1** 同一结构中不同构件的不同部位，应按其所处的局部环境条件进行设计，这种情况在室外工程中比较常见，如频繁使用除冰盐的桥梁中，桥面板的上部钢筋要考虑从路面层和防水层向下渗漏的盐水侵蚀，保护层厚度一般需要 60mm 以上，而桥面板的底面钢筋如无水或盐雾的侵蚀，底

部钢筋的保护层厚度就可小到 30mm。

**3.3.2** 本条着重提出混凝土结构耐久性设计中对设计文件的要求。重大工程和环境作用等级为 D 或高于 D 级的工程，必须进行详细的环境调查和勘察，包括工程附近既有建筑物在环境作用下的劣化现状，环境的温、湿度变化，冻融频度，以及地下水、土中腐蚀性物质的浓度等，并将环境调查与说明作为设计文件中的一个重要内容。由于结构耐久性与使用过程中的维护和修理密切相关，又在很大程度上取决于工程的施工质量，所以要在设计文件中专门列出对施工单位和对工程业主或运营管理单位的要求与说明。对于桥梁等基础设施工程，在设计文件中还应有工程全寿命成本的估计。美国政府鉴于基础设施受腐蚀的严重后果，为减少后期修复的高昂费用，制定了《联邦基础设施投资原则》法令，明确规定工程项目的投资成本应为工程整个使用年限内的一切费用，包含初期的建设投资和预期的维修费用。美国联邦公路局要求路桥设计中必须包括全寿命期的成本分析。虽然我国至今尚未制定类似法规，但全寿命成本分析作为耐久性设计的一个重要组成部分显然有其必要，尤其是工程的业主从本身利益出发，更应在合同文件中对设计单位提出全寿命成本分析的要求。

**3.3.3** 本《指南》基本上沿用传统的设计方法，即主要通过对混凝土材料的技术要求和保护层厚度等构造措施，来满足不同环境条件和不同设计使用年限的混凝土结构耐久性，要求设计人员在结构设计中能同时从耐久性的角度对混凝土材料和施工提出专门要求。我国现行的混凝土结构设计施工规范，未能充分考虑到耐久性的需要。例如，用于构件强度计算和标注于施工图上的保护层厚度，其最低要求在我国现行规范中为保护层最小厚度（minimum cover），其中就没有考虑保护层的施工允差对耐久性的影响。国外规范中用于结构计算和标注于施工图上的保护层厚度为保护层名义厚度（nominal cover），等于保护层最小厚度与保护层施工允差之和；也有称为保护层规定厚度（specified cover）或最小厚度的，但在取值上都已包含了施工允差的影响。保护层的施工允差，一般都取正负偏差相等（ $\pm \Delta$ ），欧洲规范规定的保护层允差对梁板为  $\pm 5 \sim \pm 15\text{mm}$ ，一般取 10mm；美国和加拿大规范规定的保护层允差对梁柱一般为  $\pm 12\text{mm}$ 。我国施工规范规定混凝土保护层厚度的允许偏差为梁、柱  $\pm 5\text{mm}$ ，板、墙、壳  $\pm 3\text{mm}$ ，实际上根本难以做到，所以在我国的施工质量验收规范中又将保护层的偏差放宽到梁柱 +10、-7 mm，板墙 +8、-5 mm。这些偏差对构件的强度或承载力来说影响轻微，但对耐久性却会造成致命损伤。碳化或氯盐引起钢筋锈蚀的时间近似与保护层厚度的平方成正比，如果保护层厚度分别为 40、30 和 20mm，则 -5mm 的偏差可使这一期限分别缩短 23%、31% 和 44%，对耐久性来说显然不能接受。施工养护不良通常不至于影响构件内部的混凝土强度，对整个构件承载力的损害不会太大，但养护不良会成倍降低表层混凝土的密实性或抗侵入性，从而成倍缩短其使用寿命。同样强度等级但原材料组分不同的混凝土，一般不会影响荷载作用下的构件承载力，但在特定的环境条件下，其耐久性可以迥异，比如在氯盐环境下，大掺量矿物掺和料混凝土抵抗氯离子侵入的能力要比同样低水胶比但不加矿物掺和料的硅酸盐水泥混凝土高得多。所以在结构的耐久性设计中必须提出混凝土原材料选择、混凝土水胶比、保护层厚度允差和混凝土养护等专门要求，并与施工和材料工程师紧密合作予以实现。

耐久性设计中还要为结构使用阶段的检测、维护、修复和部件更换准备好必要的条件。要设置检测和维修用的通道，易遭腐蚀的重要部位要留有观测和维修用的操作空间，为置换桥梁支座要在墩座与梁底之间留有安装千斤顶的位置并需核算起重时的墩座局部承载力，同时在设计文件中加以标注。

环境作用等级为 F 或 E 的结构构件，仅靠提高混凝土材料本身的耐久性质量和保护层厚度，有时仍可能满足不了所需使用年限的要求，需要采用防腐附加措施。各种防腐附加措施能够延长结构使用寿命的年限，可根据具体情况参照产品说明进行判断

和估计。这一延长的年限也应该是具有足够保证率条件下的期限。有的措施如混凝土防腐涂层可以每隔一定年限重复使用。对于环氧涂层钢筋，有的在应用时仅作为增加防锈能力的额外安全储备，有的则在结构使用寿命的预测计算中，认为环氧涂层不影响钢筋开始锈蚀的初始期限，但可延长钢筋锈蚀后的大修年限 14 年。环氧涂层钢筋的应用始于 70 年代中期，后在北美得到广泛应用，对其效果至今仍有争议，但从总体上看，环氧涂层钢筋用在桥面板等上部结构中的效果比较明显，所以美国联邦公路局推荐在桥面板中采用环氧涂层钢筋，但在潮湿或遇水环境下，环氧涂层与钢筋之间的粘结力有可能在很短的年限内丧失；此外，环氧涂层在钢筋运输和加工过程中易遭损伤，所以用于桥墩等下部结构的效果有时并不理想。阻锈剂作为一种重要的防腐蚀附加措施，能提高混凝土中氯离子引起钢筋锈蚀时的临界浓度；有资料介绍：不加阻锈剂时，混凝土中钢筋开始锈蚀的临界氯离子浓度约为 0.05%（用每方混凝土质量的相对比值表示），如在每方混凝土中加入 30%亚硝酸钙溶液 10、20 或 30 升（ $1/m^3$ ），就可将混凝土中的临界氯离子浓度分别提高到 0.15%、0.32%或 0.40%。混凝土浇筑成型中采用特殊织物衬里的透水模板，可以有效提高表层混凝土的密实性。

提高混凝土结构耐久性的根本途径是增加混凝土本身的密实性和钢筋的混凝土保护层厚度。类似环氧涂层、混凝土表面浸涂、阻锈剂等手段只能作为附加措施，因其本身的寿命都不及混凝土。所有这些防腐蚀附加措施，也只有用在耐久性良好的密实混凝土中才能起到应有的作用。在极端严酷的环境作用下，阴极保护可作为重要工程阻止钢筋锈蚀的最终手段。

表 3.3.3 中标明了需要或可能需要采用防腐蚀附加措施的情况，所对应的混凝土最大水胶比和钢筋的混凝土保护层最小厚度等防护要求为本《指南》中（见第 4 和第 5 章）提出的最低要求。

3.3.4 结构的类型与布置方式可对混凝土的耐久性产生较大影响。比如氯盐环境下采用连续的桥面板结构在支座处没有连接缝，下部结构就能避免来自连接缝处渗漏雨水的侵蚀，而简支的桥面结构则相反。桥面体系的横向预应力也能起到密闭纵向连接缝的作用。体外预应力组件便于检查和更换，对保证结构的使用年限比较有利。

提高混凝土材料的密实性和抗裂性，改善混凝土内粗骨料与水泥浆体之间的薄弱界面和水化产物的微结构，阻挡和延缓水分、气体以及氯离子等各种有害物质侵入混凝土内部，最根本的手段，就是降低混凝土的拌和水用量和水胶比并在混凝土中掺入矿物掺和料。需水量较低的矿物掺和料如粉煤灰还有改善混凝土拌和料工作性、降低水化温升等有利作用。大掺量矿物掺和料还能明显抑制混凝土碱-骨料反应和硫酸盐腐蚀。矿物掺和料在耐久混凝土中的应用不能简单地等量取代，而是作为混凝土配合比中除水、水泥、骨料之外的第四个必须组分。加入引气剂不仅是混凝土抗冻的必要手段，而且能提高新拌混凝土的工作性和硬化后混凝土的耐侯性。

3.3.5~3.3.6 新三级钢 HRB400 的设计强度为  $360N/mm^2$ ，强度价格比高，延性好（ $\delta_s \geq 12\%$ 、 $\delta_{gt} \geq 10\%$ 、 $\sigma_b/\sigma_s \geq 1.25$ ），可用于抗震结构及塑性设计，且规格齐全，直径 6、8、10mm 的细钢筋直至 50mm 的粗钢筋均已能大量供应，锚固、可焊性、施工适应性等其他性能也均良好。使用 HRB400 可以降低配筋率，减少施工工作量，应大力推广。

预应力筋的锈蚀有可能导致结构的突然破坏，事先又不易发现，在耐久性设计中必须予以特别重视，并宜采取多重的防护手段。对于可能遭受氯盐侵蚀的预应力混凝土结构，预应力筋、锚具、连接器等钢材组件可采用环氧涂层，后张预应力体系的孔道管（导管）应具有密封性能，不应使用金属螺旋管，宜采用有良好密封性能的高密度塑料波形管。锚固端的构造应能完全阻止水的渗透，采用浆体封堵和绝缘密封罩等多项措施与外界隔绝，还要采取措施避免雨水或渗漏水与锚固

端的外表面接触。孔道灌浆材料和灌浆方法要事先通过试验、论证，尽可能降低浆体硬化后形成的气孔，并宜采用真空灌浆技术。采用预应力连续梁，将预应力锚固端置于混凝土隔板或隔墙的构造形式有助于减轻环境的侵蚀作用。

**3.3.7** 混凝土材料的密实性会随着龄期增长而提高，早期混凝土的内部结构发育尚不完全，抗氯盐侵入和抗冻能力均比较差。在可能情况下，氯盐环境中的混凝土构件宜采用预制，大尺寸现浇构件也可采用预制混凝土外模，这样可以避免早期接触氯盐。此外，还可在早期混凝土的表面涂上一层临时性的密封剂或防护涂层，在混凝土尚未充分成熟的半年龄期或一年龄期内，隔绝氯盐对早期混凝土的影响。

**3.3.8~3.3.9** 影响混凝土结构耐久性的因素非常复杂，有的因素不可预见。对氯盐等严重环境作用下的结构，必须进行定期检测，力争早期发现。在钢筋尚未普遍锈蚀前及早采取补救措施。依靠目测发现顺筋开裂往往已为时过晚，需付出更大的代价。

由于在设计阶段难以准确估计工程竣工后混凝土材料的实际质量以及所处环境的实际作用程度。要比较可靠地估计结构的使用年限，还必须依靠结构使用过程中的现场实测结果进行推断。对氯盐作用下的重要工程，可在竣工后每隔 1~2 年连续几次测试保护层不同深度上的氯离子浓度分布，求出随时间变化的氯离子表观扩散系数  $D_a$ （参见 2.2.5 条和附录 C）和表面氯离子浓度，进一步估计可能的使用年限。

利用材料劣化的计算模型对结构的设计使用年限进行预测，宜结合工程规划或初步设计阶段的专项研究项目进行，可委托专业机构完成。不同的模型算式以及在模型参数选择上的差异，都能导致计算结果的重大差别，所以重要的大型工程宜委托不同机构分头进行以便于比较和校核。需要注意的是，结构的设计使用年限必须具有适当的保证率或安全裕度。

## 4、混凝土材料

**4.0.1** 长期以来，混凝土的质量常以 28 天强度作为主要衡量指标，并在工程界逐渐形成了单纯追求强度的倾向，为了有利于混凝土的强度，常采取加大水泥用量和排斥使用粉煤灰等矿物掺和料和引气剂等做法，这些均对混凝土的耐久性带来负面影响。对于现代混凝土来说，提高强度比较容易，而耐久性则急待改善。为此，设计人员需要深入了解耐久混凝土的特点及其配制的一般原则。以下对混凝土原材料的选用作一简单介绍。

### 1、水泥

按国家标准规定，我国通用的硅酸盐类水泥有六个品种。1) 硅酸盐水泥，有两个型号 PI 和 PII，PI 不掺任何矿物混合材料，PII 允许有不超过 5%的矿物混合材料；2) 普通硅酸盐水泥，允许以 5%~15%的矿物混合材料等量取代硅酸盐熟料；3) 矿渣硅酸盐水泥，在生产水泥时允许以 20%~70%的粒化高炉矿渣作为矿物混合材料等量取代硅酸盐熟料，由于矿渣硬度比熟料大，共同磨细时，水泥中的矿渣颗粒较粗，矿渣的潜在活性不能充分发挥；4) 火山灰质硅酸盐水泥，允许有 20%~50%的火山灰质材料作为矿物混合材料等量取代熟料；5) 粉煤灰硅酸盐水泥，允许有 20%~40%的粉煤灰作为矿物混合材料等量取代熟料，粉煤灰也属于火山灰质材料，但因其需水量小、抗裂性好，不同于其他火山灰质材料，故单列一个品种；6) 复合硅酸盐水泥，用两种以上矿物混合材料以总量 20%~40%取代硅酸盐熟料。

当用户使用加有矿物混合材料的水泥时，往往不清楚混合材料的具体品种、数

量、质量与粉磨工艺，所以为了有效控制混凝土的质量并发挥矿料的作用，在配制耐久混凝土时宜采用硅酸盐水泥，并将矿料以掺和料的形式作为配制混凝土时的单独组分加入混凝土拌和料中。但当工程的水泥用量很大时，最好由生产水泥的厂家根据用户的订货要求，直接供应所需矿物料品种和掺量并满足规定性能指标的水泥，以降低混凝土配制过程中的复杂程度。

硅酸盐水泥由水泥原材料烧制的熟料与适量石膏（硫酸钙）磨细而成，熟料中的主要成分有硅酸三钙( $C_3S$ )，硅酸二钙( $C_2S$ )，铝酸三钙( $C_3A$ )和铁铝酸四钙( $C_4AF$ )等。 $C_3S$ 是水泥早期强度的主要来源，水化速度较快，水化发热量较大。 $C_2S$ 是水泥后期强度的主要来源，水化速度很慢，水化发热量最小。 $C_3A$ 的水化最快，水化放热量最大，水化物强度最低、干缩最大。同一品种和强度等级（28天强度）的水泥，由于熟料中 $C_3A$ 和 $C_3S$ 含量、水泥细度、 $SO_3$ 含量、碱含量的不同，其与水发生作用后的流变性能与释放的水化热，以及硬化后的早期强度、后期强度增长率、抗裂性以及抗化学腐蚀等性能都会有较大差别。不同厂家生产的水泥产品，甚至同一厂家的不同批产品，性能上可有很大差异。相同品种和强度等级的水泥，在同样的配合比和试验条件下，进行抗裂性试验得出的开裂时间和开裂宽度能相差一倍的并不少见。

选择水泥时不能以强度作为唯一指标，不能认为强度高的水泥就一定好。发达国家的水泥标准中，对于某一等级的水泥不仅规定了强度最低值的要求，而且对最高值也有限制，强度超过规定值的同样不合格。我国水泥标准中对于各个等级的水泥都没有强度最高值的限制，不利于全面控制水泥的质量特别是耐久性质量。国内一些企业在目前的生产工艺条件下，提高水泥强度的主要手段只是增加水泥中的 $C_3A$ 与 $C_3S$ 含量以及提高水泥细度，导致水泥的水化速率过快、水化热大、早期强度发展过快过高、混凝土的微结构不良、收缩大、抗裂性下降、抗腐蚀性差。实践表明，早期强度很高的混凝土，有些在14天以后的强度几乎不再增长，长期强度甚至还有可能倒缩。水泥中 $C_3A$ 的3天水化热量分别约为 $C_3S$ 的3.7倍和 $C_2S$ 的17.7倍，7天水化热量则分别约为 $C_3S$ 的7倍和 $C_2S$ 的37倍； $C_3A$ 的收缩率大约是 $C_3S$ 和 $C_2S$ 的3倍；而环境中的化学腐蚀物质对混凝土的侵蚀对象主要就是水化 $C_3A$ 和硅酸盐水化产物中的 $Ca(OH)_2$ 。

限制水泥的含碱量，主要是为了防止混凝土发生碱-骨料反应。但工程实践发现，不管是否有活性骨料存在，高含碱量引起的收缩能使混凝土开裂。美国垦务局的R.Burrows对此做过大量工程调查和试验研究，发现在有的采用活性骨料和高碱水泥并经长期使用后出现开裂的露天混凝土板中，开裂处没有碱-骨料反应产物，混凝土也没有膨胀，说明开裂是由于高含碱量引起的收缩而非碱-骨料反应。其他国家也有类似的研究和工程报道。Burrows建议，为防止混凝土开裂，水泥中的碱含量应不超过0.6%  $Na_2O$ 当量。近年来在工程实践中又发现，如果含碱量太低，在坍落度较大（如大于160mm）的新拌混凝土中会使泌水性增加。当使用较大掺量的矿物掺和料，或水泥中的 $C_3A$ 含量或同时 $C_3S$ 含量也低时，水泥中的含碱量上限可适当放宽。

强度和原材料组分相同但配比不同的混凝土，其中性能最优的一般应是硅酸盐水泥用量最少的一种。尽可能降低胶凝材料中的硅酸盐水泥用量，是为了减少水泥用量大所带来的负面影响并适当加大矿物掺和料的用量。但在较高水胶比的混凝土中，硅酸盐水泥的用量也不能过低，否则混凝土在大气中很容易碳化。

混凝土早期强度发展越快，对长期性能越不利，也越易发生早期开裂，所以要慎用早强水泥。为了强度保险而多用水泥，同样会对耐久性带来不良后果。

2、骨料。我国混凝土质量不如欧美等发达国家的重要原因之一，在于对骨料粒形和级配的不够重视和骨料的质量较差。虽然我国也有骨料产品质量的强制性标准，但是目前生产供应的骨料很少有真正符合标准的。和水泥一样，在骨料的质量中，我国工程界比较看重的只是与混凝土强度有关的骨料强度和含泥量等指标，而忽视骨料粒形和级配的重要性，以为后者不过是多费点水泥的问题，甚少从耐久性的角度去重视骨料质量。一般天然骨料的强度，对于常用的混凝土强度等级（C70 以下）来说其实是足够的，而骨料的其他性能如吸水率、热膨胀系数等对混凝土耐久性则有重要影响。吸水率大的骨料，配制的混凝土会有较大的长期收缩，影响混凝土的抗裂性。砂岩骨料的吸水率可为石灰岩和石英岩的 20 倍左右，配制的混凝土 1 年收缩率约为后者的 4 倍和 3 倍。与卵石相比，碎石混凝土的骨料与浆体的界面有较好的结合，抗裂性也好些。粗骨料的最大粒径较小时，混凝土的抗渗性提高，当耐久性作为主要因素考虑时，骨料的粒径宜取小些。

粗骨料的级配和粒形不好，必然要加大混凝土的胶凝材料总量和用水量，不仅增加混凝土收缩，而且会增加混凝土的渗透性和有害物质侵入混凝土中的扩散系数。为了提高耐久性，必然要同时采用低水胶比和低用水量。西方发达国家混凝土的用水量都较少，先进的混凝土技术可将用水量减少到  $130 \text{ kg} / \text{m}^3$  以下并依然有很好的泵送性，其中的一个关键就是骨料的级配和粒形好，不存在粗骨料的针、片状颗粒问题。所以配制耐久混凝土的骨料应经过粒形和级配的严格选择，尽可能拒绝采用颚式破碎机生产的粗骨料。

粗骨料石子即使在采石场加工后有好的级配，但在运输过程中也会遭到破坏。西方国家多采用分级供应石子，到搅拌站再进行级配。改变我国现有的骨料生产方式，除管理部门应当采取措施外，用户本身也要提出需求。

3、矿物掺和料。使用矿物掺和料首先是为了混凝土耐久性的需要，而不是单纯地出于降低混凝土成本。认为强度较高的混凝土不能使用大掺量矿物掺和料，这其实是一种误解。例如美国加州大学曾在一幢 6 层楼的剪力墙和基础的加固工程中，分别用  $160 \text{ kg} / \text{m}^3$  水泥、 $195 \text{ kg} / \text{m}^3$  粉煤灰（粉煤灰掺量 67%）和  $195 \text{ kg} / \text{m}^3$  水泥、 $195 \text{ kg} / \text{m}^3$  粉煤灰（粉煤灰掺量 50%）配制混凝土，用水量只有  $118 \text{ kg} / \text{m}^3$ ，28 天抗压强度分别达到相当于我国立方体强度 37.6 MPa 和 45.9 MPa。清华大学在深圳地铁足尺模型试验中，用 45% 粉煤灰、10% 矿渣和 45% 硅酸盐水泥配制的混凝土，胶凝材料总量 400kg，各组试件 28 天强度均在 54 MPa 以上。

低水胶比的矿物掺和料混凝土，其优良性能往往受到现行标准试验方法的掩盖而不能体现。例如粉煤灰混凝土的强度发展较慢，对温度和湿度比较敏感，对它采用与普通水泥混凝土相同的标准试验方法成型、养护并检测其强度、抗冻和抗盐冻的性能，往往会给出不符合实际的结果。在实际工程中，普通硅酸盐水泥混凝土在养护时的温度较高，其 28 天强度实际要低于室内标准养护得出的强度，而掺粉煤灰的混凝土正好相反。大量工程现场调查都表明，粉煤灰混凝土的室内标准试验结果和现场条件下的表现缺乏一致性，比如室内快速抗冻标准试验结果认为抗冻性不良的粉煤灰混凝土，在现场的严酷冻融环境条件下却表现良好。但是大掺量矿物掺和料混凝土的水胶比必须要低

4、引气剂。引气剂在混凝土中产生大量的球形微孔（孔径多小于  $200 \mu \text{m}$ ），这些均布的微小封闭气孔可阻断混凝土中连通的毛细孔隙通路，降低毛细水的渗透作用，并可吸收、缓冲因冻融或化学腐蚀等原因所造成的混凝土内部膨胀压力。这类气孔不同于混凝土施工中因搅拌或震捣不当而裹入的不规则大孔气泡或甚至开放的气孔而成为混凝土中的缺陷。引气剂在欧美、日本等国家的使用非常普遍。引气的最主要作用

是为了提高普通混凝土的抗冻性，当有除冰盐时可减少盐冻引起的表面剥落，此外可显著提高混凝土抗硫酸盐腐蚀的性能，减少由碱-骨料反应引起的膨胀。掺用适量引气剂还可改善混凝土的施工性能，减少泌水，降低需水量和混凝土的热扩散性。含气量每增加 1 个百分点，抗压强度约降低 4~5%，抗折强度降低 2~3%。但引气后可减少用水量，故有可能通过降低水胶比而保持混凝土的原有强度基本不变。

5、拌和水。尽量降低混凝土拌和水用量，可以同时达到低水胶比和低浆体用量的要求，能多方面体现耐久性的需要。

**4.0.2~4.0.4** 提出最低强度等级与最大水胶比的限制，是混凝土设计施工标准中为保证混凝土耐久性的常用做法。本《指南》用胶凝材料用量取代水泥用量，用水胶比取代水灰比作为控制混凝土耐久质量的一个主要指标。在以往按强度设计的混凝土配合比设计方法中，首先是按混凝土强度等级计算水灰比；而现在按耐久性要求的设计方法中，首先要根据环境作用等级选择水胶比。对于环境严重作用下的构件和一般环境下的受弯构件，如能满足本《指南》表 4.0.2 的最大水胶比要求，则混凝土的强度对于构件的承载力设计来说一般都是足够而且有余的。

混凝土的强度等级与耐久性之间并不一定存在相关性，比如在硅酸盐水泥中掺入粉煤灰并保持水胶比不变，则 28 天强度往往有所降低，而抗氯盐侵入的能力却能成倍增加；在混凝土中加入引气剂后，强度也会受到影响，但抗冻融等多种耐久性能有极大改善。很高强度的混凝土，水胶比（水灰比）很低，如果硅酸盐水泥用量又较大，不但倾向于开裂，而且工作性往往较差，反过来又会对混凝土的耐久性能带来负面影响。所以有些学者并不赞成将混凝土的强度作为控制混凝土耐久性的一个指标。但在混凝土原材料保持不变的前提下，强度的高低也能在一定程度上反映混凝土水胶比的大小与密实性。由于强度仍是工程现场检验混凝土质量的最简便方法，而且对混凝土水胶比与密实性的测定相当复杂，不可能列为常轨的检验项目，所以将强度作为耐久性质量控制的内容之一仍然有其需要。耐久混凝土中常常掺有较多的矿物掺和料，混凝土的强度发展相对较慢，为了控制早期混凝土所需的养护期限，也需要通过强度的测定来反映混凝土的水化和成熟程度。所以，本《指南》仍以混凝土的强度和水胶比作为综合表达混凝土材料耐久性的两个最重要的指标，两者合在一起对耐久性进行双控；此外，针对不同环境类别，对胶凝材料的适用品种与用量范围作了限定。

过大的水胶比（水灰比）特别不利于加有较多矿物掺和料的混凝土，并严重影响其强度与耐久性。与硅酸盐水泥相比，胶凝材料中的粉煤灰和矿渣对混凝土强度的贡献受水胶比的影响较大，尤其是粉煤灰对水胶比更为敏感。只有在低水胶比（如小于 0.4 或 0.42）的前提下，粉煤灰的作用才得以充分发挥。对于普通硅酸盐水泥混凝土也要强调水灰比的限制。目前我国常用硅酸盐水泥的实际活性要比 20 多年前高出约两个等级，比如现在的 42.5 水泥大体相当于水泥标准修订前的 525 号水泥，又相当于 1979 年以前硬练标准的 600 号水泥。因此配制相同强度等级的混凝土，现在的水灰比就会增大而不利于混凝土的耐久性。由于水泥强度提高，要想配制出强度低于 25 或 30Mpa 而同时又要水胶比不能高到影响耐久性的混凝土实际上是不可能的。所以本《指南》不推荐 C20 或 C25 那样的混凝土用于设计中需要考虑环境作用的配筋混凝土。除了长期浸没于水中的构件外，配筋混凝土使用的混凝土强度等级不宜低于 C30。

混凝土中浆体的密实性通常要低于粗骨料，因而减少单方混凝土中胶凝材料用量有利于降低混凝土的渗透性并能减少混凝土的收缩量，所以必须有胶凝材料最高用量的限制。我国在低水胶比混凝土的胶凝材料用量上过去一直偏高，甚至有高到 550kg/m<sup>3</sup> 以上的，其主要原因在于骨料的级配不良。一些国家的规范对混凝土胶凝材料用量都有限制，如美国用于桥梁设计的 AASHTO 规程

中规定胶凝材料用量不应超过  $475\text{kg}/\text{m}^3$ 。但如果浆体用量不足，不能充分填充骨料间的间隙，也会影响混凝土密实性，所以又需有最小用量的限制。不过这个问题在我国的工程实践中一般并不存在，凡是满足强度要求的混凝土配比中，胶凝材料的用量几乎都会超过最小用量的要求。

将拌和水的最大用量作为宏观控制混凝土耐久性质量的一种指标，有可能比用最大水胶比（水灰比）更为适宜。依靠水胶比的控制尚不能解决混凝土中因浆体用量过大而引起收缩和水化热增加的负面影响；减少浆体量，增加骨料所占的比例，又是提高混凝土抗渗性或抗氯离子扩散性的重要手段。如果控制拌和水用量，则可同时控制浆体用量（浆骨比）和水胶比。但是，将拌和水最大用量作为质量控制指标的工程经验和研究积累还很少，尤其国内目前供应的骨料级配与粒形普遍很差，不得不用过量的浆体填充，所以本《指南》仍以水胶比作为混凝土耐久性要求的最主要综合指标。为了保证重要工程的耐久性质量，应该同时对混凝土拌和水的用量作出限制，对于水胶比很低的混凝土一般不宜超过  $150\text{kg}/\text{m}^3$ ，这就需要从以下几个方面采取措施：选用具有良好级配和粒形的粗骨料，尽可能降低骨料中的含泥量，采用优质外加剂和低需水量的矿物掺和料，降低混凝土拌和料的温度。在日本的标准中，要求各种混凝土的每方用水量最多不超过  $175\text{kg}$ 。

有关水灰比和水胶比的定义，在有关的规范和文献中多有不同并引起混淆。我国现行混凝土结构设计规范中用的是水灰比  $w/c$  (water to cement ratio)，从字面上看应该是混凝土拌合水与水泥的重量比，后者应该包括硅酸盐水泥和粉煤灰水泥、矿渣水泥等混合水泥，但并没有明确配制混凝土时加入的矿物掺和料是否算水泥。按理讲，矿物掺和料应该算作水泥，因为生产混合水泥时加入的粉煤灰和矿渣等矿物混合材料已作为水泥的一个部分。英国的混凝土结构设计规范也用水灰比，并明确注明矿物掺和料一起计入水泥。所以这样的水灰比应该叫水胶比  $w/B$  (water to binder ratio) 更为明确，其中的水泥和矿料都同样按足量计算。在美国的规范中，一般用的是水胶比，胶凝材料中的水泥和矿物掺和料也一起按足量计算，如果是水灰比，则常用 ASTM I 型到 V 型水泥均为硅酸盐水泥 (portland cement)。本《指南》用水胶比  $w/B$  取代水灰比，定义见 2.1.17 条，明确规定粉煤灰、矿渣、硅粉等具有潜在水硬性的矿物掺和料可以足量计入胶凝材料，但石灰石粉那样的无活性掺和料不能计入胶凝材料。欧洲许多国家规范和欧洲规范中所用的水灰比  $w/c$ ，实际上是有效水胶比，其中容许将粉煤灰等活性矿物掺和料的用量乘上一个系数  $k$  并限量计入水泥，如对粉煤灰取  $k$  等于  $0.2\sim 0.4$ 。这样，对于配比为水泥  $300\text{kg}$ 、粉煤灰  $100\text{kg}$ 、水  $160\text{kg}$  的混凝土来说，按照本《指南》和英、美、加拿大等规范计算的水胶比或水灰比是  $0.4$ ，而在其他欧洲国家规范和欧洲规范计算的水灰比则为  $0.5$ （当粉煤灰  $k=0.2$ ）或  $0.47$  ( $k=0.4$ )。如按我国规范计算，水灰比应为  $0.4$ （矿物掺和料应计入水泥），但也可以误为  $0.53$ （如果不计矿物掺和料）。所以，在参考国外规范的最大水灰比（或水胶比）限值并与其比较时，必须考虑到上述差异。

《指南》表 4.0.2 中对混凝土最大水胶比与最低强度等级的要求，基本上与国外的一些规范相近并比我国规范规定的要高。如干湿交替下碳化引起钢筋锈蚀在欧洲规范（50 年设计年限）中为  $0.50$ 、C37，英国 BS8110 混凝土结构设计规范（60 年设计年限）中为  $0.55$ 、C40（保护层厚度  $40\text{mm}$ ，如果为  $30\text{mm}$  则需  $0.50$ 、C45），美国 ACI 规范对于接触水的低渗透性混凝土为  $0.50$ 、C35。对于严重冰冻，欧洲规范规定  $0.50$ 、C37，英国规范规定  $0.50$ 、C45（保护层厚度  $40\text{mm}$ ），美国 ACI 规范规定  $0.45$ 、C40，AASHTO 规程对桥梁结构的一般构件规定  $0.45$ 、C35，以上均为引气混凝土；对于轻度冻融冰冻，欧洲规范规定  $0.55$ 、C37（非引气），英国规范规定  $0.55$ 、C40（非引气、保护层厚度  $40\text{mm}$ ）。对于海水浪溅区和除冰盐环境，ACI 规范规定为  $0.40$ 、C45，欧洲规范为  $0.45$ 、C37（除冰盐）和  $0.45$ 、C45（浪溅区）。对于海洋和近海环境，在我国海港混凝土工程防腐规范说明中，对国际上多种规范所规定的混凝土水胶比有详细的比较和介绍。规范等各种技术标准中对于混凝土最低强度等级与最大水胶比的规定，实际上还与保护层最小厚度的规定有联系。

仅凭混凝土的最大水胶比和最低强度等级对混凝土材料的耐久性进行控制尚嫌不足，原因是不同的胶凝材料在不同的环境类别下对材料耐久性的影响与作用可有很大差别。例如在碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下，混凝土的水胶比通常较高，就要限制粉煤灰等矿物掺和料的用量以免混凝土过快碳化；在氯盐引起钢筋锈蚀环境下，必

须采用低水胶比混凝土，因而不会出现快速碳化问题，这时就要采用大掺量矿物掺和料，因为单纯用硅酸盐水泥配制的混凝土，抗氯盐侵入的能力较差。英国标准 BS8500-1:2002 规定，对于海水浪溅区混凝土，当混凝土最大水灰比（或水胶比）为 0.4 时，如果不加矿物掺和料，需要的混凝土最低强度等级为 C50，保护层最小厚度 50mm 加施工允差；如果是大掺量矿物掺和料混凝土，需要的最低强度等级降为 C40，保护层最小厚度也降为 40mm 加施工允差。所以，本《指南》针对不同的环境类别，又在表 4.0.3 中对胶凝材料的适用品种与用量范围作了限定。

如果设计施工中选用的混凝土胶凝材料及其用量超出了限定范围，《指南》中提出的混凝土最大水胶比、最低强度等级、胶凝材料最小用量以及保护层最小厚度等规定就可能不再适用，必须另行研究确定。

**4.0.5** 混凝土的抗裂性对于抵抗环境作用侵蚀甚为重要，我国现行标准中还没有对水泥（胶凝材料）或混凝土抗裂性检验的规定。通过传统的混凝土干燥收缩试验所获得的收缩数据，并不能全面评价混凝土的抗裂性能，因为后者还取决于混凝土的抗拉强度、弹性模量特别是徐变或约束状态下的应力松弛能力。采用收缩时受约束的环形试件和平板试件来评定混凝土的抗裂性可在一定程度上克服这些缺点，而且方法简便，但不能用作定量分析，只能用于不同原材料和配比混凝土之间的相对比较。

本《指南》参考国内外正在推行的具有较好效果的两种抗裂性试验方法，列在附录 A 内推荐使用，希望通过试行能积累数据，为进一步制定标准做好准备。附录 A1 用于测定水泥或胶凝材料的抗裂性。这种圆环测试方法最早是美国 R. L. Blaine 使用的，叫做环收缩试验，用于检测和选择水泥。现在列在附录 A1 的试验方法是根据 S. P. Shah 的方法经过计算改进的，并编制了程序与计算机连接，能自动量测并记录应变的发展。但是即使不用自动量测也可通过观察进行比较。该方法可用于砂浆或净浆，测出的试件开裂包含了自收缩和干燥收缩在内的影响，但无法分理出不同的收缩。这种试验也可以推广于混凝土，不过要加大环形试件的直径和截面尺寸。

附录 A2 是根据日本笠井芳夫提出的用约束平板试件进行混凝土抗裂性试验的方法。这个方法简单易行，原理也较清楚，主要用于评价混凝土的塑性收缩，其中的评价准则中有定量指标，但有些还不是很清楚，例如如何定义“非常细的裂纹”，如何计算“开裂面积”等较难掌握。平板试件如经过一定时间的养护再进行抗裂性试验，也可反映干燥收缩和自收缩对开裂的影响。我国已有一些研究单位和工程现场试用过类似尺寸的约束平板试件做试验，取得很好效果。

4.0.7 ~ 4.0.8 非引气混凝土的抗冻性能主要与强度和水胶比有关，浆体含量对抗冻性也有一定影响，但即使是 C60 级那样的高强混凝土，在严重的冻融条件下也难免冻蚀，只有水胶比非常低、强度高达 C80 那样的超高强混凝土才是例外。所以，只有引气才是提高混凝土抗冻能力的最有效手段（参见 3.1.3 条的条文说明）。如果冻融作用不很严重，也可采用不引气的一般混凝土，这时的混凝土强度等级不应低于 C40。矿物掺和料对混凝土抗冻性也有影响，宜通过试验确定。通常情况下，掺加硅粉有利于抗冻；在低水胶比前提下，适量掺加粉煤灰和矿渣对抗冻能力影响不大，但应严格控制粉煤灰的品质，特别要尽量降低粉煤灰的烧失量，后者对含气量有很大影响。

引气混凝土的抗冻要求常用新拌混凝土的含气量表示。冻融越严重，要求的含气量也越大，但过大的含气量损害强度，所以混凝土的含气量应控制在所需量值的一定误差范围内。混凝土的含气量是气泡占混凝土体积的份额，气泡只存在于浆体中，混凝土中的浆体体积一般随骨料最大粒径增大而减少，所以混凝土所需的含气量也应与骨料的粒径有关。

引气混凝土的抗冻效果除与含气量大小（通常 4~7%）有关外，尚取决于气泡直径的大小及其分布。所以含气量作为抗冻指标并不总能很好反映混凝土的抗冻性。相反，引气混凝土的其他参数如气泡间隔系数，气泡比表面积、单位长度的气泡个数

等, 则能全面反映气泡的数量与直径, 但测定方法复杂, 不可能作为新拌混凝土现场合格验收的指标。在北美, 认为具有良好抗冻性能的引气混凝土, 其气泡间隔系数应不大于  $200\ \mu\text{m}$ , 气泡的比表面积应不小于  $24\ \text{mm}^{-1}$ , 每  $10\text{mm}$  长的气泡数应在  $0.59\sim 0.79$  倍的含气量百分数之间。在北欧, 对引气混凝土的质量要求有的并不是用含气量表示, 而是规定浆体内不同气泡的体积与气泡系的比表面积; 例如丹麦具有 100 年设计寿命的 Great Belt Link 跨海桥隧工程, 规定: 1) 浆体内的粗气泡 (指混凝土浇筑振捣过程中裹入的气泡) 含量不超过 7%, 2) 引气发生的气泡 (定义为弦长小于  $0.35\text{mm}$  的气泡) 应在浆体的  $8\%\sim 20\%$  之间, 3) 气泡系的比表面积应大于  $25\text{mm}^{-1}$ 。国外的多数标准一般规定含气量, 并附加提出气泡间隔系数的要求, 后者可在混凝土实验室试配和现场混凝土取样时制作试件测定。混凝土中掺入引气剂后, 在混凝土内形成大量封闭的、直径在微米数量级的均布微细球形气泡, 可切断连通的毛细孔, 能缓冲混凝土中的水冻结或化学腐蚀而产生的膨胀压力。气泡间隔系数是混凝土引气后形成的各个气泡边缘之间的距离平均值, 反映气泡的数量。美国标准规定抗冻混凝土的气泡间隔系数不得小于  $200\ \mu\text{m}$ , 德国规定为  $250\ \mu\text{m}$ 。

现场混凝土的含气量受混凝土输送、振捣和施工环境条件等影响, 国内外的经验都表明, 为了保证引气质量, 必须要从现场混凝土取样测试而不能单纯依靠实验室内制作的试件。重要工程要同时有新拌混凝土的含气量测试和硬化混凝土的含气量、比表面积和气泡间隔系数等的测定。对新拌混凝土, 每车预拌混凝土到现场后就取一个试样, 然后等混凝土浇筑就位刮平后再立即从表层混凝土中取样 (每 10 车混凝土一个); 硬化混凝土从顶面取芯样, 如果连续测试满足要求, 可以免除继续对硬化混凝土的测试。

**4.0.9** 混凝土的抗冻性评价可用多种指标表示, 如用标准试验条件下经反复冻融后混凝土试件的动弹模量损失、质量损失、长度增加或体积膨胀等。多数标准都采用动弹模损失或同时考虑质量损失来确定抗冻级别, 但所有这些指标都只能用来作为抗冻性能的相对比较, 而不能与实际工程在某种环境条件下的使用年限预测相联系。现在国内外比较通用的是以美国 ASTM C666-86A 标准试验方法为基础的快速冻融循环试验结果进行评定。在这一 ASTM 标准中, 规定对混凝土试件进行 300 次快速冻融循环, 定义 300 次循环后的动弹模损失 (即与初始动弹模的比值) 为抗冻耐久性指数 DF。在北美, 认为有抗冻要求的混凝土, DF 值需大于和等于 60%。对于年冻融次数并不剧烈或饱水程度不很高的现场混凝土来说, 这一要求可能偏高。

我国现行规范用抗冻等级或抗冻标号作为混凝土抗冻性能指标。在水工、公路等规范中, 定义快速冻融试验动弹模降到初始值 60% 或质量损失到 5% (两个条件中只要有一个先达到时) 的循环次数作为抗冻等级。所以水工和公路规范中的 F300 就表示 300 次循环后动弹模降到初始值 60%, 相当于抗冻耐久性指数  $DF = 60\%$ 。如果在 300 次循环前试件的动弹模已降至初始值的 60% 或质量损失到 5% 且此时的循环次数为  $N$  ( $N < 300$ ), 并定义这种情况的抗冻耐久性指数为:  $DF = (N/300) \times 60\%$ , 则水工和公路规范中的 F200 就相当于  $DF = 40\%$ 。我国港口和水运规范对混凝土的抗冻指标也用抗冻等级表示, 但却以动弹模降到 75% 时的循环次数作为抗冻等级, 相当于耐久性指数  $DF = 75\%$ , 所以同样是 F300 混凝土, 其抗冻性能要比水工和公路规范中高得多。

在日本土木学会的混凝土标准中, 规定快速冻融试验后的动弹模与初始值的比值即抗冻耐久性指数应不小于: 1) 气候剧烈反复变化时, 对于多次接触水或高度饱水的场合为 70%, 一般场合为 60%; 2) 气候反复变化不剧烈时, 对于多次接触水或高度饱水的场合与一般场合均为 60%; 3) 对于厚度小于  $20\text{cm}$  的薄壁构件, 不分气候剧烈

变化程度，在多次接触水或高度饱水的场合为 85%，在一般遇水场合为 70%；4) 对重要结构物，以上比值应乘系数 1.1。

据中国水科院曹建国、李金玉等的研究，采用强度等级 32.5 水泥、 $W/C \leq 0.45$ ，以及强度等级 42.5 水泥、 $W/C \leq 0.50$  的混凝土，如含气量不小于 4~5%，气泡间隔系数不大于  $300\mu\text{m}$  的普通混凝土，其抗冻等级（按水工规范规定）均可达到 F300 即 DF 为 60% 的要求，属高抗冻混凝土；而采用强度等级 52.5 水泥、 $W/C \leq 0.4$ 、含气量 5%、气泡间隔系数  $< 300\mu\text{m}$  的混凝土，抗冻等级可达 F600 以上，其在 300 次循环后的动弹模约降低到初始值的 92~96%，即 DF 达 95% 左右，而 600 次循环后的动弹模仍可保留约 90%，属超抗冻混凝土。他们还认为，即使气泡间隔系数大到  $300\mu\text{m}$  的混凝土，有时也能满足 300 次快速冻融循环后的动弹模不小于原始值 60% 的要求。又据天津港湾所陈蔚凡的试验，采用  $W/C$  为 0.33 和优质高效减水剂的引气混凝土，在强腐蚀介质中经 300 次冻融循环后的动弹模仍可在 99% 以上，即 DF 达到 99%，失重率也仅 0.5%。以上这些数据可供参考。

本《指南》对混凝土的抗冻性能用抗冻耐久性指标 DF 表示，对一般使用年限（50 年）并在受冻前处于高度饱水但无盐类侵蚀的严寒地区冻融环境，要求 DF 不小于 70%；盐冻环境下不小于 80%，这与我国现行港工规范要求 350 次冻融循环后的动弹模不低于初始值的 75% 大体相当。对于海水或化学腐蚀下冻融，在确定 DF 值的试验中，要求浸泡试件的水用海水或含有与实际工程环境中相同浓度的盐和化学物质，通常可根据实际构件所接触的地下水或海水状况而定；但对除冰盐环境，浸泡试件的水可用淡水，确定的 DF 值需满足表 4.0.6 中的盐腐蚀下冻融要求。盐冻的机理不同于一般冻融，按理宜用盐液浸泡混凝土表面的盐致剥落试验方法。但是根据同济大学黄士元教授的试验，目前通用的快速冻融试验方法如能用盐液代替水，得到的结果与盐致剥落试验的结果有很好的相关性。故在表 4.0.9 中列入“盐冻”下的 DF 指标，用以评价混凝土对抗盐冻的性能。

考虑到目前国产的引气剂质量参差不齐，有的含气量经过振捣后损失很大，因此在实验室试配混凝土时，不论混凝土的坍落度大小，在测定含气量前都要放在振动台上振 15~30sec。

基于瑞典 Fagerlund 的冻融损伤理论（参见第 3.1.3 条的条文说明），混凝土的饱水度随着冻融循环次数或时间的增长而不断增加，但饱水度的增加速率越来越低。所以在混凝土的使用年限与所需的抗冻等级或抗冻耐久性指数之间不可能存在正比关系。混凝土经冬季冻融循环后的饱水程度在经历温暖季节后又会变化，所以国内、外都有从事耐久性研究的专家认为，冻融环境中的混凝土如能经历一定年限而不被冻坏，则在更长的年限下可能仅需稍为提高或根本不需再提高其抗冻等级就能满足需要。在英国新颁布的混凝土标准中，对于冻融环境下 100 年和 50 年使用寿命的混凝土就规定了相同的抗冻要求。

表 4.0.6 中对于 100 年与 50 年使用年限下混凝土 DF 值的要求，就是根据上述认识提出的。两者的差别很小，主要考虑 100 年工程的重要性较大，所以赋予稍大的 DF 值。

确定抗冻耐久性指数的试验可参照水工混凝土和港工混凝土试验规范中提出的用于测定抗冻等级的方法。考虑到实际工程的混凝土在养护温度、开始受冻龄期等诸多方面不同于规范中的标准试验条件，所以本《指南》规定用于抗冻试验的试件应该从现场混凝土取样；如果在实验室制作，则试件的养护温度与试验龄期等应尽量与实际工程相同，而最终的质量合格评定仍应以现场混凝土的取芯试件为准。这对于较大掺量

的矿物掺和料混凝土尤为必要。

一般来说,如果在工程设计中已经规定了含气量及气泡间隔系数的要求并规定了相应的测试验收标准,就不一定需要规定抗冻耐久性指数或抗冻等级。

**4.0.10~4.0.11** 海洋和近海环境中受氯盐侵蚀的配筋构件,应采用较大掺量矿物掺和料的混凝土。粉煤灰抗氯盐侵入的能力并不亚于矿渣,如能同时加入少许硅灰效果更好。普通硅酸盐水泥中虽然也允许掺入6~15%的矿物掺和料,但掺量很少,意义不大。单纯用硅酸盐水泥配制的混凝土,即使水灰比较低,其抗氯盐侵入的能力也比较差,只有加入大掺量的粉煤灰、矿渣或一定量的硅灰以后,才能获得根本的改善。国外有研究资料认为,对设计寿命为75年的海洋混凝土结构,如果单纯采用硅酸盐水泥为胶凝材料,则需有C60级混凝土和100mm厚度的保护层;若掺入60%矿渣或30%粉煤灰,则仅需50mm保护层厚度的C40级(掺矿渣)或C50级(掺粉煤灰)混凝土;若掺量分别增至70%或40%,所需强度等级还可进一步降低。但是粉煤灰的良好作用,必须有低水胶比作为前提。

海水环境中不宜使用抗硫酸盐硅酸盐水泥,后者的 $C_3A$ 含量很低,而混凝土中的 $C_3A$ 却有利于提高混凝土抗氯盐的能力。海水中的氯化物能够减轻硫酸盐的作用,这时采用抗硫酸盐硅酸盐水泥的效果不良。

在干湿交替和潮湿的环境条件下,氯盐引起钢筋表面脱钝并开始锈蚀的氯离子临界浓度并不高,所以当混凝土构件处于外界有氯盐存在的使用环境中时,就首先要严格控制混凝土原材料中的氯离子含量,尽可能降低新配制混凝土中的初始氯离子量。对于氯盐环境下工作的钢筋混凝土构件,美国ACI 318混凝土结构设计规范和加拿大规范都规定新混凝土的初始氯离子量应不超过胶凝材料重中的0.15%(水溶值,测试龄期为4到6周之间),但这一数据可能比较适合一般建筑物而不是桥梁等土木工程,后者似应有更严格的要求。本《指南》则限定混凝土中初始氯离子量不超过胶凝材料重的0.1%。

我国沿海地区的混凝土用砂中往往带有氯盐,在混凝土质量合格验收中,应取芯检测混凝土中的氯离子量。

**4.0.12** 氯盐环境下的混凝土抗侵入性一般用氯离子在混凝土中的扩散系数表示。氯离子在混凝土中的扩散属于非稳态过程,其扩散系数通常与Fick第二定律相联系。根据不同测试方法得到的扩散系数在数值上不尽相同并各有其特定的用途:

1) 直接从氯盐环境中经过多年环境作用的已建混凝土构件中取芯,测定氯离子侵入混凝土内部不同深度上的浓度分布,并用Fick第二定律的误差函数解析解公式进行曲线拟合,回归求出的氯离子扩散系数,称为现场实测拟合的扩散系数或表观扩散系数 $D_a$ (见2.2.5条), $D_a$ 随环境作用下的暴露过程(或年限)增长而降低,通过不同暴露年限下测得的 $D_a$ 值,可以获得这一扩散系数随暴露年限增长的衰减规律(当年限很长时,可认为已趋于定值而不再变化),并可利用Fick第二定律的解析解进一步预测该工程以后的剩余寿命; $D_a$ 还可以用于环境条件与混凝土配比均相似的新建工程设计时的使用寿命预测。如果暴露时间较短,氯离子侵入混凝土的深度非常有限,所以无法获得早期混凝土的 $D_a$ 值。

2) 实验室内快速测定的氯离子扩散系数 $D_p$ (见2.2.6条),通常将混凝土试件短期浸泡在高浓度(远大于工程现场环境)的盐溶液中,经数周(如5周或12周)后测定氯离子侵入试件内部不同深度上的浓度分布,用Fick第二定律的误差函数解析

解公式进行曲线拟合，回归求出这一氯离子扩散系数。主要表示某一龄期混凝土的扩散系数，与开始浸泡时的混凝土龄期有关。需要指出的是， $D_a$  和  $D_p$  在概念上完全不同，比如混凝土历经 5 年暴露过程后测得的  $D_a$  与对 5 年龄期混凝土测得的  $D_p$ ，二者在数值上也有极大的差别。

3) 实验室内采用快速电迁移法测定的扩散系数，将试件的两端分别置于两种溶液之间并施加电位差，上游溶液中含氯盐，在外加电场的驱动下氯离子快速向混凝土内迁移，经过若干小时后劈开试件测出氯离子侵入试件中的深度，利用理论公式可以计算得出扩散系数，称为非稳态快速氯离子迁移扩散系数（见附录 B-1）。这一方法是唐路平提出的，称为 CTH 法或 RCM 法，北欧的标准 NT Build492 采用了这个方法，在欧洲 DuraCrete 的研究总结中也基于这一方法提出了相应的标准试验方法，将测得的非稳态快速氯离子迁移扩散系数标为  $D_{RCM}$ 。后者也与测试时的龄期  $t_0$  有关。 $D_{RCM}$  和  $D_p$  随龄期增长而衰减的规律与  $D_a$  随环境作用下暴露时间增长而衰减的规律并不相同，不能相互混淆。 $D_{RCM}$  和  $D_p$  都用来作为氯盐环境下混凝土工程设计与施工时的混凝土质量要求或质量控制指标，特别是  $D_{RCM}$  的测定方法快速而简便。

已有少许的室内试验对比说明，在龄期相同的早期混凝土  $D_{RCM}$  与  $D_p$  之间有较好的相关性，而且在数值上相当接近。由于无法测定早期混凝土的  $D_a$  值，我们也可以近似认为实际混凝土构件在开始暴露于现场氯盐环境时（龄期为  $t_0$ ）的  $D_a$  值与该龄期的  $D_p$  或  $D_{RCM}$  相等或者在两者之间给予一定的修正系数。在欧洲 DuraCrete 提出的混凝土结构耐久性设计方法中，正是通过这样的关系将早期（如取龄期为 28 天）混凝土的  $D_{RCM}$  值用于 Fick 第二定律的误差函数解析解算式内，作为确定混凝土开始接触氯盐环境时的初始扩散系数  $D_{RCM0}$  值来预测使用寿命（见 3.3.9 条的条文说明）。用实验室快速测定的这些扩散系数来预测实际工程的寿命时，还要考虑到室内试验的环境条件（环境温度与环境氯离子浓度等，主要是温度）与现场的差别，对系数值作必要的修正。

除扩散系数外，混凝土对氯盐的抗侵入性还可以用其他指标表示。国内外现在最常用的是以美国 ASTM C1202 快速电量测定方法为基础的标准试验方法。这个方法也属于快速电迁移法的范畴，但测定的是通过试件的电量（库仑值）而不是扩散系数。当电量小于 1000 库仑时认为抗氯离子性能优良（美国联邦公路局的一份材料则以小于 800 库仑为优，800—2000 库仑为良）。但这一方法施加 60V 的高电压，产生极化反应，使溶液温度升高而影响实验结果，另外还受到混凝土孔溶液化学成分的影响，用于水灰比低于 0.4 的混凝土和矿物掺和料混凝土时误差较大，当测得的电量小于 1000 库仑时难以准确区分混凝土抗氯离子侵入性能的差异。除了上述方法以外，还有用测定混凝土的电阻或电导来反映混凝土抗氯离子侵入性的方法以及其他方法。用电量、电阻、电导来表示混凝土的抗侵入性，方法简易，但也存在各自的缺陷，一般都只能用作不同混凝土之间抗侵入性的相对比较而不能用来估计使用寿命。清华大学路新瀛提出的 NEL 法，测定的是高浓度真空饱盐混凝土试件的电导率，然后根据电导率利用 Nernst-Einstein 方程算出氯离子扩散系数  $D_{NEL}$ 。

本《指南》首先推荐使用氯离子扩散系数的非稳态快速氯离子电迁移测定法（RCM 法），认为这一方法虽然没有象自然扩散法那样更接近实际，但能快速测定，而且直接根据氯离子侵入混凝土深度的测定值来导出扩散系数，而不是通过电量、电阻或电导的测定。RCM 法尽管在一些方面仍存在有待探讨的问题，但优点较多，有被国际广泛采用的趋向。除北欧标准外，欧洲 DuraCrete 的建议标准，德国的 ibac-test，瑞士标准 SIA 262-1 都采用了这种试验模式，但在细节上有所差异。ASTM C1202 的电量快速测定法

虽然遭到许多批评和非议，但已广泛应用了多年，积累了不少可资比较的数据，所以也推荐同时使用。

国内最近几年已有一些单位采用 NEL 法来估计混凝土的氯离子扩散系数，这个试验方法的测量时间很短，施加的电压低，无高电压引起的不良影响，所以也推荐使用。对于氯盐环境下的大型桥梁和港工工程，最好能在初步设计或预研阶段，同时用自然扩散法、RCM 法、NEL 法和 ASTM 电量法对混凝土抗氯离子侵入性进行测定并分析比较；重要工程必须有使用阶段的定期检测，在实验室内从一开始就要对混凝土作以上参数的测试，为以后的长期检测提供足够的原始数据。

国外新近建造的设计寿命为 100 年的重大工程中，有关混凝土氯离子扩散系数的数据很值得比较参考。例如，德国 Western Scheldt 海底隧道混凝土用 RCM 法测定 28 天龄期扩散系数  $D_{RCM}$  为  $4.75 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ；新加坡一座海底隧道混凝土用 RCM 法测定 28 天龄期扩散系数  $D_{RCM}$  为  $2.3 \sim 2.6 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ；国际上首先采用 DuraCrete 方法设计的荷兰 Green Heart 海底隧道，其相当于浪溅区环境作用下的混凝土氯离子扩散系数  $D_{RCM}$  的设计值（均值）为  $3.4 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ，加拿大 Northumberland 大桥混凝土测定 6 个月龄期的扩散系数  $D_p$  为  $0.48 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ，电阻率  $470 \sim 530 \Omega \cdot \text{m}$ ；加拿大安大略省要求海底隧道混凝土管片混凝土的扩散系数为  $0.6 \sim 1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ；香港青马大桥（设计寿命 120 年）从模拟构件中取 28 天龄期的混凝土芯样，采用自然扩散法浸泡试验，规定试件在氯化钠溶液中浸泡 84 天后（浸泡结束时龄期 112 天）切片测得不同深度上的氯离子分布浓度不应超过规定的数值，后者相当于氯离子的扩散系数  $D_p$  不超过  $0.9 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$ ，（23°C）。

重大工程在正式施工前通常要在现场先试制大尺寸的模拟构件，测定混凝土抗氯离子侵入性能的试件可从中取样。宜连续测定 4 周、8 周、12 周和半年龄期的扩散系数  $D_{RCM}$  值。对于室内试配的混凝土，也宜对同批制作的试件分别测定不同龄期的扩散系数  $D_{RCM}$ 。

由于缺乏足够的依据，要比较可靠地提出混凝土抗氯离子侵入性指标的具体量值尚有困难。表 4.0.9 中的数据只是作为混凝土质量控制时的一种参考，有待在使用过程中不断修正完善。这些量值还应与混凝土保护层厚度等多种因素有关，可以根据工程的具体特点作适当增减。

**4.0.13** 硅酸盐水泥混凝土抗硫酸盐、酸等化学侵蚀的能力很差。硅酸盐水泥水化产物中的  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  不论在强度上或化学稳定性上都很弱，在硫酸盐腐蚀下容易分解，遇软水还会溶解，是混凝土耐久性上的薄弱环节。在混凝土中加入适量的矿物掺和料对于提高混凝土抵抗盐、酸等化学腐蚀物质的能力有良好的作用。以往的观点认为：

“ $\text{Ca}(\text{OH})_2$  呈碱性，对防止钢筋锈蚀有利，如果在混凝土中掺入粉煤灰、硅灰等火山灰材料后，与  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  发生的火山灰反应会消耗  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  并降低混凝土的碱度，因而不利于防锈，所以需对粉煤灰等矿物掺和料的掺量加以严格限制”。但是研究表明，火山灰反应形成的致密水化产物改善了混凝土的微结构，只要水胶比较低，通过火山灰反应不但可以提高混凝土抗水、酸和盐类侵蚀的能力，而且在防止钢筋锈蚀的能力上也有提高。低钙粉煤灰在火山灰材料中的抗硫酸盐效果最好。我国铁道科学研究所的试验证明，用粉煤灰取代 30% 的水泥配制混凝土，抗硫酸盐的侵蚀能力有很大提高。不同掺和料在不同腐蚀性物质作用下的合适掺量和效果并不完全相同。矿渣的效果通常很好；加入少量的硅灰一般都能起到比较显著的作用；粉煤灰和另外一些火山灰质材料因其本身的  $\text{Al}_2\text{O}_3$  含量有波动，效果差别较大，并非都是掺量越大越好。因此当单独掺加粉煤灰等火山灰质掺和料时，应当通过实验确定其最佳掺量。在西方，抗硫

酸盐水泥或高抗硫酸盐水泥都是硅酸盐类的水泥，只不过水泥中  $C_3A$  和  $C_3S$  量不同程度地减少。当环境中的硫酸盐含量非常高时，最好是采用不含硅酸盐的水泥，如石膏矿渣水泥或矾土水泥。铁道科学研究院的研究人员在青藏公路建设前，在该公路沿线(环境条件为高盐渍、温差大、干燥)埋设了大量的使用不同水泥和不同配合比的混凝土桩体试件，十年后取出观察，除了低水灰比的矾土水泥之外，包括抗硫酸盐水泥在内的其他混凝土试件全部腐烂崩散。但是非硅酸盐类水泥的使用条件和配合比以及养护等都有特殊要求，需通过试验确定使用。

在欧洲规范中，将混凝土化学腐蚀分为3级(XA1, XA2, XA3)，分别对混凝土最大水胶比(为有效水胶比)、最低强度等级和最低水泥用量提出的要求如表 S4.0.13-1:

表 S4.0.13-1 欧洲规范对混凝土化学腐蚀的分级

环境腐蚀特征	XA1 级	XA2 级	XA3 级	试验方法
水中 $SO_4^{2-}$ mg/l	$\geq 200$ 且 $\leq 600$	$> 600$ 且 $\leq 3000$	$> 3000$ 且 $\leq 6000$	EN196-2
土中 $SO_4^{2-}$ 总量 mg/kg	$\geq 2000$ 且 $\leq 3000$	$> 3000$ 且 $\leq 12000$	$> 12000$ 且 $\leq 24000$	EN196-2
水的 PH 值	$\leq 6.5$ 且 $\geq 5.5$	$< 5.5$ 且 $\geq 4.5$	$< 4.5$ 且 $\geq 4.0$	DIN 4030-2
土的酸度	$> 200$			DIN 4030-2
水中 $CO_2$ mg/l	$\geq 15$ 且 $\leq 40$	$> 40$ 且 $\geq 100$	$> 100$	DIN 4030-2
水中 $NH_4^+$ mg/l	$\geq 15$ 且 $\leq 30$	$> 30$ 且 $\leq 60$	$> 60$ 且 $\leq 100$	ISO7150-1 ISO7150-2
水中 $Mg^{2+}$ mg/l	$\geq 300$ 且 $\leq 1000$	$> 1000$ 且 $\leq 3000$	$< 3000$	ISO7980
最大水胶比	0.55	0.50	0.45	
最低强度等级	C37	C37	C45	
最低水泥用量 $kg/m^3$	300	320 抗硫酸盐水泥	360 抗硫酸盐水泥	

注：(1) 粘土的渗透性如低于  $10^{-5}m/s$ ，则土中  $SO_4$  总量可按低一级考虑。

(2)，如混凝土中硫酸盐离子的积累是由于干湿交替或毛细管吸收引起时，表中的  $SO_4^{2-}$  应从 3000mg/kg 降为 2000mg/kg。

在美国规范 ACI 318-05 中，对抗硫酸盐混凝土的规定如表 S4.0.13-2 所示，但同时又注明，如有配筋防锈要求，或要求有高的防渗透性，或在冻融环境下，则表中的最大水胶比可能需要更低，强度等级可能需要更高。如混凝土中掺加了粉煤灰，容许水泥中的  $C_3A$  超量。虽然海水的硫酸盐量通常超过 1500ppm，但海水环境的暴露等级仍属表中的中等；在海水环境中，如水胶比低到 0.40，则  $C_3A$  量大到 10% 的其他水泥也可采用。

表 S4.0.13-2 美国 ACI318-05 规范对硫酸盐作用下的混凝土要求

暴露等级	土中水溶 $SO_4$ 重量比%	水中 $SO_4$ ppm	水泥种类	最大水胶比	最低强度等级 (已换算到我国)
可忽略	$< 0.10$	$< 150$	不限		
中等	0.10—0.20	150—1500	II 型水泥, 混合水泥	0.50	C35
严酷	0.20—2.00	1500—10000	V 型水泥	0.45	C40
很严酷	$> 2.00$	$> 10000$	V 型水泥加火山灰	0.45	C40

注：ASTM 的 II 型水泥和混合水泥中的  $C_3A < 8\%$ ；ASTM V 型水泥中的  $C_3A < 5\%$ 。

虽然海水中的氯化物能够减轻硫酸盐的作用。可是在混凝土中加入氯化钙则会降低混凝土抗硫酸盐的能力。为了防止硫酸盐侵蚀，应限制水泥中的  $C_3A$  含量，另外  $C_4AF$  的含量也不能过高。

## 5、构造措施和裂缝控制

**5.0.3** 结构的施工缝和各种连接缝是水、盐等各种有害物质最易侵入的薄弱环节，在其周围的混凝土和钢筋往往受害最烈。随着时间的推移，连接缝处的渗漏常不可避免。

尤其是穿过拼缝的预应力钢绞线（如预应力节段拼装梁桥），必须采取套管密封或同时在灌浆中加入阻锈剂等可靠的防腐蚀措施。

**5.0.8~5.0.9** 在我国现行的混凝土结构设计规范中，钢筋的混凝土保护层最小厚度一般均对纵向受力钢筋（主筋）而言。在美国 ACI 规范、英国 BS 规范和欧洲规范 prEN 1992-1-1(2003 年版)中，箍筋、分布筋和主筋都应满足相同要求的保护层最小厚度，所以外层主筋保护层的实际厚度，往往由外侧分布筋或箍筋的保护层最小厚度所决定。但在美国桥梁设计的 AASHTO 规范中，主要针对主筋提出保护层最小厚度，并规定箍筋的保护层最小厚度不应小于主筋保护层最小厚度减 12mm，也不应小于 25mm。

从耐久性的角度看，最外层的箍筋或分布筋应该最早受到侵蚀，箍筋的锈蚀可引起沿箍筋的环向开裂，而墙、板中分布筋的锈蚀除引起开裂外，严重时还会发生保护层的成片剥落。既然耐久性设计主要以适用性和可修复性的失效作为使用寿命终结的极限状态，那么在确定钢筋保护层的最小厚度时应该考虑到最外侧的分布筋和箍筋的需要。本《指南》（表 5.0.8）中提出的保护层最小厚度要求，同样适用于最外侧的主筋、分布筋或箍筋；如果在主筋外有箍筋或分布筋，则在通常的情况下，主筋的保护层厚度就要大于表 5.0.8 中的保护层最小厚度再加上箍筋（或分布筋）的直径。

保护层的施工允差对于钢筋的耐久性有重大影响，所以用于结构设计计算的保护层厚度，应该取保护层最小厚度加上施工允差（参见 3.3.3 条的条文说明）。在结构施工图中标明的混凝土保护层厚度也应该是最小厚度与施工允差之和，并应明确注明保护层所指的钢筋对象（如主筋、箍筋或分布筋）。本《指南》提出一般现浇构件的保护层允差可定为  $\pm 10\text{mm}$ ，并在施工验收中要求做到 95% 的保证率（见 6.3.2 条），相当于保护层厚度离散性的均方差要控制在 6mm 以内，这对一般工地来说如不采取专门措施是较难达到的，所以必须在施工前向施工单位提出明确的要求。由于影响钢筋锈蚀的环境因素非常复杂，设计人需要根据工程和环境的具体情况，合理确定保护层厚度的施工允差。对于一般环境作用下的民用建筑构件，如环境条件比较干燥，且混凝土表面有抹灰、油漆等饰面，可以适当降低混凝土保护层厚度的保证率，取用较低的施工允差值。

在严重的环境作用下，截面较大的墩、柱构件采用较厚的保护层比较容易做到，而大跨度的梁、板构件为了减轻自重往往需要尽量限制保护层的厚度，隧道的盾构管片为了减少开挖量也需要降低保护层尺寸。这时可采取专门的措施，如加强施工质量控制并采用特殊的施工方法来改善表层混凝土的性能，或同时采用环氧涂层钢筋、混凝土表面涂层等防腐蚀附加措施以达到适当减少保护层厚度的目的。

板、墙、壳等面形构件中的钢筋，主要受来自一侧混凝土表面的环境因素侵蚀，而矩形截面的梁、柱等条形构件中的角部钢筋，则同时受到来自两个相邻侧面的环境因素侵蚀，所以后者的保护层最小厚度要大于前者。对保护层的最小厚度要求与所用的混凝土水胶比有关，在应用表 5.0.8 中不同使用年限和不同环境作用等级下的保护层最小厚度时，应注意到对混凝土水胶比和强度等级的不同要求。

在目前的认识水平下，合理确定钢筋的保护层厚度尚不能完全依靠材料劣化模型的计算结果，主要还得依靠工程经验和判断。本《指南》所设定的保护层最小厚度，主要参考了国内外有关标准、规范中的规定和研究结果并通过分析比照而定，其中也联系了我国已建工程的耐久性现状与国外新建大型工程的耐久性设计实例，同时选用了适当的材料劣化模型进行了核算。

在碳化引起钢筋锈蚀的一般环境下，以干湿交替的环境条件最为不利。此时，英国混

混凝土结构设计规范 BS8110（设计寿命为 60 年）要求钢筋的保护层厚度不小于 40mm（C40 混凝土），欧洲规范中为 30mm 加施工允差 5~15mm（混凝土水胶比小于 0.5，强度等级约 C40），美国 ACI 规范中为 38mm（钢筋直径不大于 16mm）和 50mm（钢筋直径大于 16mm），AASHTO 公路桥梁规范（75 年设计寿命）的主筋保护层最小厚度为 50mm，日本土木学会标准中主筋保护层最小厚度为 40mm（板）、50mm（梁）和 60mm（柱）。日本建筑学会标准对普通房屋钢筋混凝土结构（65 年）的主筋保护层最小厚度要求较高，对楼板、屋面板、非承重墙为 30mm（室内）和 40mm（室外），对梁、柱和承重墙为 40mm（室内）和 50mm（室外）；日本建筑学会最近（2003 年）出版的钢筋混凝土建筑物设计施工指南中，增加了 30 年和 100 年不需大修的房屋结构构件保护层（主筋）最小厚度，对 30 年的楼板、屋面板、非承重墙为 30mm（室内和室外），梁、柱和承重墙为 30mm（室内）和 40mm（室外）；100 年的楼板、屋面板、非承重墙为 40mm（室内）和 50mm（室外），梁、柱和承重墙为 50mm（室内）和 60mm（室外）；对于与水接触的承重梁柱与档土墙，则无年限区别，保护层厚度分别为 50mm 和 70mm。

国内西安建筑科技大学王庆霖、牛荻涛教授等根据他们对碳化锈蚀研究的计算模型，提出表 S5.0.8-1 保护层最小厚度的建议，其中对普通钢筋按保护层开始胀裂的时间确定年限，对预应力筋则按开始脱钝锈蚀的时间确定年限，用定值法算出保护层厚度，然后乘以 1.1~1.2 的增大系数作为建议值。这些数值没有考虑施工偏差对保护层厚度的影响。

表 S5.0.8-1 保护层最小厚度建议值（西安建筑科技大学）

配筋类型		普通钢筋保护层最小厚度 mm				预应力筋保护层最小厚度 mm			
		杆件		板墙		杆件		板墙	
构件类型		杆件		板墙		杆件		板墙	
设计使用年限		100 年	50 年	100 年	50 年	100 年	50 年	100 年	50 年
环境作用等级	A	35	25	20	15	50	35	45	30
		C30	C25	C30	C25	C30	C25	C30	C25
	B	45	25	30	20	55	35	50	30
		C30	C30	C30	C30	C30	C30	C30	C30
	C	50	35	35	25	55	40	55	40
		C40	C35	C40	C35	C40	C35	C40	C35

注：环境作用等级按本《指南》表 3.1.3-1 划分。

对于氯盐侵蚀下的干湿交替环境，如海洋浪溅区和可能接触渗漏除冰盐水的桥面板顶部混凝土，AASHTO 公路桥梁规范规定桥面板顶部钢筋的保护层最小厚度为 60mm（考虑到施工误差，实际在美国和加拿大采用的保护层厚度设计值多为 65 甚至 70mm），构件主筋的保护层最小厚度在海水中为 100mm，当混凝土水胶比小于 0.4 时可乘系数 0.8 折减。对海洋浪溅区和水下区，我国海港混凝土结构防腐蚀规范的说明中对欧美各规范的规定有详细的比较可以参考；但要注意不同规范中的保护层厚度有不同的含意，有的需另加施工允差，有的则已将施工允差考虑在内，有的指主筋，有的则指最外层的箍筋或分布筋。加拿大新建的 Northumberland 海峡大桥（设计寿命 100 年）因环境特别恶劣，墩柱的保护层厚度用 75~100mm，上部结构 50mm（混凝土水胶比 0.34）；丹麦 Great Belt Link 跨海桥墩保护层 75mm 加环氧涂层钢筋，上部结构 50mm（混凝土水胶比 0.35）。英国 BS8110 规范规定受海水溅射和除冰盐作用下的最外侧钢筋保护层最小厚度为 50mm，而海水冲蚀的极端环境为 60mm（C45 混凝土）。日本建筑学会规范对靠海受盐害建筑物（65 年）规定的钢筋保护层厚度如表 S5.0.8-2 所示，而日本土木学会标准的规定见表 S5.0.8-3。但在日本建筑学会新出版的钢筋混凝土建筑物耐久性设计施工《指南》中，对表 S5.0.8 中有关室外构件的保护层最小厚度又有进一步的提高。

**S5.0.8-2 日本建筑学会规范对靠海受盐害建筑物规定的钢筋保护层最小厚度**

构件类型			准盐害区 离海 200m 内	一般盐害区 离海 50m 内	重盐害区 0m 附近
楼板 屋面板 非承重墙	室内	有饰面	30	40	40
		无饰面	40	50	50
	室外	有饰面	40	50	50
		无饰面	50	50	60
柱 梁 承重墙	室内	有饰面	40	50	50
		无饰面	50	60	60
	室外	有饰面	50	60	60
		无饰面	60	60	70
档土墙			60	70	75

注：预应力筋的保护层厚度增加 10mm

**S5.0.8-3 日本土木学会标准规定的钢筋保护层最小厚度**

构件类别	板	梁	柱
一般室外环境 无氯盐	25	30	35
腐蚀环境 干湿交替，水土中有腐蚀物质， 或海洋构筑物处于水中无特重腐蚀	40	50	60
特重腐蚀环境 受显著腐蚀物质作用，或海 洋构筑物处于浪溅区和潮汐区	50	60	70

注：混凝土强度高时（约相当于我国 C45 及以上），表中保护层厚度可乘系数 0.8 折减，混凝土强度低时（约相当于我国 C25），表中保护层厚度须乘系数 1.2。

**表 S5.0.8-4 瑞典高性能混凝土手册规定的钢筋保护层最小厚度**

环境等级	最大水胶比	硅灰掺量 %	最大表面 裂宽 mm	保护层最小厚度 mm		钢筋最小 直径 mm
				100 年	50 年	
A2	0.40	5~10	0.40	25	20	16
			0.20	15	15	/
A3 大气或水中	0.40	5~10	0.30	35	25	16
			0.20	30	20	/
	0.35	5~10	0.30	30	25	16
			0.20	25	20	/
A4 海洋浪溅区	0.40	6~10	0.30	60	45	20
			0.20	50	40	16
	0.35	6~10	0.30	55	40	20
			0.20	45	35	16
	0.30	6~10	0.30	45	35	20
			0.20	35	30	16
A5 除冰盐喷射区	0.40	6~10	0.30	60	45	20
			0.20	50	40	16
	0.35	6~10	0.30	55	40	20
			0.20	45	35	16
	0.30	6~10	0.30	45	35	20
			0.20	35	30	16

注：A0 无侵蚀；A1 轻度侵蚀；A2 中度侵蚀；A3 严重侵蚀；A4 海洋环境；A5 极端严重除冰盐环境

在瑞典高性能混凝土手册中，列出了低水胶比掺硅灰混凝土在不同环境下的保护层最小厚度，后者与不同的使用年限（50 或 100 年）、水胶比和表面裂缝宽度有关，见表 S5.0.8-4。在参考瑞典等北欧国家的保护层等数据时，要注意当地的气温低，锈蚀的速度降低。欧洲多数国家的气温也比我国大部地区低。

工厂生产的预制构件，因质量较有保证，一般可少考虑或不考虑保护层的施工允差。采用环氧涂层钢筋的目的是为了延长使用年限，其保护层最小厚度通常仍按普通钢筋取用（但在 AASHTO 桥梁设计规范中，环氧涂层钢筋的保护层最小厚度可以有所不同）。构件的饰面有助于延缓表层混凝土的碳化速度或盐类侵蚀，但有关的数据甚少，不同饰面的效果也不一样。日本的笠井芳夫曾提出，如以无饰面时的碳化深度为 1，

则抹砂浆后为 0.29，贴瓷砖后为 0.21（室内）和 0.07（室外），抹涂料后为 0.57（室内）和 0.8（室外）；国内也有刷白灰浆可延缓室内混凝土碳化的报道。

保护层最小厚度应随使用年限的增加而增加。在相对湿度为 65% 的干燥环境下，混凝土的碳化深度大体与时间的平方根即  $t^{0.5}$  成正比。但在钢筋易遭锈蚀的潮湿环境下，由于  $\text{CO}_2$  在混凝土中的扩散系数降低，使得碳化深度与  $t^{0.4}$  成正比；如室外为高湿度又经常受雨淋，碳化变得十分缓慢，碳化深度甚至可与  $t^{0.1}$  成正比。氯离子在混凝土中的扩散系数也明显随时间增长而降低，对于低水胶比的大掺量矿物掺和料混凝土，氯离子侵入混凝土的深度大概与时间  $t$  的 0.2 次方即  $t^{0.20}$  成正比，并与所处的不同环境如浪溅区、水下区和大气区等有关，这时 100 年使用年限所需的保护层厚度大约只比 50 年增加 15%。而不加矿物掺和料的普通硅酸盐混凝土，氯离子侵入混凝土的深度大概与时间  $t$  的 0.35 次方即  $t^{0.35}$  成正比，这时 100 年使用年限所需的保护层厚度大约要比 50 年增加 30%。

**5.0.10** 预应力钢筋的耐久性与不同的预应力体系有关，并在更大程度上受施工质量的影响，所以甚难对预应力钢筋的混凝土保护层最小厚度提出统一的要求。在不良的环境条件下，预应力钢筋应采取双重或多道防护，除混凝土保护层外，还要有密封的护套或孔道管如高密度的塑料波形孔道管或环氧涂层金属孔道管。对于氯盐环境且要求的使用年限又较长时，还可同时采用环氧涂层预应力钢筋并在灌浆材料中加入阻锈剂。金属螺旋孔道管无密封功能，除干燥环境条件外不宜采用。无粘结预应力筋因防锈能力不甚确切，锈蚀断裂的后果也比有粘结预应力筋严重，所以在易遭锈蚀的不良环境下甚少采用，但如设计成可检查并可替换，就特别适用于严重环境作用下的工程。体外预应力钢筋便于检查和更换，是不良环境条件下比较好的一种预应力结构形式。我国混凝土结构设计规范 GB50010—2002 对预应力筋保护层厚度的要求与普通钢筋相同，美国 AASHTO 规范也是如此。欧洲规范则要求预应力钢筋的保护层最小厚度在各种环境作用下都比普通钢筋大 10mm。预应力钢筋的锈蚀后果比较严重，如果没有护套或双重保护，其保护层厚度应该大于普通钢筋。

**5.0.11** 室内与野外试验均表明，混凝土表面的宏观裂缝宽度只要不是过大（如不大于 0.4 mm），对钢筋碳化锈蚀不会发生明显影响，只是裂缝截面上的钢筋发生局部锈蚀的时间会提前，但是这种局部锈蚀很快就会停止，一直要等到保护层下的混凝土碳化并使钢筋去钝后，才会一起进入钢筋锈蚀的稳定发展期。所以表面裂宽的大小除了影响外观以外，对耐久性没有明显影响。预应力钢筋因能发生坑蚀和应力腐蚀又当别论。在氯盐环境下，普通钢筋也会发生局部坑蚀，一般认为应该严格限制宏观裂缝的宽度。不过近期也有研究认为，氯盐环境下的钢筋锈蚀速度主要取决于周围混凝土的质量（如水胶比、氧的扩散性等），而裂缝的宽窄对开裂混凝土内的钢筋锈蚀速度影响较小。北欧的设计标准就容许氯盐环境下的裂缝宽度可到 0.2~0.3mm（见表 5.0.8-4）。为了保护钢筋，关键在于采用低水胶比混凝土和增加保护层厚度，这远比限制横向的表面裂缝宽度更为重要。

增加保护层厚度以后，受弯构件在同样荷载作用下的表面横向裂缝宽度将增大，但就防止裂缝截面上的钢筋发生锈蚀而言，增加保护层厚度仍然有利。混凝土表面处的裂缝宽度，只能作为视觉上能否接受的一个指标。所以从耐久性设计的角度看，如果无碍观感，表面裂缝最大宽度的限制宜与保护层的厚度相联系。在日本土木工程学会的混凝土结构设计标准其中，规定了普通钢筋混凝土表面最大裂缝宽度为保护层厚度的 0.5%（一般环境）、0.4%（侵蚀环境）和 0.35%（特重腐蚀环境），预应力筋在一般环境下的最大裂缝宽度为保护层厚度的 0.4%。按照我国的公路钢筋混凝土及预应力

混凝土桥涵设计规范 (JTJ D62—2004) 设计时, 受弯构件的裂缝计算宽度与保护层厚度无关; 但按我国的混凝土结构设计规范 (GB 50010—2002) 设计时, 受弯构件的表面裂缝计算宽度随保护层厚度的增加而增加, 客观上对保护层的厚度起了限制的作用。本《指南》从耐久性的需求出发, 规定保护层实际厚度如大于 30mm 时, 可按 30mm 代入规范的计算公式确定表面裂缝计算宽度。

欧洲规范 prEN1992-1-1 (2003 年版) 规定建筑物钢筋混凝土构件和无粘结预应力构件按准永久荷载组合计算表面裂缝宽度的限值为 0.4mm (干燥和永久湿润的一般环境, 如无外观要求还可加大) 和 0.3mm (干湿交替的一般环境和氯盐环境包括海水浪溅区); 对于有粘结预应力构件, 规定一般环境下按频遇荷载组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm, 并按准永久荷载组合验算 (但干燥和永久湿润的环境条件除外) 失压, 而在氯盐环境下则按准永久荷载组合验算失压, 要求预应力体系的所有部件至少处于受压混凝土以内 25mm。欧洲规范 prEN1992-2 (2002 年版) 对于桥梁中的钢筋混凝土构件和无粘结预应力构件, 规定按准永久荷载组合计算表面裂缝宽度的限值为 0.3mm; 对于桥梁中的有粘结先张预应力构件, 规定一般环境下按频遇荷载组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并按准永久荷载组合验算 (干燥和永久湿润的环境条件除外) 失压, 而在氯盐环境下则按标准荷载组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并按频遇组合验算失压; 对于桥梁中的有粘结后张预应力构件, 规定干燥和永久湿润的一般环境下按频遇组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并无验算失压要求, 而在其他环境下则按频遇组合计算表面裂缝宽度限值为 0.2mm 并按准永久荷载组合验算失压, 要求预应力体系的所有部件均处于受压混凝土内。

与国际上的一些通用设计规范相比, 我国混凝土结构设计规范规定的裂缝控制要求可能过分偏于保守, 公式给出的裂缝宽度计算值偏大, 而规定的允许裂缝宽度计算值又偏小, 不仅不利于提高构件的耐久性, 而且也给高强钢筋的应用造成障碍。但这个问题又与我国规范过去在承载力安全设置水准上的低标准要求有一定关系, 有待进一步研究改善。

## 6、施工要求

### 6.1 原材料要求

**6.1.1** 为了便于控制混凝土中矿物掺和料的质量与数量，宜选用 P I 硅酸盐水泥与自选的矿物掺和料作为胶凝材料。这是由于普通水泥中一般都已掺入了矿物混合材料，但其掺量和品种不明。如果是矿渣水泥，因矿渣硬度比熟料的硬度大，水泥熟料与矿渣共同粉磨后，矿渣显得过粗；例如比表面积为  $300\text{m}^2/\text{kg}$  的矿渣水泥，其中矿渣的比表面积只有约  $250\text{m}^2/\text{kg}$ ，既不能发挥矿渣的潜在活性，又使矿渣水泥容易泌水，不利于混凝土的抗渗和抗冻。如果能确知水泥中已掺入的矿物混合材料品种和掺量，就有利于混凝土配合比的设计，可将水泥中已有的混合材料一并计入混凝土掺和料的总量。

**6.1.4** 国内外大量研究表明，为有效改善混凝土抗化学侵蚀性能（如氯化物侵蚀、碱-骨料反应、硫酸盐侵蚀），粉煤灰最佳替代量一般应在 20% 以上。现行粉煤灰分级标准的缺点是同时用细度、需水量比和烧失量作为分级的主要标准，而将烧失量很小、需水量比稍小于 100% 而只是细度不符合一级标准的粉煤灰降到二级，这样并不利于发挥粉煤灰的效用。粉煤灰的品质，应首先注重烧失量和需水量，而细度不必过于苛求。一般用电收尘方法收取的灰越细，所含玻璃微珠越多，需水量越小，但产量很少。三、四电场产量最大，但收取的灰因团聚颗粒和多孔玻璃体含量较多而比表面积较大，需水量较大。国内中南大学等不少单位研究用磨细粉煤灰，打开团聚颗粒，在工程实践中取得很好效果。粉煤灰的最大掺量可到 50% 或更多，以不超过胶凝材料总量 60% 为宜。用比表面积来表征粉煤灰的细度并不能完全反映粉煤灰的颗粒细度，后者还可用筛析法表示。

单独粉磨矿渣用于配制混凝土，可使磨细矿渣的细度至少达到和熟料相同。矿渣越细，活性越高。对于高细度的磨细矿渣，在一定掺量范围内，混凝土的强度随掺量的增大而提高，但是混凝土的水化温升、化学收缩和自收缩也随矿渣掺量的增加而增加；从减少混凝土收缩开裂的角度考虑，磨细矿渣的比表面积以不超过  $450\text{m}^2/\text{kg}$  为宜。矿渣的活性和火山灰质材料不同，具有自身水硬性，但需要水泥水化产物中  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  和石膏的激发，在矿渣掺量增大到一定数量以后，由于混凝土中的水泥量减少，矿渣水化的速度因缺少足够的激发物而降低，相应的水化热和自收缩就减小，所以当掺量超过约 75% 以后，反而可以采用高细度的矿渣。

在水灰比不变的情况下，掺入硅灰可明显提高混凝土强度，但需水量随硅灰掺量而增加。硅灰对提高混凝土抗化学腐蚀性有显著效果，但因活性高，不利于减小温度变形，并且增大混凝土自收缩。硅灰的价格也比较贵，最好和其它需水量小的矿物掺和料复合使用。

还有其他一些矿物掺和料具有较高的活性，并能提高混凝土抗氯盐侵入和抗化学侵蚀的能力，如磨细天然沸石岩因其特殊的结构作用，抗碱-骨料反应和抗硫酸盐的能力显著，但这些材料的需水性大多较大，因此掺量受到限制，而且为了减小自收缩和温度应力，也不宜磨得过细。

天然矿藏在某些地层中含有放射性元素，经过工业加工后有可能残留在粉煤灰和矿渣等工业废料中。我国极个别地区曾发生过使用煤渣和粉煤灰等工业废料制作房屋构件因含有放射性而危害用户的情况，因此用于建筑物的矿物掺和料应当检验放射性物质和其他有毒物质含量。混凝土虽能用来固化有毒重金属，但应检测所固化物质的溶出

性。

其他主要成分为  $\text{SiO}_2$ 、具有火山灰性或潜在水硬性的矿物质材料或工业废弃物，如硅灰石粉、烧高岭土粉、磷渣粉、锂渣粉等，经试验验证和鉴定后，也可用作混凝土的掺和料。掺磷渣粉的混凝土已在国内得到成功应用并取得显著效益。

**6.1.5** 骨料质量中最为重要的就是石子的粒形和级配。如果粒形和级配好，就可以在保证混凝土施工性能的前提下最大限度地减小用水量和浆体量，提高混凝土的强度和耐久性。骨料的堆积密度和表观密度是骨料级配的反映，堆积密度越大，则级配越好，空隙率越小。对粗骨料来说，40%左右的空隙率应该是最低要求，这只是我国20年前骨料质量的一般水平。针、片状颗粒含量反映粗骨料粒形的优劣，我国现行标准容许针、片状颗粒的含量最大可到10%，这一水准实在过低。实践证明，针、片状颗粒含量最好不大于5%。近年来我国市场供应的石子质量每况愈下，即便按我国现行砂石标准的低要求也往往相差甚远。目前北京、深圳等地所用石子的空隙率往往已接近50%，标称连续级配要求的石子最小粒径是5mm，而实际供应的都没有5~10mm粒级的石子，粒形除针、片状外，大都类似三角形、长方形，很少有等径状的石子。要配制高质量的混凝土，用水量一般要在  $160 \text{ kg} / \text{m}^3$  以下，以目前石子的质量，预拌商品混凝土的用水量通常都在  $175 \sim 185 \text{ kg} / \text{m}^3$  之间。造成这一现状的主要原因是石子的生产工艺落后，如使用落后的颚式破碎机。鉴于耐久性的需要，应该严格要求石子的供货质量，并促使生产厂家改进骨料质量。

为了保证混凝土浇筑的通畅，骨料的最大粒径应不超过钢筋最小间距和最外侧钢筋（箍筋或分布筋）保护层最小厚度的 $\frac{3}{4}$ ，后者同时也是为了保证混凝土保护层抗渗性的需要。对于冻融、氯盐和其他化学腐蚀下的混凝土，骨料的最大粒径与保护层最小厚度的比值应更小。目前在施工中为了少用水泥往往尽可能增大石子粒径，一些商品预拌混凝土由于大批量生产也极少变换石子粒径，而设计人员在施工图的钢筋净间距上又常忽略施工的实际情况与需要，于是混凝土浇筑时的钢筋通过性就很差，造成混凝土浇筑质量不匀，钢筋下方形成缝隙，并在保护层外表面沿水平钢筋或箍筋的下方位置出现裂缝，这些均要予以充分重视。

我国沿海地区的混凝土常使用海砂，有的河砂也曾受海水污染，所以在混凝土试配和工程竣工验收中，应该从混凝土中取样或取芯检测混凝土中的氯离子含量，作为混凝土质量控制和合格验收的必要内容。单纯限制砂子的氯离子量不超过0.06%的干砂重，并不能完全说明海砂的可用性，关键还在于测定混凝土中的氯离子量。0.06%干砂重的氯离子量约相当于混凝土胶凝材料重的0.12%左右，如果混凝土中其他原材料引入的氯离子含量很少，而且混凝土的水胶比较低，即使砂子的氯离子量稍许超过干砂重的0.06%，用于非干湿交替和非氯盐侵蚀环境的一般房屋构件还是有可能的（参见6.1.7条的条文说明）。

**6.1.7** 限制混凝土中的氯离子量，在国内外各种标准中都有规定，但在具体量值上多有差别。国外有的标准规定普通钢筋混凝土内的氯离子限量为0.4%（占混凝土中胶凝材料总量的重量比），这对不是低水胶比的一般混凝土来说，已经接近或甚至超过干湿交替环境下引起钢筋锈蚀的氯离子临界浓度。钢筋锈蚀的氯离子临界浓度可在0.17~2.5%之间的很大范围内变化并与不同的环境条件和混凝土的水胶比、胶凝材料种类和数量、温湿度以及保护层厚度等许多因素有关，很难对混凝土规定一个统一的氯离子量限值，设计时可结合工程特点灵活对待。当水胶比较低，环境温度不高，混凝土持久干燥或持久湿润，则混凝土中的初始氯离子限量可以适当放宽取用。混凝土

的水胶比对于氯盐引起的钢筋锈蚀极为重要，工程实践表明，高水胶比的混凝土由于碳化速度快，即使混凝土中的氯离子含量低于一般标准中规定的限值，也会在不长的年限内发生非常严重的锈蚀，所以氯盐环境下的混凝土或应用海砂配制的混凝土，其水胶比不应超过 0.45，最好不超过 0.40。

美国 ACI 混凝土结构设计规范规定钢筋混凝土的水溶氯离子量应不超过胶凝材料重的 0.3%，但如环境干燥可到 1%，如果混凝土将处在海水等氯盐环境下工作，则应不超过 0.15%，对于预应力混凝土均不许超过 0.06%。当工程的使用环境有外界氯离子侵入时，必须从严控制混凝土生产时从原材料带入的氯离子总量，本《指南》限定为不超过胶凝材料重的 0.1%。混凝土水溶氯离子量的测试龄期可为 28 天或 4 到 6 周之间。

欧洲规范规定钢筋混凝土的氯离子限量为酸溶值，根据不同环境类别，分 0.4% 和 0.2%（胶凝材料重）两种要求。一般用酸溶氯离子表示的是混凝土中的氯离子总量，数值上略大于水溶值，约为后者的 4/3~5/4。

## 6.2、混凝土的施工

**6.2.4** 用细石混凝土制作混凝土保护层垫块的质量难以检测，尺寸和放置位置不易控制，因此应尽量采用工程塑料定位夹或纤维特种砂浆制作的定型产品。不同位置的钢筋可使用形状各异的产品，施工方便，价格也不贵，这在工业发达国家使用已非常普遍。

**6.2.5** 泵送混凝土尽管坍落度很大，但浇筑和振捣方式同样对混凝土质量有很大影响。目前我国施工现场由于管理水平和工人技术水平的限制，往往不重视泵送混凝土浇筑和振捣要求，比较常见的是施工操作人员从混凝土下料口周围拖着振捣棒驱动混凝土拌和料移向远处而不是及时移动下料口，这样会严重影响混凝土的匀质性，并造成不同部位混凝土在收缩等性能上的巨大差异。

**6.2.7** 混凝土养护包括湿度和温度两个方面，养护不仅是浇水，还要控制混凝土的温度变化。在湿养护的同时，应该保证混凝土表面温度与内部温度和所接触的大气温度之间不出现过大的差异，采取保温和散热的综合措施，防止温降和温差过大。对于较大厚度的构件，由于水化热会使温度持续升高，如果气温不是过低，则在浇筑后的初始几小时内宜散热（但仍要保湿，如用薄膜覆盖），在炎热气候下有塑料薄膜覆盖时可在薄膜外面适当喷洒凉水。当混凝土表面已结硬或处于降温阶段则要保温覆盖以降低降温速率，使混凝土表面与内部和大气的温差不要过大。水胶比低的混凝土，浇筑一结束就要保持混凝土中水分不受损失，对水平构件应立即用塑料薄膜紧密覆盖表面，对垂直构件要立即封住顶面并在混凝土达到一定强度时及早松开模板，从顶面注水养护。

传统的观点认为，只有大坝那样的水工结构才是施工时需要控制内部温升的大体积混凝土，但实践表明，由于现代水泥的强度和细度增加以及混凝土水胶比的降低，不仅高层建筑的基础底板和大型设备基础需要控制混凝土内部温度，而且一些墙、柱和梁也会因混凝土的温升引起严重开裂。欧洲一些资料认为截面厚度在 300mm 及以上的墙、板就应专门考虑施工阶段的温度和裂缝控制，我国的实际情况也说明以 300mm 作为大体积混凝土的界限是比较适宜的。

混凝土温度控制的原则是：1) 升温不要太早和太高；2) 降温不要太快；3) 混凝土中心和表层之间、新老混凝土之间以及混凝土表面和气温之间的温差不要太大。

温度控制的方法和制度要根据气温（季节）、混凝土内部温度、构件尺寸、约束情况、混凝土配合比等具体条件来确定，不能不管条件采取千篇一律的方式和方法。在气温很高的夏季，如果对混凝土的温升不加控制，即使掺用了矿物掺和料，温升也会很高，而且到达温峰的时间很快，这时就不宜在浇筑后的升温阶段采取保温措施来减小温差，而应该遏制温度的上升，比如对模板进行预冷，并在浇筑过程中不间断冷却模板。

混凝土的入模温度宜根据气温调整。降低入模温度对控制混凝土的裂缝非常重要。同样的混凝土，入模温度高的其温升值要比入模温度低的大许多。在气温很高时，更应采取措施设法降低混凝土的入模温度。但是如果入模温度降得太多，则接触气温的表面比内部硬化得快，等到内部升温而膨胀时，表面产生拉应力容易开裂。因此冬天用热混凝土比夏季用冷混凝土有利。夏季在降低入模温度的同时，还要冷却模板并避免混凝土表面遭到日晒。条文中提出的入模温度一般不超过 28℃ 和 25℃ 的要求是对一般厚度（如 300~600mm）的构件而言的；如果厚度较薄，可适当提高，当尺寸更大特别是大体积厚板，还应进一步降低入模温度。

**6.2.11** 潮湿养护时间应视混凝土材料的不同组成（水胶比、矿物掺和料用量）和施工时的大气环境条件（温度、风速）而定。目前工程施工中存在的普遍问题是混凝土潮湿养护时间不足，对混凝土耐久性质量影响很大。水泥只有水化到一定程度才能形成有利于混凝土强度和耐久性的微结构，而混凝土的最终强度和抗裂性则并不要求水泥完全水化。对于低水胶比又掺用矿物掺和料的混凝土，为了减少混凝土的早期自收缩并保证表层混凝土有密实的微结构，充分的潮湿养护过程尤其重要。混凝土的早期强度发展在一定程度上反映了混凝土水化的程度，所以可将养护结束时的强度作为养护期限的控制指标之一。但是早期强度发展过快的混凝土不仅容易发生早期开裂，而且混凝土的内部微结构不良，所以潮湿养护首先要有最低期限的限制，比如大掺量矿物掺和料混凝土的最低期限为 7 天，如果大气日平均温度较低，7 天的强度一般达不到 28 天强度的 70%，就需继续延长养护期限。

潮湿养护是指养护过程中混凝土表面能够接触来自外部的水分。在混凝土表面喷涂养护剂只是保湿养护。大掺量矿物掺和料混凝土在潮湿养护结束后，如环境干燥宜继续保湿养护。

**6.2.16** 后张预应力筋的锈蚀事故多数出在灌浆质量和锚固端的封堵质量上，必须尽一切可能保证孔道中的浆体密实，消除因泌水在孔道顶端形成空隙，或产生依附在筋体上的大小孔隙。灌浆必须有合适的流动度和稠度，既能有效泵送和充填孔道，又能排出孔道中的空气和水。掺加适量的硅粉、粉煤灰和矿渣都有利于减少浆体泌水和离析，但掺加硅粉的浆体有触变性并使粘度增加。灌浆的性能需有应用前的实验室测试、现场施工前的适用性试验和灌注后的合格试验。实验室试验包括测定流动度、泌水性、体积稳定性、强度、渗透性和凝结时间。美国后张预应力学会建议，灌浆的适用性和合格性试验可采用英国混凝土学会提出的最低试验要求：在适用性试验中，流动度的测定应在搅拌后立即取样，并在预计到达灌浆孔道管的时间（但不小于 30 分钟，对特殊灌浆为 90 分钟）后再取样，而泌水、强度和体积稳定性的测定则在搅拌后立即取样；在合格性试验中，泌水、强度和体积稳定性的测定每天作两个试验，一个试样从流经孔道管后的锚固端出口浆体中取出，另一个从搅拌机取样，而流动度的测定包括一个在搅拌后立即取样，一个从流经孔道管后的锚固端出口浆体中取样，还有一个从灌浆作业完成时的搅拌机中取样。

## 7、特殊防腐蚀措施

**7.1.1** 国内外大量实践证明，在严酷的腐蚀环境中，单靠混凝土本身有时不足以保护钢筋免遭锈蚀。工厂内采用专门工艺（环氧粉末静电喷涂）制作的环氧涂层钢筋，在国外已有近三十年的工程应用历史，业已证明能够提高钢筋的抗腐蚀能力，是提高钢筋混凝土耐久性的重要措施之一，美国已有上万座桥的桥面板使用了环氧涂层钢筋。然而，环氧涂层钢筋应与最基本的防腐蚀措施（采用优质的耐久混凝土）相结合才更有效。保证环氧膜层的完整性是环氧涂层钢筋得以防锈的关键，如果环氧涂层钢筋的膜层损伤面积大于钢筋表面积的5%，其耐腐蚀能力就与没有涂层的普通钢筋等同。膜层损伤有时难以避免，可同时采用钢筋阻锈剂弥补其不足或使之更为有效。

根据美国联邦公路局发表的资料，对使用了15~20年的桥面板取样检查表明，其中81%的环氧涂层钢筋没有锈蚀出现，因而从总体上肯定了环氧涂层钢筋的有效性。美国也有使用环氧涂层钢筋的桥梁出现过早腐蚀破坏的事例，究其原因除与施工质量有关外，还与涂层缺陷、膜层损伤以及长期处于潮湿状态的使用环境有关。在潮湿的环境条件下，环氧涂层与内部钢筋之间的粘结力容易丧失，需要进一步改进环氧涂层的生产工艺加以解决。

**7.1.2—7.1.4** 镀锌钢筋迄今在国内外仍在使用，但在高浓度的氯盐环境下，其防护效果不良。热浸锌方法更适用于混凝土中辅助金属件的防护。

除环氧涂层和镀锌外，还有其他的采用无机或有机涂层的钢筋。在应用这些涂层钢筋时，必须提供长期有效性及其与混凝土之间粘结强度的有关证明。

耐蚀钢筋在日本等国家有工程应用，它的耐腐蚀性介于普通钢筋与不锈钢钢筋之间，目前的使用尚不广泛，但仍是发展途径之一。

不锈钢钢筋正在国外得到发展和应用。为了确保百年以上的使用寿命，采用不锈钢钢筋比较可靠。虽然不锈钢钢筋的价格约为普通钢筋的6~10倍，但使用寿命长，能够节约大量的维修费用，在一定条件下使用还是经济合理的，其使用量在世界范围内有逐年增长的趋势。

**7.2.1** 美国混凝土学会（ACI）确认钢筋阻锈剂是保护混凝土中钢筋的三种有效措施之一（另外两种是环氧涂层钢筋和阴极保护）。钢筋阻锈剂在美国的工程应用已近三十年，在日本则更早（与海砂并用）。近十五年来，钢筋阻锈剂在国际上得到更加迅速的发展。我国也于二十年前研究开发出钢筋阻锈剂产品，已经有不少大型工程采用。

与密实的优质混凝土配合，钢筋阻锈剂的防护能力能够大幅提高。优质混凝土不仅能延缓并减少腐蚀介质（ $\text{Cl}^-$ ）扩散到钢筋表面，而且能长期有效地保持钢筋阻锈剂的浓度，使阻锈剂得以长期发挥效能。

钢筋阻锈剂按其使用方式和使用对象，可分为掺入型和渗透型。对于新建工程主要用掺入型阻锈剂，而渗透型阻锈剂则主要用于已有工程的修复。掺入型钢筋阻锈剂在国内外的研制、开发和工程应用较早，随着已有工程遭受腐蚀破坏的现象大量涌现，渗透型钢筋阻锈剂也于近年得到发展。钢筋阻锈剂按形态分可分为水剂型和粉剂型，国外以水剂型为主，而国内目前多为粉剂型；阻锈剂按化学成分可分为无机、有机和混合型；按作用机理可分为阴极型、阳极型、混合型。单一型的阻锈剂往往存在一些缺陷和不足，因而以复合型为好。国内外早期曾用亚硝酸盐作为钢筋阻锈剂，以后逐步采用复合型，或称亚硝酸盐基的阻锈剂。

**7.2.2** 我国行业标准《钢筋阻锈剂使用技术规程》(YB/T9231-98)和国外的相关规范中都强调了钢筋阻锈剂的防腐蚀有效性以及对混凝土性能的无害性,但阻锈剂自身的耐久性(长期有效性)也同样重要。对于以往应用较多的亚硝酸盐基的阻锈剂,曾提出过是否会在混凝土的长期使用过程中“流失”的问题,但日本和美国的长期试验表明,并未发现有明显的“流失”。对于新开发的阻锈剂,特别是有机挥发型阻锈剂,其长期有效性需要得到验证。

**7.3.2~7.3.6** 涂料种类繁多,但由于耐候、耐老化性能不足,难以达到长期防护的目的(包括硅烷类涂料在内)。然而涂料除有一定防腐蚀功能外还有装饰的功能,在一定条件下也可更新重涂,因此仍有一定使用空间。更耐久的涂料也在发展中。

# 中国土木工程学会标准 CCES 01-2004

## 混凝土结构耐久性设计与施工指南

一、 《混凝土结构耐久性设计与施工指南》修订版，将于 2005 年 10 月由中国建筑工业出版社出版

### 2005 年修订版说明

根据《指南》第一版 (CCES 01 - 2004) 使用过程中征集到的意见、建议以及近期获得的新的信息，这一修订版对原有条文作了局部的修改、补充和必要的订正，并以单印本的形式正式发行，取代原先刊载于文集《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(中国建筑工业出版社 2004 年 5 月第一版) 中的条文。与第一版相比，修订版增添了一些新的条文和附录，篇幅增加近 40%。读者如欲继续使用指南第一版中的条文内容，请注意新的修订版中已作出的更改，后者可从以下网站查得：

中国土木工程学会 [www.cces.net.com](http://www.cces.net.com)

2005 年 9 月

### 二、 指南修订版的主要修改内容

持有《指南》第一版的读者如欲继续使用或参考第一版的条文，请注意修订版中已作出的局部修改，并请下载修订版中的如下条文。至于修订版中的增加内容，可参阅新出版的指南。

#### 1 环境类别与环境作用等级

修订版对环境类别和环境作用等级有个别调整，相关条文如下，与之对应的第一版中条文为 3.0.4 条。

**3.1.1** 结构所处的环境按其对钢筋和混凝土材料的不同腐蚀作用机理分为 5 类 (表 3.1.1)。

**表 3.1.1 环境分类**

类别	名称
I	碳化引起钢筋锈蚀的一般环境
II	反复冻融引起混凝土冻融的环境
III	海水氯化物引起钢筋锈蚀的近海或海洋环境
IV	除冰盐等其他氯化物引起钢筋锈蚀的环境
V	其他化学物质引起混凝土腐蚀的环境：
V <sub>1</sub>	土中和水中的化学腐蚀环境
V <sub>2</sub>	大气污染环境
V <sub>3</sub>	盐结晶环境

注：氯化物环境 (III和IV) 对混凝土材料也有一定腐蚀作用，但主要是引起钢筋的严重锈蚀。反复冻融 (II) 和其他化学介质 (V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>、V<sub>3</sub>) 对混凝土的冻融和腐蚀，也会间接促进钢筋锈蚀，有的并能直接引起钢筋锈蚀，但主要是对混凝土的损伤和破坏。

**3.1.2** 环境作用按其对配筋 (钢筋和预应力筋) 混凝土结构侵蚀的严重程度分为 6 级 (表 3.1.2)。

**表 3.1.2 环境作用等级**

作用等级	作用程度的定性描述

A	可忽略
B	轻度
C	中度
D	严重
E	非常严重
F	极端严重

3.1.3 不同环境类别在不同的环境条件（如湿度、温度、侵蚀介质的浓度等）下对钢筋混凝土结构的环境作用等级如表 3.1.3-1 和表 3.1.3-2 所示。

当土中和水中的化学腐蚀环境 ( $V_1$ ) 有多种化学物质（表 3.1.3-2）一起作用于结构上时，应取其中最高的作用等级作为环境  $V_1$  的作用等级；但如其中有两种或多种化学物质的作用均处于相同的最高作用等级时，则为考虑可能加重的化学腐蚀后果，应按再提高一个等级作为结构所处  $V_1$  环境类别的作用等级。

表 3.1.3-1 环境分类及环境作用等级

环境类别	环境条件 <sup>1</sup>		作用等级	示例
I 一般环境 (无冻融, 盐、酸等作用)	室内干燥环境		I-A	长期干燥、低湿度环境 <sup>2</sup> 中的室内混凝土构件
	非干湿交替的室内潮湿环境; 非干湿交替的露天环境; 长期湿润环境		I-B	中、高湿度环境 <sup>2</sup> 中的室内混凝土构件; 不受雨淋或与水接触的露天构件; 长期与水或湿润土体接触的水中或土中构件
	干湿交替环境 <sup>1</sup> 南方炎热潮湿的露天环境		I-C	与凝结露水接触的室内天窗构件; 地下室顶板构件; 表面频繁淋雨或频繁与水接触的室外构件; 处于水位变动区的大气中构件
II 冻融环境	微冻地区 <sup>4</sup> , 混凝土高度饱水 <sup>5</sup>	无氯盐 <sup>3</sup>	II-C	微冻地区水位变动区的构件, 频繁受雨淋的构件水平表面
		有氯盐 <sup>3</sup>	II-D	
	严寒和寒冷地区 <sup>4</sup> , 混凝土中度饱水 <sup>5</sup>	无氯盐 <sup>3</sup>	II-C	严寒和寒冷地区受雨淋构件的竖向表面
		有氯盐 <sup>3</sup>	II-D	
	严寒和寒冷地区 <sup>4</sup> , 混凝土高度饱水 <sup>5</sup>	无氯盐 <sup>3</sup>	II-D	水位变动区的构件, 频繁受雨淋的构件水平表面
		有氯盐 <sup>3</sup>	II-E	
III 近海或海洋环境 <sup>6</sup>	水下区		III-D <sup>7</sup>	长期浸没于海水中的桥墩
	大气区	轻度盐雾区 离平均水位 15m 以上的海上大气区, 离涨潮岸线 100m 外至 300m 内的陆上室外环境	III-D	靠海的陆上室外构件 桥梁上部结构构件
		重度盐雾区 离平均水位上方 15m 以内的海上大气区, 离涨潮岸线 100m 内的陆上室外环境	III-E	靠海的陆上室外构件 桥梁上部结构构件
	潮汐区和浪溅区, 非炎热地区		III-E	桥墩
	潮汐区和浪溅区, 南方炎热潮湿地区		III-F	桥墩
	土中区	非干湿交替	III-D <sup>7</sup>	桩
		干湿交替	III-E	地下结构中外侧接触地下水而内侧接触空气的混凝土衬砌结构
IV 除冰盐等其他氯化物环境 (来自海水的除外)	较低氯离子浓度 <sup>8</sup> (反复冻融环境按 IV-D)		IV-C	与含有较低浓度氯盐 <sup>8</sup> 的土体或水体接触的构件, 无干湿交替引起的浓度积累

	较高氯离子浓度	IV-D	受除冰盐直接喷射的构件竖向表面 与含有较高浓度氯盐 <sup>8</sup> 的水体或土体接触的构件
	高氯离子浓度, 或干湿交替引起氯离子积累	IV-E	直接接触除冰盐的构件水平表面 与含有高浓度氯盐 <sup>8</sup> 的土体或水体接触的构件
V <sub>1</sub> 土中及地表、地下水中的化学腐蚀环境(来自海水等氯化物除外)	(见表 3.1.3-2)		与含有腐蚀性化学物质如硫酸盐、镁盐、碳酸等土体、地下水、地表水接触的结构构件
V <sub>2</sub> 大气污染环境 (来自海水的盐雾除外)	汽车或机车废气	V <sub>2</sub> -C	受废气直射的结构构件, 处于有限封闭空间内受废气作用的车库或隧道构件
	酸雨 (酸雨 pH 值小于 4 时按 E 级)	V <sub>2</sub> -D	遭酸雨频繁作用的构件
	盐碱地区含盐分的大气和雨水作用 (盐度很高的情况宜按 E 级, 较轻时可按 C 级)	V <sub>2</sub> -D	盐碱地区的露天构件, 尤其是受雨淋的构件
V <sub>3</sub> 盐结晶环境	轻度盐结晶	V <sub>3</sub> -E	与含盐土壤接触的电杆、墙、柱等露出于地面以上的“吸附区”
	重度盐结晶(大温差、频繁干湿交替)	V <sub>3</sub> -F	

- 注: 1、表中的环境条件系指与混凝土表面接触的局部环境; 对钢筋则为混凝土保护层的表面环境, 但如构件的一侧表面接触空气而对侧表面接触水体或湿润土体, 则空气一侧的钢筋需按干湿交替环境考虑。
- 2、长期干燥的低湿度室内环境指室内相对湿度 RH 长期处于 60% 以下, 中、高湿度环境指相对湿度的年平均值大于 60%。
- 3、氯盐指除冰盐或海水中氯盐。
- 4、冻融环境按当地最冷月平均气温划分为严寒地区、寒冷地区和微冻地区, 其最冷月的平均气温  $t$  分别为  $t \leq -8^{\circ}\text{C}$ ,  $-8^{\circ}\text{C} < t < -3^{\circ}\text{C}$  和  $-3^{\circ}\text{C} \leq t \leq 2.5^{\circ}\text{C}$ 。但在海洋环境, 海水的冰冻应根据当地的实际调查确定。
- 5、高度饱和指冰冻前长期或频繁接触水或湿润土体, 混凝土体内高度水饱和; 中度饱和指冰冻前偶受雨水或潮湿, 混凝土体内饱水程度不高。
- 6、近海或海洋环境中的水下区、潮汐区、浪溅区和大气区的划分, 可参考海港工程混凝土结构防腐规范(JTJ275-2000)的规定。近海或海洋环境的土中区, 指海底以下或近海的陆区地下, 其地下水中的盐类成分与海水相近。
- 7、周边永久浸没于海水或地下水中的构件, 其环境作用等级可按 III-C 考虑, 但流动水流的情况除外。
- 8、地表或地下水中氯离子浓度 (mg/l) 的高、低区分为: 低 100-500; 较高 501-5000; 高 >5000。如构件周边永久浸没水中不存在干湿交替或接触大气, 可按环境作用等级 IV-C 考虑。

表 3.1.3-2 土中及地表、地下水中的化学腐蚀环境 (V<sub>1</sub>) 及其作用等级

腐蚀作用等级	V <sub>1</sub> -C	V <sub>1</sub> -D	V <sub>1</sub> -E
水中 SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/L	≥200, <1000	≥1000, <4000	≥4000, <10000
土中 SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg	≥300, <1500	≥1500, <6000	≥6000, <15000
水中 Mg <sup>2+</sup> mg/L	≥300, <1000	≥1000, <3000	≥3000
水的 pH 值	≥5.5, <6.5	≥4.5, <5.5	≥4.0, <4.5
水中 CO <sub>2</sub> mg/L	≥15, <30	≥30, <60	≥60, <100

- 注: 1、如构件处于弱透水土体 (渗透系数小于 10<sup>-5</sup>m/s 或 8.6m/d) 的地下水中, 则土中 SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> 和水中 Mg<sup>2+</sup>、CO<sub>2</sub> 及 pH 值的作用均可按表中所示的等级降低一级取用。
- 2、含氯盐的咸水中可不单独考虑镁离子的侵蚀作用。
- 3、土中 SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> 为土中水溶硫酸盐的硫酸根量。
- 4、硫酸盐作用等级或 CO<sub>2</sub> 作用等级为 D 和 D 级以上的构件, 如处于流动地下水中, 应考虑在构件的混凝土表面设置防腐面层或涂层。

5、高压水头下可加重硫酸盐的化学腐蚀。

**3.1.4** 结构构件除受到碳化引起钢筋锈蚀的一般环境（I）作用外，还可能受到冻融环境（II）、氯盐环境（III和IV）及其他化学物质等腐蚀环境（V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>或V<sub>3</sub>）的作用。当结构构件处于表 3.1.3-2 中两类或两类以上的环境类别时，应同时满足这些环境类别各自单独作用下的耐久性要求。

**3.1.5** 对于引气混凝土构件，在确定混凝土技术性能要求（见表 4.0.2 和 4.0.3）时可按表 3.1.3-1 和表 3.1.3-2 中的环境作用等级降低一个等级考虑。引气混凝土除用于冻融环境（II）外，还可用于并非遭受冻融侵蚀的氯盐环境（III和IV）及其他化学腐蚀环境（V<sub>1</sub>、V<sub>2</sub>或V<sub>3</sub>）中作用等级为 D 或 D 级以上的场合。

## 2 混凝土材料的选用

修订版对不同环境作用等级下的混凝土最低强度等级与最大水胶比要求与第一版中基本相同，但规定了不同环境类别下胶凝材料品种和用量的限定范围，其相关条文如下，与之对应的第一版中条文为 4.0.2 条。

**4.0.2** 不同环境作用等级和不同使用年限的钢筋混凝土结构与预应力混凝土结构，其混凝土的最低强度等级、最大水胶比和单方混凝土胶凝材料的最低用量宜满足表 4.0.2 的规定，且所用的胶凝材料（水泥与矿物掺和料）种类与用量范围需根据不同的环境类别符合 4.0.3 条的要求。

**表 4.0.2** 混凝土最低强度等级、最大水胶比和胶凝材料最小用量(kg/m<sup>3</sup>)

设计使用年限 环境 作用等级	100 年			50 年			30 年		
	A	C30,	0.55,	280	C25,	0.60,	260	C25,	0.65,
B	C35,	0.50,	300	C30,	0.55,	280	C30,	0.60,	260
C	C40,	0.45,	320	C35,	0.50,	300	C35,	0.50,	300
D	C45,	0.40,	340	C40,	0.45 <sup>1</sup> ,	320	C40,	0.45,	320
E	C50,	0.36,	360	C45,	0.40,	340	C45,	0.40,	340
F	C55,	0.33,	380	C50,	0.36,	360	C50,	0.36,	360

- 注：1、对于氯盐环境（IIID 和IVD），这一混凝土最大水胶比 0.45 宜降为 0.40。  
 2、引气混凝土的最低强度等级与最大水胶比可按降低一个环境作用等级采用。  
 3、不同的环境类别下的混凝土性能与胶凝材料尚需符合 4.0.5 至 4.0.15 条的要求。  
 4、表中胶凝材料最小用量与骨料最大粒径约为 20mm 的混凝土相对应，当最大粒径较小或较大时需适当增减胶凝材料用量  
 5、对于冻融和化学腐蚀环境下的薄壁构件，其水胶比宜适当低于表中对应的数值。

**4.0.3** 不同环境类别和环境条件（或作用等级）下的混凝土，其胶凝材料的适用品种与用量如表 4.0.3 所示。4.0.2 条中所指的水胶比与最小胶凝材料用量，需按表 4.0.3 限定范围内的胶凝材料计算。

**4.0.4** 单方混凝土中的水泥与矿物掺和料总量（包括非活性矿物掺和料）对 C30 混凝土不宜大于 400 kg/m<sup>3</sup>，C40-C50 混凝土不宜大于 450 kg/m<sup>3</sup>，C60 及以上等级混凝土不宜大于 500kg/m<sup>3</sup>。

对于大掺量矿物掺和料混凝土(2.1.19 条)，其水胶比不宜大于 0.42，并应随掺量的增加而降低。大掺量矿物掺和料混凝土的施工养护必须符合 6.2.10 和 6.2.11 条的专门要求。

用于环境作用等级为 E 或 F 的混凝土，其拌和水用量不宜高于 150kg/m<sup>3</sup>。

表 4.0.3 不同环境作用下混凝土胶凝材料品种与矿物掺和料用量的限定范围

环境分类	环境作用等级 (环境条件)	水泥 <sup>1</sup> 适用品种	矿物掺和料 <sup>2</sup> 的限定范围 (占胶凝材料总量的比值 %)	备注
I	I-A (室内干燥)	PO, PI, PII, SP, FP, CP	W/B=0.45 时, $f/0.3 + s/0.5 \leq 1$ W/B=0.55 时, $f/0.2 + s/0.3 \leq 1$	对于保护层最小厚度 $\leq 20\text{mm}$ 或 W/B>0.55 的构件混凝土, 不宜采用 SP, FP, CP 水泥
	I-B (长期湿润或水中)	PO, PI, PII, SP, FP, CP	$f/0.5 + s/0.7 \leq 1$	
	I-B (非干湿交替的室内潮湿环境和露天环境)	PO, PI, PII, SP, FP, CP	W/B=0.4 时, $f/0.3 + s/0.5 \leq 1$ W/B=0.5 时, $f/0.2 + s/0.3 \leq 1$ W/B=0.55 时, $f/0.15 + s/0.25 \leq 1$	保护层最小厚度 $\leq 25\text{mm}$ 或 W/B>0.5 的构件混凝土不建议采用 SP, FP, CP 水泥
	I-C (干湿交替)	PO, PI, PII		
II	II-C, II-D (一般冻融, 无盐)	PO, PI, PII	$f/0.3 + s/0.4 \leq 1$	一般冻融下如不引气, 矿物掺和料量不超过 20%
	II-D, II-E (盐冻)	PO, PI, PII		
III	III-D, II-E, III-F	PO, PI, PII	用量不小于 <sup>4</sup> : $f/0.25 + s/0.4 = 1$ 用量不大于: $f/0.5 + s/0.8 = 1$	当 $0.5 \geq W/B > 0.4$ 时, 需同时满足 I 类环境下的要求; 如同时处于冻融环境, 掺和料用量的上限尚应满足 II 类环境要求
IV	IV-C, IV-D, IV-E	PO, PI, PII		
V <sub>1</sub>	V <sub>1</sub> -C, V <sub>1</sub> -D, V <sub>1</sub> -E	PI, PII, PO, SR, HSR	用量不小于 <sup>5</sup> : $f/0.25 + s/0.4 = 1$ 用量不大于: $f/0.5 + s/0.8 = 1$	当 $0.5 \geq W/B > 0.4$ 时, 矿物掺和料用量的上限需同时满足 I 类环境下的要求; 如同时处于冻融环境, 掺和料用量的上限尚应满足 II 类环境要求;
V <sub>2</sub>	V <sub>2</sub> -C, V <sub>2</sub> -D, V <sub>2</sub> -E	PI, PII, PO	作用等级 D、E 时, 掺和料的用量同限制 III 类环境	
V <sub>3</sub>	V <sub>3</sub> -E, V <sub>3</sub> -F	PI, PII, PO, SR, HSR	见 4.0.15 条	

注: 1、表中水泥符号: PI—硅酸盐水泥, PII—掺混合材料料 $>5\%$ 的硅酸盐水泥, PO—掺混合材料料 $6\sim 15\%$ 的普通硅酸盐水泥, SP—矿渣硅酸盐水泥, FP—粉煤灰硅酸盐水泥, PP—火山灰质硅酸盐水泥, CP—复合硅酸盐水泥, SR—抗硫酸盐硅酸盐水泥, HSR—高抗硫酸盐水泥。

2、矿物掺和料指配制混凝土时外加的活性矿物掺和料与水泥生产时加入的粉煤灰、矿渣、火山灰等活性混合材料的总量。符号: S—矿渣, F—粉煤灰或火山灰, SF—硅灰, 均用重量表示, 表中公式内的 s 和 f 分别表示矿渣 S 和粉煤灰 (或火山灰) F 占 (S+F) 总量的比值。

计算水胶比 W/B 的胶凝材料总量为:  $B = C + S + F + SF$ , 其中 C 对 PI 和 PII 水泥按全量取用, 对 PO 水泥按全量扣除混合材料后取用, 其中的活性混合材料则列入矿渣、粉煤灰和火山灰中 (如生产厂家不能提供数据, 则取 C 为 85% 水泥重, 活性混合材料按 10% 水泥重的 F 计算)。对其他混合水泥, 计算方法同 PO 水泥 (如生产厂家不能提供数据, 则不宜采用)。

3、表中未列入的其他符合国家标准或行业标准的水泥 (如硫铝酸盐水泥和铁铝酸盐水泥, 适用于非高温地区) 也可考虑使用。其他的活性矿物掺和料 (如烧高岭土粉、磷渣粉、沸石岩粉等) 如经类比试验, 能证明满足所要求的混凝土强度与耐久性, 并经工程试点和鉴定的也可作为限定范围内的胶凝材料用来确定表 4.0.2 中的水胶比和最小胶凝材料用量。

4、氯盐环境下如不能满足矿物掺和料的最低用量要求, 就有需要降低表 4.0.2 中最大水胶比或增加表 5.0.8 中的保护层最小厚度。

5、化学腐蚀环境下对矿物掺和料的最低用量要求, 尚与水泥的  $C_3A$  等含量有关, 见 4.0.13 条。

### 3 保护层最小厚度

修订版对保护层最小厚度有个别修改, 相关条文如下, 与之对应的第一版中条文为 5.0.8 条。

**5.0.8** 用于构件强度计算和标注于施工图上的钢筋（包括主筋、箍筋和分布筋）保护层名义厚度  $c$ （钢筋外缘至混凝土表面的距离），不应小于表 5.0.8 中的保护层最小厚度  $c_{\min}$  与保护层厚度施工负允差  $\Delta$  之和，即：

$$c \geq c_{\min} + \Delta$$

式中的施工允差  $\Delta$ ，对现浇混凝土构件一般可取 10mm（构件较薄时可稍低），对工厂生产的预制构件可取 0~5mm，视钢筋施工的定位工艺和质量保证的可靠程度而定，必要时应取更大的数值。

**5.0.9** 处于 C 级和 C 级以上环境作用下的结构构件，其最外层主筋、箍筋或分布筋的保护层厚度必须计入施工负允差并满足上式的要求；仅当混凝土的强度等级或水胶比明显优于 4.0.2 条中的最低要求（见表 5.0.8 的注 1），或者在满足 4.0.2 和 4.0.3 条最低要求的基础上同时采取防腐蚀附加措施时，混凝土保护层最小厚度  $c_{\min}$  才可低于表 5.0.8 中的规定。

环境作用等级为 A 和 B 的房屋建筑物结构构件，可适当考虑混凝土饰面或环境作用较轻等因素对混凝土构件耐久性的有利影响，在设计中取用较小的  $\Delta$  值，并在设计文件中降低对保护层厚度施工合格验收的标准（见 6.3.2 条）。

钢筋的混凝土保护层最小厚度  $c_{\min}$ ，尚应满足有关规范作出的为保证钢筋耐火以及本《指南》中规定的不同环境作用等级下与混凝土骨料最大粒径相匹配的最低要求。

**表 5.0.8 混凝土保护层<sup>1</sup>最小厚度<sup>2</sup> $c_{\min}$  (mm)**

环境作用等级		A	B	C <sup>3</sup>	D	E	F
板、墙等 面形构件	设计使用年限 30 年	15	15	25	35	40	45
	设计使用年限 50 年	15	20	30	40	45	50
	设计使用年限 100 年	20	30	40	45	50	55
梁、柱等 条形构件 <sup>3</sup>	设计使用年限 30 年	20	25	30	40	45	50
	设计使用年限 50 年	25	30	35	45	50	55
	设计使用年限 100 年	30	35	45	50	55	60

注：1、表中根据耐久性需要的混凝土保护层最小厚度，其混凝土的强度等级、水胶比与胶凝材料的选用范围需符合 4.0.2 和 4.0.3 条的要求。如实际采用的混凝土水胶比低于表 4.0.2 中的最大水胶比一个级差，且水胶比不大于 0.45，或实际采用的混凝土强度等级高于表 4.0.2 中 10MPa 以上，则保护层的最小厚度可比上表中的数值适当减小，但两者的差值一般不宜超过 5mm。

2、表中的保护层最小厚度值如小于所保护钢筋的直径，则取  $c_{\min}$  与钢筋直径相同。

3、对于一般冻融（无盐）环境下的引气混凝土，混凝土保护层的最小厚度可按表 3.1.3-1 中的环境作用等级降低一级后按上表选用。

4、直接接触土体浇筑的混凝土保护层厚度应不小于 70mm。

5、处于流动水中或同时受水中泥砂冲刷侵蚀的构件保护层厚度应适量增加 10~20 mm。对于风砂等特殊磨蚀环境下的构件保护层厚度应通过专门研究确定。

#### 4 表面裂缝计算宽度的允许值

修订版中有修改，相关条文如下，与之对应的第一版条文为 5.0.10 条。

**5.0.11** 钢筋混凝土构件在荷载作用下的表面横向裂缝宽度计算值应不超过表 5.0.11 中的限值。当按混凝土结构设计规范（GB50010—2002）的公式计算裂缝宽度时，如对裂缝的表面宽度并无外观上的特殊要求，则当保护层实际厚度超过 30mm 时，可将厚度取为 30mm 代入计算式，用来确定表面横向裂缝宽度的计算值。

**表 5.0.11 表面裂缝计算宽度的允许值**

环境作用等级	钢筋混凝土 (mm)	有粘结预应力混凝土(mm)
A	0.4	0.2

B	0.3	0.2 (0.15) <sup>1</sup>
C	0.20	0.1
D	0.20	按二级裂缝控制或按部分预应力 A 类构件控制 <sup>2</sup>
E	0.15	按一级裂缝控制或按全预应力类构件控制 <sup>2</sup>
F	0.10	按一级裂缝控制或按全预应力类构件控制 <sup>2</sup>

注：1、括号中的数据用于钢丝或钢绞线的预应力构件，但有密封套管的后张预应力构件除外。

2、二级或一级裂缝控制与 GB 50010—2002 混凝土结构设计规范的设计方法相应，部分预应力 A 类构件或全预应力构件与 JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范的设计方法相应。

3、II 类（冻融）环境下采用引气混凝土时的环境作用等级可按表 3.1.3-1 所示的降低一个等级来确定表面裂缝计算宽度的允许值。

4、有自防水要求的混凝土构件强度等级不应低于 C35，其横向弯曲的表面裂缝计算宽度不超过 0.15 mm。

### 5 附录 B2 的混凝土渗透性评价标准

根据扩散系数  $D_{NEL}$  值对混凝土渗透性的评价标准有调整，相关的表 B2-1 如下，与第一版中同名表格相应。

表 B2-1 混凝土渗透性评价标准

氯离子扩散系数 $D_{NEL}$ ( $10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	混凝土渗透性等级	混凝土渗透性评价
>10	I	高
5~10	II	中
1~5	III	低
0.5~1	IV	很低
<0.5	V	极低

注：1 当氯离子扩散系数  $D_{NEL}$  恰好为两等级的边界值时，取为上一等级。

2 小于  $5 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s 的混凝土通常必须掺有适量的矿物掺和料。采用大掺量矿物掺和料并保证适量的胶凝材料体积是降低混凝土渗透性的简单有效途径。

### 三 《指南》第一版文字勘误

持有第一版（刊载于中国建筑工业出版社 2004 年 5 月出版的文集《混凝土结构耐久性设计与施工指南》）的读者，请按下列勘误表更正第一版上的文字差错。

页码	条目或行数	误	正
14	3.0.5	卫房间	卫生间
18	4.0.6	再增加 5。	再增加 5%。
18	表 4.0.6 注 1	$DF = N/300 \times 0.6$	$DF = (N/300) \times 0.6$
22	5.0.15	水胶比不低于本体混凝土	水胶比不高于本体混凝土
25	6.2.2	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
30	7.3.2; 7.3.3	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
46	第 6 行	(英国为 120 年, 美国不低于 75 - 100 年)	左栏文字应删除
49	表 S.3.0.4-2	表中氯离子浓度数据的单位为%，如 0.10 应为 0.10%	
55	表 S.3.0.9-2	表中氯离子浓度数据的单位为%，如 2.3 应为 2.3%	
68	表 S.4.0.7-2	土中水溶 SO <sub>3</sub> 重量比	土中水溶 SO <sub>3</sub> 重量比 (%)