

145638

87.1083
RMT
12

1963年铁路科学技术论文报告会文集

12

桥 梁



1963年铁路科学技术论文报告会文集

第 12 輯

桥 梁

桥梁隧道专业会议学术委员会选编

人 民 铁 道 出 版 社

1965年·北京

1963年铁路科学技术论文报告会文集

第12辑

桥 梁

桥梁隧道专业会议学术委员会选编

人民铁道出版社出版、发行

(北京市证公府甲24号)

北京市书刊出版业营业许可证出字第010号

人民铁道出版社印刷厂印

书号 1978 开本 $787 \times 1092 \frac{1}{16}$ 印张 $15 \frac{3}{2}$ 插页 3 字数 362 千

1965年3月第1版

1965年3月第1版第1次印刷

印数 0001—1,320 册 定价(科六) 2.10 元

目 录

在我国铁路桥梁设计中采用极限状态法计算的若干问题	1
关于我国铁路桥梁竖向活载的几点意见	17
国产 16 锰低合金钢焊接梁疲劳试验研究	26
低碳钢焊接桥的耐疲劳强度问题	38
国产 16 锰钢的焊接性能	54
钢梁伸臂安装时风荷载所产生振动的理论探讨	66
装配式预应力混凝土系杆拱桥在公路及铁路上的应用和试验研究	88
预应力钢筋混凝土联合系桥桥面系与主承结构共同工作的研究	113
拼装式预应力钢筋混凝土系杆拱桥几个设计问题的探讨	129
柱比法设计系拱与系拱的刚度比	144
矩阵法解超静定结构	165
弗列西奈系统后张法 31.7m 预应力钢筋混凝土梁张拉钢丝束时摩擦力损失的试验 (试验结果及其分析)	177
小跨度钢筋混凝土桥梁动载影响的试验研究	194
混凝土及岩石材料试件形状和尺寸对强度指标的影响	208
新疆地区铁路混凝土工程裂缝和剥落问题的探讨	231

在我国铁路桥梁设计中采用极限 状态法计算的若干问题*

唐山铁道学院 張万久、車惠民、謝幼藩
铁路专业设计院 郭可諮
第三设计院 陈鼎

内 容 提 要

本文对极限状态法进行了评论，应用这个计算法做了一些钢桥、钢筋混凝土桥和桥梁墩台的试探性设计，并与按容许应力法的计算结果相比较；对一些计算系数进行了初步探讨，最后就桥梁计算的发展方向以及我国应有的相应措施提出建议。

本文之目的在于研究在我国铁路桥梁设计中采用极限状态法计算所存在的问题，并提出解决途径。

一、桥梁按极限状态法计算的主要内容

1956年苏联公布了按极限状态法计算铁路桥梁的暂行规范(TYIM—56)**，与1947年的规范(TYIM—47)同时并用，以便积累经验，加以修正。1958年又公布了按这种计算法设计的公路和城市桥梁规程。并准备于1961年提出各种桥涵的统一设计规程***。

“苏联规范”规定桥涵的承重结构和地基要按极限状态法计算。

“苏联规范”指出所谓极限状态就是在外力作用下结构和地基不再能满足使用要求时的状态。极限状态反映结构物在不利条件下的实际工作情况。

按极限状态法计算之意图在于保证结构物在使用中不致发生极限状态，从而使行车安全畅通，并满足结构物承受外力作用时的其他要求。

“苏联规范”还规定桥涵要按以下三种极限状态进行计算：

1) 按第一种极限状态计算，保证结构物不致因丧失强度（或发生大量塑性变形），耐久性和稳定而致使用中中断；

2) 按第二种极限状态计算，保证结构物不致因发生过度的整体变形（弹性的或残留的）或振动而致正常使用发生困难；

* 本文是集体协作的成果：铁路专业设计院、北京铁道学院、唐山铁道学院和同济大学提供了钢桥和钢筋混凝土桥的试探性设计资料；第三设计院、同济大学和大桥工程局提供了桥梁墩台的试探性设计资料；铁道科学研究院、唐山铁道学院、中国科学院土木建筑研究所和公路科学研究院提供了荷载、钢筋和混凝土的计算系数资料。

本文曾在《中国土木工程学会1962年年会论文集》(内部资料)发表过。

** 参阅参考文献[1]，以下简称“苏联规范”。

*** 参阅参考文献[2]。已于1962年公布该规程(OH 200—62)。

3) 按第三种极限状态计算, 保证结构物不致因发生过度的局部变形(损伤)而致正常使用发生困难。

按第一种极限状态的强度计算是对于一切桥涵都需要的。计算时采用下列系数: 超载系数 n (或 n_0), 匀质系数 k , 工作条件系数 m , 荷载增长系数 n_2 和冲击系数 $1+\mu$ 。

耐劳性计算只对钢和钢筋混凝土结构进行, 不用超载系数。

进行位置稳定(抵抗倾复及滑动)计算时, 不用冲击系数。

按第二种极限状态的计算包括一切桥涵的竖向挠度, 钢结构的水向自振周期, 墩台的沉陷和移动量。

按第三种极限状态的计算为对钢筋混凝土结构进行受拉区的裂缝计算。

按第二及第三种极限状态计算时, 只考虑荷载增长系数 n_2 。对于现用结构物则由限制其变形计算值不超过相应的容许值来保证其不发生此种极限状态。

结构计算是按材料在弹性阶段工作来进行的, 由此确定荷载作用下所生的内力(力矩, 轴向力和剪力)。按第一种极限状态计算时所采用的一般公式如下:

强度计算:
$$\frac{nN_p + n_0 n_2 (1 + \mu) N_k}{m_2 F} \leq m_1 k R^H,$$

形状稳定计算:
$$\frac{nN_p + n_0 n_2 (1 + \mu) N_k}{\phi F} \leq m_1 k R^H,$$

耐劳性计算:
$$\frac{N_p + n_2 (1 + \mu) N_k}{\gamma F} \leq m_1 k R^H,$$

式中 N_p ——恒载所生的内力;

N_k ——活载所生的内力;

n, n_0 和 n_2 ——超载系数和荷载增长系数, 其中 n 可大于 1 或小于 1, n_0 和 n_2 大于 1;

$1 + \mu$ ——冲击系数;

F ——截面几何性质(面积, 截面模量等);

k ——材料匀质系数;

R^H ——材料标准强度;

m_1 ——照顾实际结构较之设计者的偏差之工作条件系数, 其值小于 1;

m_2 ——照顾计算的偏差之工作条件系数, 其值可小于 1, 大于 1, 或等于 1;

ϕ ——计算形状稳定的折减系数;

γ ——计算耐劳性的折减系数。

关于桥梁按极限状态法计算的详细内容和解释, 已见诸有关文献[1][2][3]。

二、极限状态法与容许应力法的比较

按容许应力法计算桥梁是我们所习用的。这个方法的主要步骤是:

1) 根据试验确定材料的标准强度, 并凭设计经验确定安全系数, 以此系数除材料标准强度, 即得容许应力;

2) 根据调查研究, 确定各种荷载的数值。对列车荷载并考虑其在桥梁使用期间的增长数值;

3) 用已知荷载加载, 按弹性理论通过结构分析来确定危险截面所受的力;

* 在 CH 200—62 中, 已不用这一系数, 而直接提高设计活载等级。

4) 按材料在弹性阶段工作来计算应力和变形, 并与它们的容许数值比较, 不许超过。

采用容许应力法也并不完全排斥在计算中考虑材料的塑性, 例如, 计算钢筋混凝土的受压杆件时, 就考虑了混凝土和钢筋的塑性, 只不过计算公式仍然用容许应力的形式来表示罢了。

然而, 与极限状态法相较, 容许应力法却有如下缺点:

1) 用容许应力来检查和表达结构物之是否能满足使用要求, 不如极限状态法把使用要求直接提出, 日的明确, 利于促进结构计算的发展。

2) 在容许应力法中, 所用的安全系数是单一的, 其公式为:

$$S = \frac{R^H}{[\sigma]}$$

式中 R^H ——材料的标准强度;

$[\sigma]$ ——容许应力。

当然, 容许应力可以就不同的荷载组合(例如: 主力、主力与附加力、施工应力、施工应力加风力等)来被分别规定, 然而, 安全系数仍然只能凭设计经验被分别规定为相应的单一系数, 而且对于钢筋混凝土构件来说, 钢筋或者混凝土的安全系数并不能反映构件本身的安全系数(截面破坏时的内力与容许内力之比)。按容许应力法计算的强度安全系数如表 1。

表 1

按容许应力法计算的强度安全系数

受 力 情 况	桥 跨 类 型		钢 筋 混 凝 土 桥					
	钢 材 标 号	甲 3 桥 号 炭 钢	G3 光 面 钢 筋			G5 螺 纹 钢 筋		
			S 混 凝 土	S 钢 筋	破 坏 时 内 力 容 许 内 力	S 混 凝 土	S 钢 筋	破 坏 时 内 力 容 许 内 力
轴 向 受 力		1.71	2.50~2.60	2	2.50~2.60	2.50~2.60	1.93	2.50~2.60
受 弯		1.60	2.48~2.60	2	2.12~2.22	2.48~2.60	1.93	1.97~2.07

注: 受弯破坏时内力与容许内力之比, 是按单筋矩形截面低筋梁计算的结果, 其值与配筋率及混凝土标号有关。

在极限状态法中, 采用了荷载系数, 匀质系数和工作条件系数, 安全系数为:

$$S = \frac{\bar{n}\alpha}{km_1}$$

式中 \bar{n} ——荷载系数, $\bar{n} = \frac{nN_p + n_0 n_2 (1 + \mu) N_k}{N_p + (1 + \mu) N_k}$;

k ——匀质系数;

m_1 ——照顾实际结构较之设计者的偏差之工作条件系数;

α ——考虑钢筋混凝土构件配筋率 μ 影响的系数:

轴向受压时,

$$\alpha = \frac{1 + \mu \frac{R_a^H}{R_{np}^H}}{1 + \mu \frac{R_a}{R_{np}}}$$

受弯时,

$$\alpha = \frac{1 - 0.5\mu \frac{R_a^H}{R_{np}^H}}{1 - 0.5\mu \frac{R_a}{R_{np}}}$$

R_a^H, R_a ——鋼筋的标准强度与計算强度;

R_{np}^H, R_{np} ——混凝土軸向受压的标准强度与計算强度;

R_u^H, R_u ——混凝土弯曲受压的标准强度与計算强度。

这就可以更加密切結合荷载情况, 材料性质和結構物的工作条件来分別确定安全系数的数值, 如表 2, 使結構物的各部分在滿足使用要求的程度上更加一致, 从而收到經濟效果。

3) 在容許应力法中所用的单一安全系数只能凭經驗加以确定, 虽然随着結構計算的日益精确和对材料性质認識的日益深入, 可以逐步提高容許应力和减小安全系数, 但是, 直接的理論根据是不足的。

表 2

按极限状态法計算的强度安全系数

受力情况	桥跨类型 材料标号 計算系数	鋼 筋 混 凝 土 桥					
		甲3 桥号 炭 鋼	G3 光 面 鋼 筋		G5 螺 纹 鋼 筋		高 强 度 鋼 絲
			$R \leq 200$	$R > 300$	$R \leq 200$	$R > 300$	
軸 向 受 力	n	1.37③	1.3③		1.3③		
	km_1	$\frac{R_a}{R_a^H} = 1$ $\frac{R_{np}}{R_{np}^H} = 1.2$	$\frac{R_{np}}{R_{np}^H} = 0.54$	0.585	0.54	0.585	
	α	1	0.86~0.97	0.94~1.0	0.95~0.99	~1.0	
	S	1.64	2.07~2.33	2.09~2.22	2.28~2.38	~2.22	
受 弯	n	1.4③	1.4③		1.4③		1.4③
	km_1	$\frac{R_u}{R_u^H} = 1$ $\frac{R_{np}}{R_{np}^H} = 1.2$	$\frac{R_{np}}{R_{np}^H} = 0.792$		$\frac{R_u}{R_u^H} = 0.75$		$km_1 m_2 = 0.575$
	α	1	1~1.03③		1~1.03③		~1
	S	1.68	1.77~1.83		1.87~1.93		~2.44

- 注: ① 根据 $l_p=64m$ 及 $80m$ 鋼桁架桥标准設計的中間上弦杆内力算得;
 ② 根据 $l_p=20\sim40m$ 鋼梁桥标准設計的跨中弯矩算得;
 ③ $\bar{n}=1.3$ 为近似假定值, 若 $\bar{n}=1.4$, 則其安全系数将接近按容許应力法計算的安全系数;
 ④ 根据 $l_p \leq 23.8m$ 鋼筋混凝土梁桥資料, 近似采用 $\bar{n}=1.4$;
 ⑤ 沒有包括耐勞条件控制設計的情况。

在极限状态法中, 把超载系数、匀质系数和工作条件系数 m_1 作为安全儲备, 并且通过統計方法把这些系数确定下来。那么, 随着荷载情况、材料性质和結構尺寸的精确性日益明确, 安全系数就可随之减小。而且, 由于对这些系数的深入研究, 还有可能对材料和結構制造的工艺提出改进的具体意见, 从而改善这些系数的数值。

4) 在容許应力法中, 計算鋼桥时规定采用活載发展均衡系数来調整各杆件在列車荷载增加后的承载能力。极限状态法则为各种桥涵、墩台和地基都规定了荷载增长系数, 更利于掌握列車荷载增长对計算发生的影响。

三、极限状态法所存在的問題

极限状态法消除了容許应力法的若干缺点，已如前节所述。然而，有若干缺点則仍然保留下来，还有一些缺点則为一种新方法未完善以前所不可避免。

首先，在极限状态法中，結構分析仍是按弹性工作阶段米进行的，对靜不定結構物由于应力重分布而可能增大的承荷能力沒有計及。

在鋼桥的构件計算中，对鋼的塑性沒有很好地考虑，因而在“苏联规范”中所用的計算公式，基本上与容許应力法相同，对鋼材在弹——塑性阶段所增大的承荷能力，未充分加以利用。

在鋼筋混凝土桥的构件計算中，材料的塑性已考慮到了，然而，限于鋼筋混凝土和預应力鋼筋混凝土学科的发展水平，构件受剪、受扭、偏心受压、偏心受拉等的强度計算，是不够完善的，混凝土的耐勞性和其他机械——物理性能是不够清楚的。

其次，极限状态法所用的一些系数，如列車荷載增长系数、超載系数、材料均质系数和工作条件系数等，都有更加深入研究之必要。“苏联规范”所用的列車荷載增长系数不能很好地反映现代机車和車輛荷載*。荷載和材料强度的概率分布曲綫究以何种类型为宜，仍然值得爭論。所用的工作条件系数并未經過統計分析，它們的数值是被定得較为主观的。

此外，各种荷載組合的概率分布問題在“苏联规范”中并未提出，最大的超載和最小的材料强度同时出现的概率問題，也未得到适当的反映。按“苏联规范”計算所得的結構物，其安全度是未知的，更不用說象桥梁这样重要的結構物，应有多大的安全度了。

最后，还須指出，按第二和第三种极限状态計算时所取的豎直挠度、水平自振周期、墩台沉陷量和混凝土裂縫大小等的容許数值，还值得繼續研究。

四、按极限状态法进行試探性設計的結果

为便于对采用极限状态法計算的“苏联规范”进行总的检查起见，我們曾用这个规范进行了鋼桥、鋼筋混凝土桥、預应力鋼筋混凝土桥和墩台地基的試探性設計，并把这些設計結果与按我国 1959 年开始使用的铁路桥涵設計规范**进行設計（容許应力法）所得的結果加以比較，借以吸取經驗，并发现其所存在的問題。

1. 鋼梁的試探性設計結果

試探性設計的范围包括中—22 級 32 米上承鋼梁，48、64、80、96 米单綫鉚接下承桁架及 64 米双綫鉚接下承桁架。將其結果分別与我国按容許应力法計算的标准設計（图号大—058、专桥 0101、专桥 0201 及大—054 中的 96 米修正米字形下承桁架初步設計）相比較，32 米鋼梁鋼材用量增加約 1.5 吨，約合原設計重量的 2.8%；各种桁架的鋼材用量則有不大的节省，其数值如表 3。

应当指出，所作桁架的試探性設計中，大部分杆件的截面不是由应力控制而是由构造、制造以及长細比等方面的要求决定的，在按容許应力法計算的标准設計中也是如此，所以选

* 參閱第二頁脚注。

** 以下簡称“59 桥规”。

按极限状态计算钢桁架钢材用量节省统计表

(以 kg 计)

跨 度	桥 面 系	主 桁	上 下 平 纵 联	横 联	总 计	% (占原设计)
48m	687	用原截面	用原截面	用原截面	687	0.57
64m	891	1540	216*	„	2647	1.45
80m	1102	4322	3471*	„	8895	3.27
96m	1319	8666	525	„	10510	2.72
64m (双线)	1160	10800	—	„	11960	3.4

注: * 64m 及 80m 单线桁架之上下平纵联系按风力 100kg/m^2 (有車) 及 200kg/m^2 (无車) 计算, 若按“59 桥规”用 125 及 225kg/m^2 , 则节省将更少。

用了相同的截面。对于这些杆件, 不能从钢材用量上看出两种方法计算结果的差别, 而应以截面应力余裕值对容许应力或计算强度的比值 (即安全储备) 来作比较。另外, 在标准设计中还有一些杆件的截面虽然是由应力决定, 但选用得比较富裕, 这样的杆件, 在按极限状态设计时, 截面可稍为减小一些, 将减小了的截面按容许应力方法检算时也能通过。48~80 米桁架主桁各杆件余裕应力比值 $C_{容}$ 及 $C_{强}$ 如表 4。

表 4

跨度 48—80m 桁架主桁杆件的余裕应力比值 $C_{容}$ 及 $C_{强}$

杆 件	48m		64m		80m		64m (双线)	
	$C_{容}$	$C_{强}$	$C_{容}$	$C_{强}$	$C_{容}$	$C_{强}$	$C_{容}$	$C_{强}$
H_0-H_2	+34.5	+35.0	+34.2	+34.7	+18.9	+18.5	+19.3	+22.9
H_2-H_4 或 $H_2-H'_2$	+14.7	+14.0	+2.86	+5.5	+3.57	+7.0	0.	+7.6
$H_4-H'_4$					+2.5	+5.0		
B_1-B_3	+7.15	+13.0	+6.4	+5.0	+1.79	-0.75*	+0.71	+7.9*
B_3-B_5 或 $B_3-B'_3$			+2.57	-1.0*	-1.43	+0.5*	-0.015	+8.4*
H_0-B_1	-1.79	+0.2	+3.36	-3.75*	+1.43	-2.5*	+3.15	+10.5
B_1-H_2	+1.6	+18.7	+4.4	+8.5	-0.93	+0.25*	+1.36	+8.7*
H_2-B_3	+51.6	+53.0	+6.8	+8.5	-0.35	+2.5*	+0.36	+5.8*
B_3-B_4			+42.3	+49.5	+7.15	+14	+0.72	+2.3
B_4-B_5					+23	+35		
挂 杆	+41	+41	+39.4	+38	+37.3	+37	+15.4	+17.9

注: ① $C_{容} = \frac{\text{容许应力} - \text{计算所得应力}}{\text{容许应力}} \times 100\%$;

$C_{强} = \frac{\text{计算强度} - \text{计算所得应力}}{\text{计算强度}} \times 100\%$ 。

② 表中带有符号*的数值为截面已经修改者。

从上表可以看出：大部分截面未变动的杆件，如按极限状态法计算，其强度余裕值均比按容许应力法计算者为高或与其接近。只有少数杆件强度余裕值较低。

按两种方法计算的结果，其截面发生差异的原因，可由下面的关系式看出。

1) 对于受弯构件

按极限状态法计算：

$$M = \Sigma \Omega [n \cdot g + n_1 K (1 + \mu)] \text{ 及 } W = \frac{M}{\sigma_u};$$

按容许应力方法计算：

$$M' = \Sigma \Omega [g + K (1 + \mu)] \text{ 及 } W' = \frac{M'}{\sigma'_u};$$

式中 n — 恒载超载系数； n_1 — 活载超载系数； K — 换算均布活载。假定在两种计算方法中，材料均能发挥其最大强度，则有： $\sigma_u = R_u$ ， $\sigma'_u = [\sigma_u]$ 。故按两种方法所得截面模量之比为：

$$\beta = \frac{W}{W'} = 1 + \frac{\left[\frac{[\sigma_u]^n}{R_u} - 1 \right] g + \left[\frac{[\sigma_u]^{n_1}}{R_u} - 1 \right] K (1 + \mu)}{g + K (1 + \mu)}$$

设

$$A = \frac{K(1 + \mu)}{g} + \frac{\frac{[\sigma_u]^n}{R_u} - 1}{\frac{[\sigma_u]^{n_1}}{R_u} - 1}$$

则

$$\beta = 1 + \frac{g \left[\frac{[\sigma_u]^{n_1}}{R_u} - 1 \right] \cdot A}{g + K(1 + \mu)}$$

按“苏联规范”及“59 桥规”： $R_u = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ； $n = 1.1$ ； $n_1 = 1.45$ ； $[\sigma_u] = 1500 \text{ kg/cm}^2$ 。故

$$\frac{[\sigma_u]^{n_1}}{R_u} - 1 = 0.0875, \quad \frac{[\sigma_u]^n}{R_u} - 1 = -0.175;$$

∴

$$A = \frac{K(1 + \mu)}{g} - 2,$$

当 $A > 0$ 时， $\beta > 1$ ； $A < 0$ 时， $\beta < 1$ ，即当 $\frac{K(1 + \mu)}{g} < 2$ 时，梁的截面按极限状态法计算时，

可以节省。对于 32 米钢梁 $\frac{K(1 + \mu)}{g} = 6.37 > 2$ ，故按极限状态法计算截面反而要增大。

对于桁架主桁弦杆，按同理可推得类似的关系式：

$$\beta = \frac{F}{F'} = 1 + \frac{g \left[\frac{[\sigma_0]^{n_1}}{R_0} - 1 \right] \cdot A}{g + K(1 + \mu)},$$

式中

$$A = \frac{K(1 + \mu)}{g} + \frac{\frac{[\sigma_0]^n}{R_0} - 1}{\frac{[\sigma_0]^{n_1}}{R_0} - 1}$$

当 $R_0 = 1900 \text{ kg/cm}^2$ ， $[\sigma_0] = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ， $n = 1.1$ 及 $n_1 = 1.45$ 时

$$\beta = 1 + \frac{\left[\frac{K(1 + \mu)}{g} - 2.78 \right] \times 0.068g}{g + K(1 + \mu)}$$

故当 $\frac{K(1 + \mu)}{g} < 2.78$ 时， $\beta < 1$ ；按极限状态法计算才可获得节省。

由上面的关系式可以看出，当桥梁的活载对恒载的比值愈小（例如公路桥或较大跨度的铁路桥），按极限状态法计算所获得的钢材的节省愈益显著。

桁架桥桥面系的节省是由于标准设计中截面选择得较为富裕，而在按极限状态法计算时将截面改小了一些。

2. 普通钢筋混凝土梁的试探性设计结果

试探性设计是对道碴桥面钢筋混凝土梁标准设计图纸（专桥 1000 及 1001），按“苏联规范”进行验算。并在不改变原设计截面尺寸与充分发挥材料潜力的条件下，抽出部分梁内主筋，计算出按极限状态法设计较之按容许应力法设计可能节省的钢筋数量。计算结果如表 5 所示，表中节省的钢筋重量仅为主筋部分，至于腹部钢筋与版内钢筋则未进行详细的比较。

表 5

按极限状态法计算主筋用量节省表

梁的计算跨度(m)	8	10	12	16	20
节省的主筋重量占原设计主筋重量的百分数	17.1	18.4	12.4	18.6	16.2
节省的主筋重量占原设计钢筋总重量的百分数	9.1	10.9	7.6	12.1	10.1

在上面验算的各种跨度梁中荷载循环幅度 $\rho=0.27\sim 0.38$ ，按“苏联规范”当 $\rho>0.1$ 时钢筋的耐疲劳强度将随之增大，因而即使计入最低的焊结合折减系数 $\gamma=0.75$ ，亦仅 $l_p=10$ 米与 20 米梁按耐疲劳条件要求钢筋用量略微高于（不到 1%）按强度条件要求者。所以上面验算的各种跨度梁的主筋用量基本是强度条件控制设计。当截面的配筋率不超过其最大限值时，截面的计算强度是决定于钢筋的计算强度。由此可知，按极限状态法设计较之按容许应力法设计可以节省钢筋用量的主要原因是其钢筋的计算强度除以荷载系数 \bar{n} 之商大于按容许应力法设计中钢筋的容许应力。其次是在极限状态法设计中考虑了混凝土的塑性，又使其截面内力偶臂大于按容许应力法设计的截面内力偶臂。为避免按容许应力法计算用钢量过多，目前可以考虑适当地提高钢筋的容许应力，因为裂缝开展宽度的问题可以用配筋半径来限制。

3. 预应力钢筋混凝土梁试探性设计结果

试探性设计是对道碴桥面预应力钢筋混凝土梁标准设计图纸（大 138），按“苏联预应力铁路桥梁设计规程（1959 草案）”进行验算。并在不改变原设计截面尺寸与满足“苏联规程（草案）”要求的条件下，将每个钢丝束中的钢丝数目给予变动，算出按极限状态法设计需要增加的钢丝用量，其结果如表 6 所示。

表 6

按极限状态法计算钢丝用量增加表

梁的计算跨度(m)	19.8	23.8
预应力钢丝用量增加的百分数	7.4	12.7

原设计（大 138）的钢丝用量不论在运营荷载下的强度方面或者在耐疲劳性与抗裂性方面均不能满足“苏联规程（草案）”的要求。强度方面不能满足要求的主要原因是：高强度钢丝

的匀质系数較低，并且考虑了鋼絲的工作条件系数。耐勞性与抗裂性計算不能滿足要求的原因主要是由于“苏联規程（草案）”計算的总的預应力損失值較之原設計（大138）資料所川者为大。“苏联規程（草案）”对預应力損失值計算的規定比之原設計是較为合理的，这点在我国1961年公布試行的“預应力鋼筋混凝土铁路桥梁結構設計暫行規范”中已有反映。

4. 墩台的試探性設計結果

試探性設計的范围包括鋼梁和鋼筋混凝土梁的墩台。荷載为中-22級。計算跨度为3.4~64.0米。墩身形式包括圓形和圓端形两种，墩身高度为2~29米。台身形式为重型、T形和十字形三种，填土高为2~24米。詳情列于表7。

表 7

按极限状态法进行試探性設計的墩台統計表

梁部結構类型	計算跨度 (m)	桥 墩 部 分		桥 台 部 分	
		墩 身 形 式	墩身高度 h (m)	台 身 形 式	填土高度 H (m)
鋼 筋 混 凝 土 梁	3.4	—	—	重 型	2, 3, 4
	4.5	圓 端 形	2, 4, 6	—	—
	8.0	”	4, 8, 12	T 形	4, 8, 12
		圓 端 形	4, 8, 12, 16		
預 应 力 混 凝 土 梁	23.8	圓 端 形	7, 14, 21, 28	十 字 形	12, 18, 24
		”			
	31.7	圓 形	8, 15, 22, 29		
上 承 式 鋼 筋 梁	32.0	圓 端 形	7, 14, 21, 28	十 字 形	12, 18, 24
		圓 形			
	40.0	圓 端 形			
下 承 穿 式 鋼 筋 梁	48.0	圓 端 形	7, 14, 21, 28	十 字 形	自頂帽底面至基礎頂面 4, 12, 24
	64.0				

在試探性設計中，分別按极限状态法及容許应力法对墩台进行檢算。若以二者計算結果的安全儲备来看，則在墩身截面及岩石地基的强度方面，按极限状态法計算的安全儲备均大于按容許应力法計算的結果，亦即前者的要求比之后者为小；在非岩石地基的强度以及墩身的位置稳定性（岩石的及非岩石的地基）方面，則按极限状态法計算的安全儲备均小于按容許应力法計算的結果，亦即前者的要求比之后者为大，其比較列于表8。

关于桥台計算的結果表明两种計算方法之要求大小互有出入，其比較列于表9。

墩台按极限状态法和容許应力法計算結果大小互有出入的原因，大致可分为：(1) 按极限状态法計算时考虑了圪工の塑性，而在容許应力法計算中則只假定圪工为弹性材料。因此，在强度計算中，应用极限状态法更为合理，而其对結構截面尺寸的要求則較小；(2) 由于两个“規范”所規定的水平土压力大小不同，对桥台的計算发生影响；(3) 由于在极限状态法中各系数所起的作用与容許应力法所用的安全系数不同。

桥墩试探性设计结果统计表

检 算 内 容	检 算 截 面	墩 身 式 样	按极限状态法比之 容许应力法要求增 (+)或减(-)	附 注
对强度上的要求	墩身截面	圆端形	-10~25%	随 h 的增大而增大
		圆形	-10~25%	——"——减小
	岩石地基时	圆端形及圆形	-50~55%	以50%为最多,随 h 之增大而增大
	非岩石地基时	圆端形及圆形	+10%以内(在 0.5kg/cm ² 以内)	随 h 的增大而增大
对倾侧稳定上的要求	岩石地基时	圆端形及圆形	+5~20%	——"——
	非岩石地基时	圆端形及圆形	+5~15%	——"——
对滑走稳定上的要求	岩石地基时	圆端形及圆形	+20~40%	——"——
	非岩石地基时	圆端形及圆形	+5~15%	——"——

表 9

桥台的试探性设计结果统计表

		钢筋混凝土梁		预应力钢筋混凝土梁				钢 桁 梁					
		重型桥台 T形桥台		十字形桥台				十 字 形 桥 台					
		$l_n=3.4m$ $l_p=8m, 16m$		$l_p=23.8m, 31.7m$				$l_p=48m, 64m$					
		$H=2\sim 4m$ $H=4\sim 12m$		$H=12\sim 24m$				$H=12m, 24m$					
		基本组合		附加组合		基本组合		附加组合		基本组合		附加组合	
		活载A	活载B 或(B)	活载A	活载B 或(B)	活载A	活载B 或(B)	活载A	活载B 或(B)	活载A	活载B 或(B)	活载A	活载B 或(B)
台 身 截 面	偏 心	极限状态法要求比之容许应力法增(+)或减(-)											
	强 度	-20% 以内	-20% 以内	±20% 以内	±20% 以内	-30% 以内	-15% 以内	-20% 以内	±10% 以内				
基 底 及 地 基 等	偏 心			-10% 以内	+10% 以内			-10% 以内	+30% 以内				+1~43%
	强 度	-5% 以内	+5% 以内	+15% 以内	+15% 以内	-10% 以内	+15% 以内	+15% 以内	+25% 以内	-2~+1%	-13 ~+11%	+8~20%	-9~28%
	倾 倒			+15%以内				+10%以内				-37~+5%	
	滑 走			-10%以内				-10%以内				+5~14%	

五、几个计算系数的探讨

1. 列车荷载增长系数

“苏联规范”所用的列车荷载增长系数是通过假定的列车荷载增长速度、假定的投资利率和现行的容许应力及检定应力的数值等的关系求得的^[3]。由于假定的列车荷载增长速度是非常不可靠的，投资利率的估定是不准确的，容许和检定应力数值是随时间及所用材料而变动的。因此，根据这些因素来确定的荷载增长系数，很难希望它能够反映实际情况。

列车标准荷载及其增长系数可由对近期的和远期的机车和车辆发展情况的估计来加以确定。根据铁道科学研究所的资料，估计我国铁路近期的蒸汽机车轴重为20~21吨、电力及内燃机车的轴重为21~23吨，车辆重量则为6~8吨/米。将来铁路动力逐步向电力和内燃牵引过渡，远期的机车轴重可达25~27吨，而车辆重量则将为8~10吨/米。这种估计是否正确，当然需要更加深入研究。

如果把2辆27吨轴重的电力机车连挂，加上10吨/米的车辆重量作为远期列车荷载，并画出在各种跨度上的荷载等级曲线如图1*，则可求出按中-22级荷载设计的各种桥跨和墩台的荷载增长系数**，如表10。

表 10

荷载增长系数表

结构种类	计算跨度 (m)	荷载增长系数 n_2
钢 梁	$l < 56$	$n_2 = 1$
	$56 < l < 96$	$n_2 = 0.00472l + 0.736$
	$96 < l < 160$	$n_2 = 0.00288l + 0.913$
	$160 < l < 200$	$n_2 = 0.000511l + 1.291$
钢筋混凝土梁	$l < 44$	$n_2 = 1$
	$44 < l < 56$	$n_2 = 0.00379l + 0.833$
桥台与基底	$l < 48$	$n_2 = 1$
	$48 < l < 112$	$n_2 = 0.00284l + 0.861$
	$112 < l < 200$	$n_2 = 0.00119l + 1.05$

2. 列车荷载超载系数

为对列车荷载的超载情况进行初步的探讨，我们从丰台站1959下半年至1960年上半年的货物列车编组登记表中任意抽取出931列货物列车的重量资料，按正态曲线对各列车的每延米平均重量进行了超载系数的计算。结果如下：

列车荷载的平均值为4.58t/m。当取保证率 $\omega = 99.865\%$ 时，列车荷载的最大值为5.58t/m，超载系数 $n_0 = 1.22$ 。

经验曲线与理论曲线的适线程度用 χ^2 鉴定***，其参数

* 取自铁道科学研究所资料。

** 按中-24、26级设计时，可分别乘以 $\frac{22}{24}$ 和 $\frac{22}{26}$ ， $n_2 < 1$ 。

*** 参见 Стрелецкий Н. С.: «Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений». стройиздат 1947. 第29~30页。

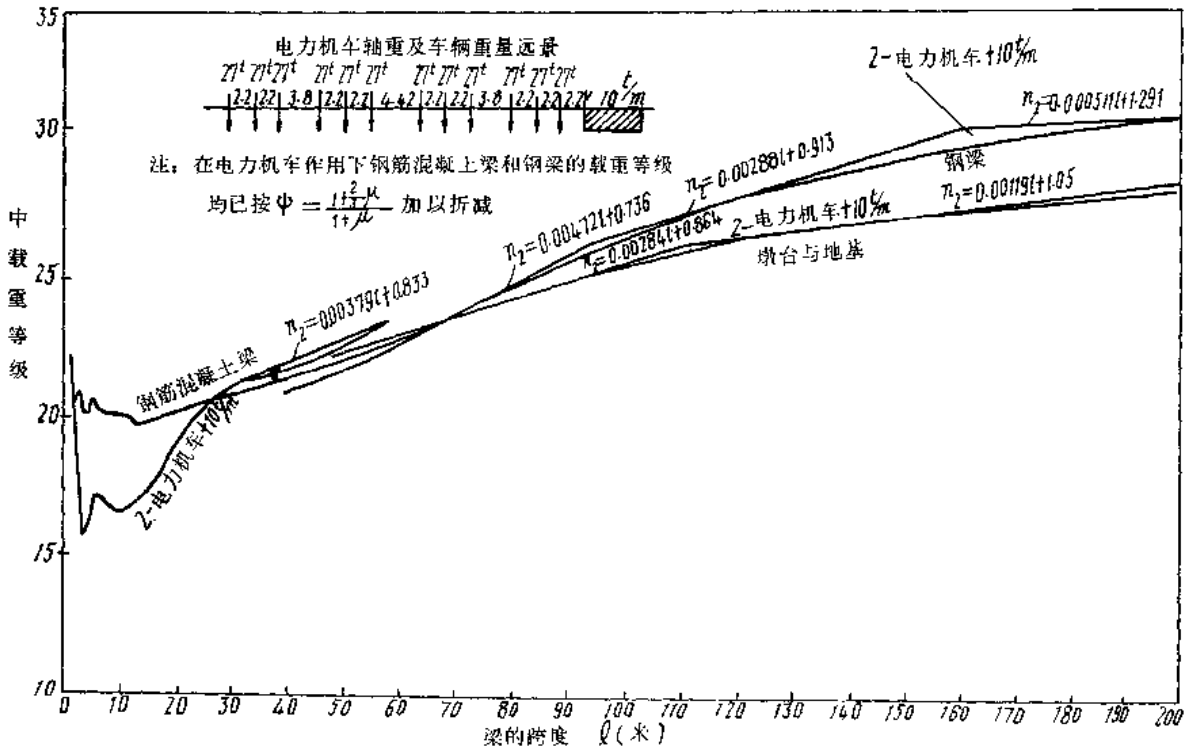


图 1 各种跨度梁部结构及墩台与地基在电力机车作用下的载重等级及对中—22级的荷载增长系数

$$H = \frac{1}{S-1} \sum \frac{(y_i^T - y_i)^2}{y_i^T} = 0.399 < 1.0 \text{ (合格)}$$

由于统计计算仅按照每列车荷载的每延米平均重量，而没有考虑不同的加载长度，所以列车荷载的平均值与最大值较小。上面的计算结果只能概略地反映局部地区部分货物列车重量的超载情况。还应组织力量对列车荷载的超载系数继续进行全面的分析研究。

3. 钢的匀质系数

我国冶金和建筑部门的所属单位，对钢的匀质系数进行过较多的分析工作。唐山铁道学院应用数学教研组参加了本专题协作，也进行过一些资料分析，按照习用的计算方法^{*}，求得如下结果：

厂 别	钢 种	试 件 数	匀 质 系 数
唐 钢	G3 (圆)	6941	1.08
鞍 钢	G5 (圆)	3279	0.906
"	G5 (螺纹)	3401	0.897
津 钢	G3 (圆)	4928	0.868
"	G5 (圆)	5438	0.932

* 计算公式为 $k = \frac{\bar{R}}{R_n} \left[1 - \sqrt{\left(\frac{3\sigma}{\bar{R}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta F}{F}\right)^2} \right]$ ，式中 k —匀质系数， \bar{R} —屈服强度经验分布的均值， R_n —合格品的屈服强度下界， σ —屈服强度经验分布的标准差， F —截面积， ΔF —面积的最大负公差。

(关于鋼板和型钢,也曾收集到一些資料,但沒有得出結果)。

參照其他单位的資料,国产鋼材的勻质系数似可用如下数值:

炭素鋼	0.85
25 錳硅	0.85
高强度冷拔鋼絲	0.8

但为慎重起见,联合各有关部门,組織人力,訂定严密的工作方法,进行詳細的分析研究,提出可靠結果,还是必要的。对鍛鋼、鑄鋼、各种型钢和鋼板应搜集大量資料。

4. 混凝土的勻质系数

关于混凝土的勻质系数,經有关协作单位收集資料,提出如下数字*:

(1) 中国科学院土木建筑研究所提出的数字

混 凝 土 类 型	标 号	
	110~250	300 以上
A	$K=0.53$	0.67
B	0.39	0.39

(2) 公路科学研究院提出的数字

混 凝 土 类 型	标 号		
	140	250	400
A	—	$K=0.797$	—
B	0.549	—	0.556

(3) 唐山铁道学院建筑材料教研組和铁道科学研究院桥梁研究室提出的数字

混 凝 土 类 型	标 号		
	400	450	500
A	$K=0.89$	0.87	0.67

綜合上述三个单位提出的混凝土勻质系数数值来看,偏差幅度是很大的,如下:

混 凝 土 类 型	标 号			
	110~250	400	450	500
A	$K=0.53\sim0.797$	0.67~0.89	0.67~0.87	0.67
B	$K=0.39\sim0.549$	0.39~0.556	—	—

国内其他单位对混凝土勻质系数进行过分析研究的不在少数。然而,所搜集到的資料在施工条件、取样方法、配合比、养护方式等方面也大都是不够清楚的,因而整理分析工作,十分困难,难望結果精确。因此,还应该联合有关部门,严密规定工作方法,进行詳尽分析,以求获得可靠的結果。

* 根据苏联 V-131-54 指示进行計算。