

FIP 实用设计手册

混凝土结构设计实例

国际预应力混凝土协会 编著

李东彬 冯大斌 译 沙志国 审校

地震出版社



FIP 实用设计手册

混凝土结构设计实例

国际混凝土协会 编

李东彬 冯大斌 译

沙志国 审校

地震出版社

1993

(京)新登字 095 号

内 容 提 要

本书以 FIP 国际预应力协会编著的《混凝土结构设计实例》为蓝本,收录并详细地叙述了建筑、桥梁等方面八项工程设计实例,分别侧重介绍了各种预应力结构先进的实用设计方法。本书可供工程设计人员,施工管理人员,以及大专院校有关工程专业师生参考。

FIP handbook on practical design
Examples of the design of concrete structures
Thomas Telford Limited, London
1990

混 凝 土 结 构 设 计 实 例

国际混凝土协会 编

李东彬 冯大斌 译

沙志国 审校

地震出版社出版

北京民族学院南路 9 号

北京通县向阳印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行

全国各地新华书店经售



787×1092 1/16 11.5 印张 295 千字
1993 年 9 月第一版 1993 年 9 月第一次印刷
印数 0001—3500

ISBN 7-5028-0766-7/TU·70

(1159) 定价:12.00 元

前 言

FIP 建议:《钢筋混凝土及预应力混凝土结构实用设计》(根据 CEB/FIP 模式规范 (MC78))⁽¹⁾由 FIP 实用设计委员会起草,出版于 1984 年。该建议的主要目的是根据更全面的 CEB/FIP《混凝土结构模式规范》⁽²⁾和 FIP 委员会的工作成果给工程师提供一套简明的现代设计方法。

大家普遍认为使用这些设计方法的可行性和效果应通过与实际建成的结构相比较来验证,这样将使设计工程师知道在不同的条件下如何应用这些方法。这就是委员会要承担本文所提出的设计计算的原因。

书中分析研究了目前世界各地已建成的八类结构,并将根据建议⁽¹⁾中给出的设计方法进行的新设计计算呈现给大家。在每个实例计算前有一段关于此类特殊结构类型和所用施工方法的一般叙述,与建议相关的条文一并给出。

设计计算给出了近乎全部设计步骤。例如,这些计算可被用作投标的依据,更详细的实例可以在 CEB/FIP《CEB/FIP 混凝土结构模式规范应用设计手册》⁽³⁾中找到。

欧洲混凝土委员会参与了本书所用术语的定义,我们感谢 CEB 的良好合作,特别感谢前任主席 Tassios 教授和现任主席 Roy Rowe 博士,他们在最终评选确定八个实例后,表示,对于将此介绍给广大读者特别感兴趣,并奉献了一整套由 FIP 和 CEB⁽¹⁾⁽²⁾提供的设计概念图片。

正如实例中所见到的,结构体系的选择对不同国家具有很大的偶然性,故手册没有涉及结构体系的基本选择。本书所选择的结构并不是特殊的或杰出的,但它们却可能是日常设计的代表。这样做的主要目的是通过选自不同国家的实例来介绍常用结构类型和施工方法的特殊设计。

本手册同时也旨在根据实际的设计理论,提供如何及采用何种重要的设计步骤。

尽管在实例协调时作了很大努力,但由于主要作者所在国家的不同传统计算方式,故所提供的实例风格有所不同。

为尽可能避免重复,单个实例并不作为此类结构有关的全部计算。除了实例 A 作为一个简单的后张预应力梁所必须进行的全部验算项目的介绍外,其余实例只给出了结构计算的一部分。实例 B 给出的是在一个相对复杂的先张和后张预应力桥梁中如何使用建议中的条款。实例 C 到 E 给出的是特种施工方法的特殊部分:顶推法、平衡悬臂施工和斜拉桥。实例 F 是从铁路桥疲劳问题出发选择的,而实例 G 和 H 涉及的是大型工业结构的部分预应力:一个承受高温的水泥熟料仓和无粘结预应力平板。

计算中给出了 FIP 建议的应用及其主要依据——CEB/FIP 模式规范。CEB/FIP 模式规范相当直观而简单,且其结果通常与按当地规范得到的原设计结果并无多大出入。

在承载能力极限状态计算和正常使用极限状态计算之间的明显差别,开辟了更好的结构设计途径,只要注意安全性、适用性和耐久性。

我们希望这本手册对从事混凝土结构设计的有关人员有所帮助。

我们感谢来自工作组之外的大量帮助:C. Feyereisen 先生(洛桑)和 W. Köhler 先生(维也纳)参与了实例 C 的制作;C. de Cauwer 先生(莱尔)、J. -J. Hitz 先生(伊弗东)、D. Horka 先生(特伦辛)、B. C. Jensen 先生(欧登塞)、M. Kalny 先生(巴拉哥)、M. Koenigsberg 先生(耶路撒冷)、P. Matt 先生(伊梯根)和 J. Strásky 先生(布尔诺)参与了实例最终的验算。我们还特别感谢 W. F. G. Crozier 先生,他完成了最终的编辑和一些数值的最终确定。

Manfred Miehlsbradt
手册的协调者
FIP 关于实用设计的第 3 委员会秘书

René Walther 博士,教授
FIP 主席
FIP 关于实用设计的第 3 委员会主席

参 考 文 献

1. FIP recommendations: Practical design of reinforced and prestressed concrete structures (based on the CEB - FIP model code (MC78)). Telford, London, 1984.
2. CEB/FIP model code for concrete structures. Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1978, MC78.
3. CEB/FIP design manual on the application of the CEB/FIP model code for concrete structures. Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1985, Bulletin d'Information 144.

译 者 前 言

预应力混凝土结构以其高效、节能、节材和优秀的结构性能越来越被人们所认识。在我国自 50 年代应用预应力技术以来,至今已在结构设计理论、工艺等方面取得了长足的进步。尤其近几年来随着国民经济的飞速发展和建筑业的蓬勃兴旺,大跨结构、高层建筑、桥梁等结构越来越多,为预应力技术的应用提供了广阔的市场。国家八五计划中已把高效预应力技术列入重点推广项目。

FIP 国际预应力协会编著的这本《混凝土结构设计实例》,收录了建筑、桥梁等方面 8 项工程设计实例,分别侧重介绍了各种预应力结构的实用设计方法。事实上它代表了当今世界上先进的预应力结构设计方法。我们特别把这本书译出,献给广大的工程技术人员,如能稍有帮助乃我们最大所愿。

本书的翻译是集体劳动的结果,实例 A—D 由李东彬翻译,E—H 由冯大斌翻译,A、B 由沙志国校对,C、D、E、F 由仇正中校对,G、H 由陈诗白校对,全书由沙志国高级工程师进行了认真仔细的审校。在翻译过程中得到了张伯奇同志的热情帮助和指导,在此表示深深的谢意。

本书由周永厚同志担任责任编辑。

由于译者水平所限,且翻译时间较紧,书中难免存在缺点和错误,希望读者提出宝贵意见。

李东彬
1992.3 北京

符 号 说 明

A	面积	F_{Sd}	作用力设计值
A_c	素混凝土截面面积	F_{Sdu}	局部作用力设计值
A_{c0}	受荷面积	F_t	拉力
A_{c1}	受荷面积的几何放大	f_{cd}	混凝土受压强度设计值(f_{ck}/γ_c)
A_{cef}	混凝土有效截面面积	f_{ck}	混凝土抗压特征强度
A_{ef}	等效空心截面平均周长包围的面积	f_{ctm}	混凝土受拉强度平均值
A_p	预应力束面积	$f_{\text{cw}3}$	龄期为 3 天的混凝土立方体受压强度
A_s	受拉钢筋的面积	f_{pd}	预应力筋强度设计值
A_{sf}	翼缘内横向钢筋的面积	f_{sk}	钢筋(普通钢筋及预应力筋)的特征强度
A_{sw}	同一截面内受剪箍筋各肢面积之和	f_{tk}	预应力筋抗拉特征强度
A_{tot}	受压区混凝土的总面积	f_y	钢筋的屈服强度
A_{tot}	受拉钢筋的总面积	f_{yd}	钢筋的设计强度
A_1	腹板一侧受压翼缘的混凝土截面面积	f_{yk}	钢筋的强度
A_1	腹板一侧受压翼缘中的钢筋截面面积	f_{yld}	纵向钢筋的设计强度
a	变形	f_{ywd}	箍筋的设计强度
b	截面宽度	$f_{0.1k}$	预应力筋的特征强度(残余变形为 0.1%)
b	受压翼缘宽度	$f_{0.2}$	残余变形为 0.2%时的预应力钢筋强度
b_f	翼缘宽度	G	永久作用
b_w	腹板宽度	G_1	永久稳定作用
$b_{w \text{ nom}}$	腹板的名义厚度	G_2	永久不稳定作用
c	混凝土保护层厚度	g	永久荷载
d	受拉钢筋的有效高度	h	截面总高
d'	钢筋距截面最近边的距离	h_{ef}	有效混凝土截面厚度
E_c	混凝土弹性模量	h_f	翼缘高度
E_{cm}	混凝土 28 天龄期割线模量的平均值	h_t	受压区高度
E_s	钢筋弹性模量	I	惯性矩
EI	抗弯刚度	I_t	受扭惯性矩
e	偏心距	k	孔道偏摆系数
F	力	L	跨度
F_c	混凝土压力	l	跨度
F_{Rdu}	局部抗力设计值	M	弯矩
F_s	钢筋拉力		

M_{actd}	作用弯矩设计值		的龄期
M_d	设计弯矩	u	与大气接触的截面的边长
M_g	永久荷载产生的弯矩	V	剪力
M_o	所考虑的剪力区段内与最大受拉纤维有关的消压弯矩	V_{cd}	由混凝土和抗剪筋提供的抵抗剪力设计值
M_p	预应力产生的弯矩	V_{Rd}	抵抗剪力上限值,包括斜向预应力筋和箍筋提供的抵抗剪力
M_R	抵抗弯矩	V_{Rd1}	由构件无箍筋的混凝土部分提供的抵抗剪力设计值
M_{Rd}	抵抗弯矩设计值	V_{Rd2}	由箍筋和混凝土提供的抵抗剪力上限值
M_r	开裂弯矩	V_{Sd}	作用剪力设计值
$M_{\text{res d}}$	抵抗弯矩设计值	V_{wd}	由抗剪箍筋提供的抵抗剪力设计值
M_{Sd}	作用弯矩设计值	v_{Sd}	单位长度上的剪力设计值
M_{Sdu}	所考虑的剪力区段内最大设计弯矩	W	截面抵抗矩
M_u	极限弯矩	W	抵抗弯矩
N	轴向力	w	裂缝宽度
N_{Rd}	抵抗轴向力设计值	w_k	特征裂缝宽度
N_{Sd}	作用轴向力设计值	x	锚具至计算截面的预应力筋的长度
P	预应力	x	中性轴的高度
P_i	预应力初始值	y	主截面重心轴的距离
p	预应力等效荷载	y_o	重心轴至截面上边缘的距离
Q	可变作用	y_u	重心轴至截面底边的距离
Q_1	基本可变作用	z	内力偶臂
Q_2	其它可变作用	α	预应力筋转角的总和
q	可变荷载	α	模量比
R	支座反力	α	抗剪箍筋与梁纵轴线之间的夹角
R_d	作用效应抗力设计值	α_p	预应力筋与梁纵轴线之间的夹角
R_g	永久作用产生的支座反力	γ	分项安全系数
r	曲率半径	γ_c	混凝土的分项安全系数
S	作用效应	γ_g	永久作用的分项安全系数
S_d	作用效应最不利组合设计值	γ_s	钢筋的分项安全系数
S_e	整体体系作用效应	Δf_{sk}	钢筋的特征疲劳强度
s	钢筋间距	ΔP	预应力损失(瞬时的和与时间相关的)
s_f	翼缘内的横向钢筋间距	ΔR	附加支座反力
s_w	抗剪筋间距	$\Delta \epsilon_p$	极限状态下的粘结预应力筋的超过
T_{Rd}	抵抗扭矩上限	ϵ_{pt}	的拉应变
T_{Sd}	作用扭矩的设计值		
t	混凝土的龄期		
t_0	考虑收缩徐变效应开始受荷时混凝土		

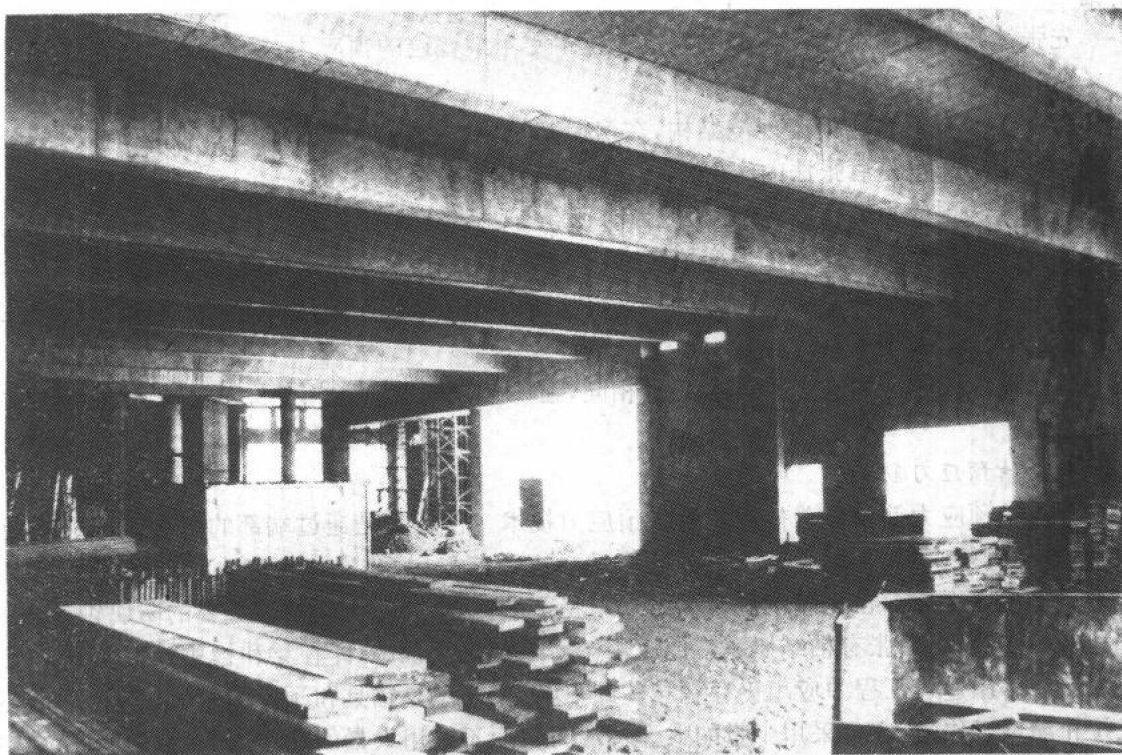
$\Delta \sigma_{\text{pcc}}$	应力传递后与时间相关的预应力损失的总和	σ_{cc}	混凝土极限压应力
$\Delta \sigma_{\text{pi}}$	由于预应力筋与孔道之间的摩擦引起的损失	σ_{cg}	永久作用产生的预应力筋水平处混凝土的应力
$\Delta \sigma_{\text{pr}}$	由于松弛引起的预应力损失	σ_{cp0}	由预应力引起的预应力筋水平处混凝土的初始应力
ϵ_{c}	混凝土压应变	σ_{ct}	混凝土抗拉极限应力
ϵ_{cs}	混凝土的收缩应变	σ_{p}	预应力筋应力
ϵ_{p}	预应力筋的应变	σ_{pg0}	由预应力和永久作用产生的预应力筋初始应力
ϵ_{pt}	预应力损失发生后预应力筋中的拉应变	σ_{pi}	张拉时预应力筋的初始应力
ϵ_{s}	钢筋的应变	σ_{p0}	预应力传递后预应力筋的初始应力
ϵ_{y}	钢筋的屈服应变或0.2%残余变形时的应变	σ_{s}	钢筋的应力
θ	混凝土斜撑与构件纵轴的夹角	τ	剪应力
λ	预应力度	τ_{Rd}	由混凝土提供的抵抗剪应力设计值
μ	预应力筋与孔道之间的摩擦系数	ϕ	混凝土徐变系数
ρ	受拉钢筋配筋率(A_s/bd)	ϕ	钢筋、钢丝、预应力筋或孔道的公称直径
ρ_{id}	受拉钢筋界限配筋率	ψ_0	极限状态下除基本可变荷载外其余可变荷载的组合系数
ρ_{t}	受拉钢筋配筋率	ψ_1	正常使用极限状态下可变荷载常遇值部分的组合系数
$\rho_{\text{r min}}$	受拉钢筋最小配筋率	ψ_2	正常使用极限状态下可变荷载的准永久值组合系数
ρ_{w}	配箍率		
$\rho_{\text{w min}}$	最小配箍率		
σ	轴向应力		
σ_{c}	混凝土压应力		

目 录

实例 A	瑞典斯德哥尔摩环球竞技场:后张预应力简支梁	(1)
	预应力	
实例 B	瑞士耶威顿附近由单跨梁组成的多跨连续公路桥	(20)
	先张法和后张法	
实例 C	芬兰科塔卡桥:五跨箱形梁公路桥	(38)
	顶推施工法	
实例 D	日本新潟名立川桥:北陆快速公路上的三跨箱形梁桥	(59)
	平衡悬臂施工法	
实例 E	日本东京英明馆桥:双跨斜拉桥	(90)
	采用斜拉索调节的悬臂施工法	
实例 F	意大利里沃利比亚诺希桥:双线铁路桥用简支梁	(117)
	疲劳设计	
实例 G	德国斯海尔克林根筒仓:大容量水泥熟料仓	(133)
	后张预应力圆柱壳	
实例 H	瑞士巴塞斯道夫格林得商业中心:平板结构办公楼	(149)
	无粘结部分预应力平板	

实例 A 瑞典斯德哥尔摩环球竞技场:后张预应力简支梁

预应力



参考 FIP 建议,即《钢筋混凝土及预应力混凝土实用设计》(根据 CEB—FIP 模式规范(MC78)编著)的有关章节,章节号在文中右侧注明。

A1 简介

A1.1 建筑工程的预应力技术

A1.1.1 概要

在钢筋混凝土和预应力混凝土两者中选择何种结构是由技术和经济因素决定的。预应力混凝土技术上的突出优点在于可实现大跨度和轻巧的结构,而不出现过大的裂缝和变形。经济上的优点在于,自重轻,因而特别适合于地基不好的情况,同时在地震区也有助于减少地震作用。

在建筑工程中有以下几种预应力技术:

(a)先张法;

(b)后张法:(i)有粘结预应力;(ii)无粘结预应力。

A1.1.2 先张法

先张法通常用于梁、板、双 T 梁等预制构件中,先张法预应力应用于纤细的柱中也可能有利。

预应力筋通常采用钢丝或钢绞线,预应力是通过与混凝土的粘结来传递的,而不需要特殊的锚具。

先张法预制构件可能是在房屋建筑工程中使用最普遍的预应力技术。

A1.1.3 后张法

后张法预应力多应用于现浇结构,在房屋建筑中主要有现浇梁和板,有时也有现浇基础;地锚和岩锚同样也是后张法的实例。

在后张法预应力工程中,施加预应力时已经有大部分的恒荷载可作为平衡荷载,而在先张法预制构件中只有构件自重来平衡预应力。因此在后张法中可以建立较高的预应力。当然,两种方法也可以结合起来使用,当有附加恒荷载时,可以在预制先张构件中留出后张预应力孔道在现场进行预应力施工。

后张预应力的应用在各个国家各不相同,在大多数国家常常用这一方法来解决跨度大于 6m 的板。

有粘结预应力筋

有粘结预应力筋象征着传统的后张预应力技术。预应力是通过端部的锚具传递到混凝土上,但当结构竣工后,如同普通钢筋或先张的预应力筋一样,是通过预应力束与混凝土之间的粘结力来传递。通常在孔道中灌入水泥浆来获得粘结力,同时也提供了必要的防腐能力。

在许多国家,后张有粘结体系广泛应用于房屋建筑工程中(即在梁和板中)。但是有粘结预应力筋在房屋建筑工程中应用仍存在一些缺点,其中之一是锚具和预应力束的尺寸,为了减少张拉和灌浆工作量,宁可采用少量的大型预应力束而不选用大量的小型束。在截面较小的结构中,例如板中,没有足够大的空间和尺寸来配置大型束和锚具,而且在偏心距方面大型束不如小型束有效。解决板中预应力的特殊方法是采用扁预应力束。然而仍要进行相当数量的灌浆工作。

无粘结预应力筋

无粘结束由单根钢绞线和塑料套管组成,在塑料套管和钢绞线之间注满油脂,以减小摩擦并保护钢绞线不生锈。无粘结束用于房屋结构时有以下突出优点:

(a) 尺寸小,一根直径 13 mm 的钢绞线无粘结束的套管直径仅为 15—16 mm,端部锚垫板尺寸仅为 60 mm×110 mm。

(b) 无需灌浆,在板类结构工程中往往有数百根预应力束,这就意味着大大简化施工。

(c) 摩擦损失小,可以使用长束,因而也减少了张拉工作量。

(d) 张拉设备轻,一个千斤顶的重量仅为 25 kg。

虽有以上优点,但必须考虑由于无粘结造成的缺点:在抗弯极限状态下,由于预应力束的应变是在整个长度范围内均匀变化的,而不是象有粘结束的情况应变集中于裂缝发生处,因此其极限应力值比有效预应力高不了多少。同时因为无粘结力意味着当某一跨的一根或多根预应力筋发生破坏时,将在锚具与锚具之间的整根预应力束范围内降低预应力值。因而当结构通

常有几跨时,必须配置普通钢筋来承担一部分外荷载。

A1.2 设计原则

A1.2.1 概要

该结构的设计原则描述于由国际预应力协会编著的 FIP 规范和欧洲国际混凝土委员会的规范中,这里仅介绍有关施工阶段的一些补充说明。

A1.2.2 正常使用极限状态

该结构的正常使用性能受施工阶段条件的影响。例如,如果混凝土早期受荷会在远小于混凝土最终阶段的应力情况下产生裂缝,同时早期受荷也会导致徐变变形的增大,这些因素综合作用可对最终阶段的变形产生相当大的影响。

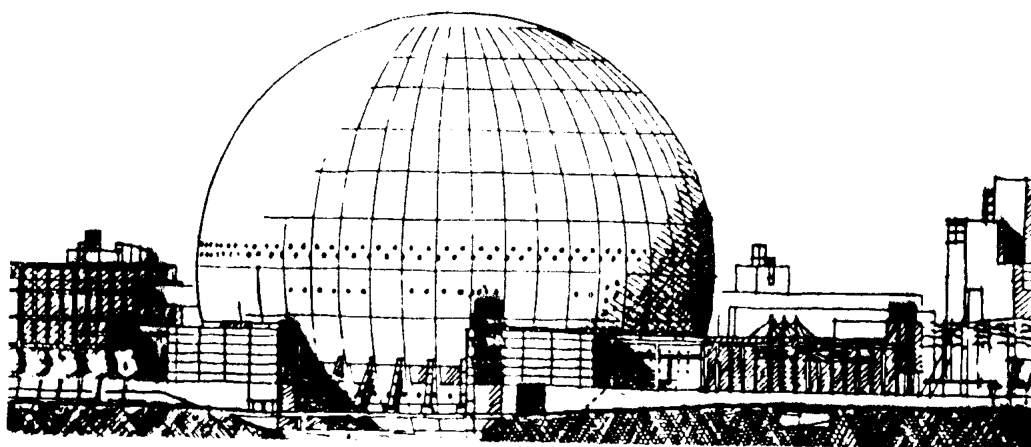


图 A1 全景

任何预应力结构都可以选择平衡使用阶段外荷载的预应力,这样就可以控制裂缝和徐变变形。如果施加预应力时仅有一部分恒载作用在结构上,则施工时应特别注意,因为这时预应力会成为主要的荷载,可能导致过大的反拱或预拉区开裂。

A1.2.3 承载力极限状态

即使所作用的荷载小于该结构使用阶段的荷载,施工阶段也可能处于不安全状态。首先,在拆模或张拉预应力筋时的混凝土强度对某些类型的破坏至关重要:如剪切或冲切破坏、锚具失效、局部破坏和锚下劈裂等;其次,因为拆模或浇筑上层混凝土时,在连续板的某些跨内作用有荷载而在另一些跨内却没有荷载作用,所以施工阶段不均匀分布的荷载对支座区由于钢筋的截断和可能的弯矩会造成危险。

A1.3 设计实例

这一实例是后张预应力简支梁,梁跨度为 20.8 m,支撑一部分混凝土面板,而其余的板是支撑于柱和墙上的钢筋混凝土板,该结构组成了斯德哥尔摩环球竞技场训练大厅的楼板(图 A1)。大厅将用作室内溜冰场,同时也用于其他目的,这时需在原有的楼面上设置临时性的地面。

混凝土面板下部的一部分地下室要求经常通过载重汽车,同时需要 20 m 左右的净宽度。

这一区域的板是支承于梁上而不是在柱子上,由于净空的限制,结构层的混凝土总高度最大为 1.2 m。

A2 设计参数

A2.1 结构方案

结构方案如图 A2 所示。板的高度在 150 mm 至 250 mm 范围内变化,板的底面是水平的,顶面设置 1 : 100 的坡度,以排除可能出现的渗漏水。

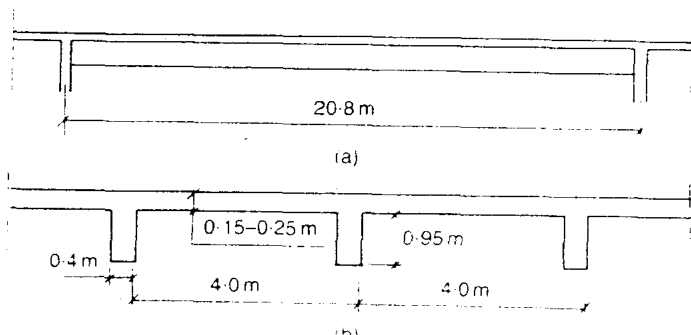


图 A2 结构方案

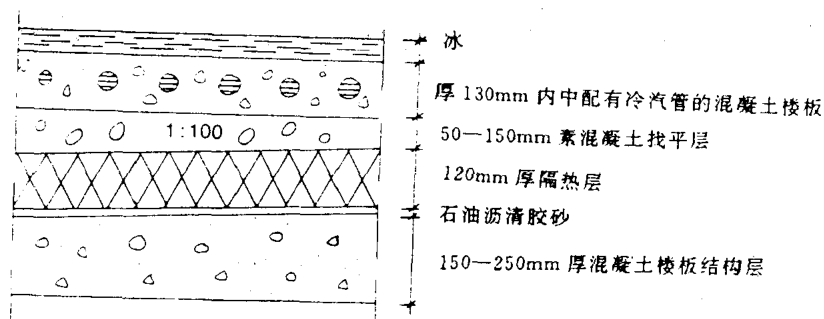


图 A3 楼板构造

板上有水、隔热层、大体积混凝土和内中配有冷气管的混凝土楼板。大体积混凝土为固定管道提供了良好的基础,楼板构造如图 A3。

该结构的永久荷载很大,为了控制长期荷载作用下的挠度,需要建立较高的预应力,因此,选择后张预应力梁。施加预应力时板的恒荷载已经作用在其上,此时的总荷载约为最终阶段荷载的一半左右(包括可变荷载的准永久值)。若是选择先张法预制梁,则此时恒荷载仅为最终阶段荷载的 1/5 左右,因此所能施加的预应力要低得多。

A2.2 荷载

永久荷载 (自上而下):

50 mm 厚冰	0.5 kN/m ²	
130 mm 厚混凝土	3.1 kN/m ²	
50—150 mm 厚大体积混凝土	1.2—3.6 kN/m ²	
120 mm 厚隔热层	0.05 kN/m ²	
石油沥清胶砂	0.45 kN/m ²	
混凝土结构层	8.3—5.9 kN/m ²	
设备	1.0 kN/m ²	
总计	14.6 kN/m ²	
沿梁单位长的永久荷载:	$4 \times 14.6 = 58.4 \text{ kN/m}$	表 A1
可变荷载(工作荷载):	标准值为 4.0 kN/m ²	
沿梁单位长的可变荷载:	$4 \times 4.0 = 16.0 \text{ kN/m}$	
组合系数:		表 5.1
常遇值	$\psi_1 = 0.5$	
准永久值	$\psi_2 = 0.2$	
可变荷载看作是一种任意作用。		

A2.3 材料

混凝土强度等级:C35		2.1.1
普通钢筋:		2.2.1
特征强度 $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ (梁)		
特征强度 $f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$ (板)		
预应力钢绞线:		2.3.1
特征强度 $f_{0.1k} = 1670 \text{ N/mm}^2$		
抗拉强度 $f_{tk} = 1860 \text{ N/mm}^2$		
弹性模量 195 kN/mm ²		2.3.5
预应力束		
12 根直径 12.9 mm 钢绞线		
每根钢绞线的截面面积 100 mm ²		
每束预应力筋的截面面积 1200 mm ²		
松弛(最终值)5%		

A3 正常使用极限状态

A3.1 施工阶段

A3.1.1 预应力筋的张拉

支座和跨中截面的计算如下(图 A4)。预应力束在这两个截面之间是抛物线形。表 A1 列出了截面的各参数,已经考虑了孔道及普通钢筋(4 根直径 25mm 钢筋)的影响。 y 为截面重心

轴至底边的距离。

表 A1

截面常数

	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (m)}$
端部	0.98	0.102	0.812
跨中	1.38	0.132	0.913

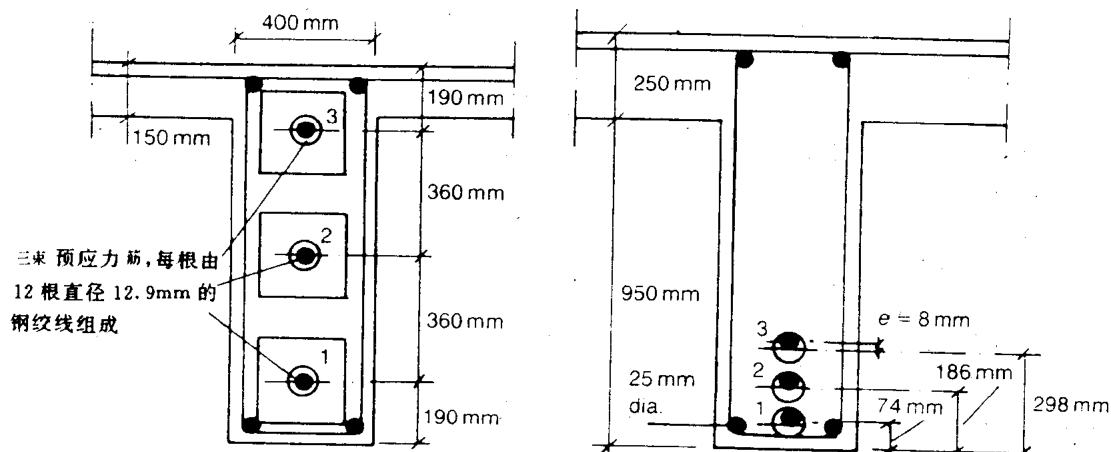


图 A4 端部及跨中截面

这一阶段的荷载 = 混凝土的自重：

支座 $g = 23.6 \text{ kN/m}$

跨中 $g = 33.2 \text{ kN/m}$

跨中 $M = 1.62 \text{ MNm}$

张拉时预应力束的最大应力：

3.2.1

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0.80f_{tk} = 0.80 \times 1860 = 1490 \text{ N/mm}^2 \\ 0.90f_{0.1k} = 0.90 \times 1670 = 1500 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

预应力传递后：

3.2.1

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0.75f_{tk} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ N/mm}^2 \\ 0.85f_{0.1k} = 0.85 \times 1670 = 1420 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

预应力束是在同一端按 3,2,1 的顺序张拉。3 号束选择了最高的初始应力 1490 N/mm^2 ，以补偿后张拉束引起的混凝土变形造成的预应力损失。其余的预应力束则选择略低的初始应力值。

摩擦损失是按 $\mu = 0.2$, $k = 0.01 \text{ m}^{-1}$ 计算。锚具的回缩值，由制造商提供 $\delta = 6 \text{ mm}$ 。

3.3.2

3 号束的计算如下：

跨中处的摩擦损失， $x = 10.4 \text{ m}$

$$\alpha = (0.910 - 0.298) \times 2 / 10.4 = 0.118$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 1490 \times \{1 - \exp[-0.20 \times (0.118 + 0.01 \times 10.4)]\} = 65 \text{ N/mm}^2$$

锚具回缩引起的预应力损失

$$\Delta\sigma_{pi} = \sqrt{(\delta E_s d\sigma/dx)} = \sqrt{(6 \times 200 \times 65/10.4)} = 85 \text{ N/mm}^2$$

扣除上述预应力损失后的预应力:

$$\text{张拉端 } \sigma_{p0} = 1490 - 2 \times 85 = 1320 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{跨 中 } \sigma_{p0} = \min \begin{cases} 1320 + 65 = 1385 \text{ N/mm}^2 \\ 1490 - 65 = 1425 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\text{固定端 } \sigma_{p0} \approx 1490 - 2 \times 65 = 1360 \text{ N/mm}^2$$

张拉完毕后预应力束的应力变化如图 A5. 所示。

三个预应力束的计算结果列于表 A2.

表 A2 预应力束的应力分布 (N/mm²)

预 应 力 束	张 拉 端	跨 中	固 定 端
3 号	1320	1385	1360
2 号	1300	1350	1350
1 号	1274	1309	1330

表 A3 瞬时损失发生后预应力束及混凝土中应力 (N/mm²)

	张 拉 端	跨 中	固 定 端
预 应 力 束			
3 号	1309	1300	1349
2 号	1276	1295	1326
1 号	1274	1309	1330
混 凝 土			
顶 部	-1.3	0.5	-1.4
预应力束水平处	-7.8	-13.2	-8.1
底 部	-14.3	-15.8	-14.9

表 A4 跨中截面的应力及挠度

张拉的预 应 力 束	预应力值 (kN)	情 况	混凝土应力 (N/mm ²)		挠 度 (mm)
			顶 部	底 部	
3	1662	(a)①	-8.3	1.0	-15
		(b)②	2.9	-2.5	9
2(+3)	3233	(a)	-17.3	2.4	-31
		(b)	-5.9	-1.2	-8
1(+2+3)	4685	(a)	-27	4.0	-49
		(b)	-15.8	0.5	-25

注:① 由模板承受全部荷载; ② 由结构承受全部荷载。

张拉 i 号预应力束时由于混凝土的变形造成的 j 号预应力束的预应力损失:

$$\Delta\sigma_{pij} = \alpha P_i (1/A + e_i e_j / I)$$

式中 $\alpha = E_s / E_c = 195/32 \approx 6$

2.1.5