

中国科学院土木建筑研究所研究报告

第 9 号

# 钢筋混凝土结构研究

混凝土与钢筋混凝土研究组

科学出版社

中国科学院土木建筑研究所研究报告

ACTA INSTITUTI CONSTRUCTIONIS  
ET ARCHITECTURAE ACADEMIAE SINICAE

第 9 号

# 钢筋混凝土结构研究

混凝土与钢筋混凝土研究组

科学出版社

1959

## 內 容 簡 介

本集包括預应力混凝土工艺、材料基本性能和計算方法等研究报告 6 篇。材料基本性能的研究,对于了解结构物的工作性能提供了最基本的数据。預应力混凝土工艺的研究,对于目前应用中的几种张拉方法作了分析,在应用中有助于对这几种张拉方法的选择。計算方法的研究,通过試驗,分析了簡支梁、連續梁的工作特性和在到达各荷載阶段的合理計算方法;提出了彈性圓柱壳的預应力分析方法。

中国科学院土木建筑研究所研究报告

第 9 号

### 鋼 筋 混 凝 土 結 构 研 究

混凝土与鋼筋混凝土研究組

\*

科学出版社出版 (北京朝陽門大街 117 号)

北京市书刊出版业营业許可証出字第 061 号

中国科学院印刷厂印刷 新华书店总經售

\*

1959 年 9 月第 一 版 书号:1892 字数:162,000

1959 年 9 月第一次印刷 开本:787×1092 1/16

(京) 0001-4,000 印张:8 1/2

定价: 1.20 元

## 編 者 的 話

我們收集了自 1956 年至 1958 年期間有关混凝土、預应力混凝土和鋼筋混凝土結構方面 13 篇試驗研究報告。属于預应力混凝土和鋼筋混凝土方面的 6 篇，收在本研究報告(第 9 号)內，名为“鋼筋混凝土結構研究”；属于混凝土材料方面的 7 篇，收在研究報告第 10 号“混凝土研究”中。

这些工作是 1956 年以来陸續完成的，而在这期間，特别是大跃进的 1958 年，我国在建筑技术和理論方面都有了巨大的进展。以預应力混凝土为例，工程界和科学界結合我国生产任务的需要，推广应用了苏联和其他国家在这方面的先进成就，积累了丰富的經驗。相形之下，我們所作的工作更加显得微小了。同时，其中有些項目虽是 1958 年在大跃进中完成的，由于時間极为短促，因此在工作中不免有不深入、試驗数据不完备等缺点。我們热誠地期待着讀者們的批評指正。

1959 年 4 月

# 目 录

鋼弦混凝土梁試驗报告	1
試驗	1
試驗結果及討論	5
結 語	14
預应力混凝土几种张拉系統的研究	15
預应力鋼筋問題	15
几个主要的张拉系統及其耗鋼量分析	17
試驗研究	22
預应力混凝土和普通鋼筋混凝土受弯构件断面极限強度的研究	28
提 要	28
前 言	28
試驗內容	31
材 料	31
試件的制作及試驗方法	35
預应力混凝土梁試驗結果	38
普通鋼筋混凝土梁試驗結果	69
結 語	94
参考文献	96
預应力混凝土連續梁的試驗研究	97
前 言	97
試梁的一般描述	97
梁的制作	98
材 料	98
理論計算	100
試驗的布置	103
試驗結果的分析	104
結 語	109
弹性圓柱壳預应力分析	110
基本微分方程式	110
在自重荷載下微分方程的解	111
預应力分析	115
近似計算法	122
預加应力方法	124
参考文献	125
鋼絲徐变試驗报告	126
鋼絲徐变极限	126
試 驗	127
試驗結果及分析	127
参考文献	130

# 鋼弦混凝土梁試驗報告

1956年，我們試制了一批鋼弦混凝土梁，並且作了荷重試驗。試驗的目的主要是初步了解提高鋼絲的初預應力值對鋼弦混凝土梁的工作情況的影響。

提高鋼絲的初應力的優點如下：

- (1) 提高了鋼弦混凝土梁的抗裂性；
- (2) 降低梁在荷載作用下的主拉應力值；
- (3) 只須張拉部分鋼絲便能滿足梁的抗裂性要求，因而減輕張拉鋼絲的工作量。

但是，提高鋼絲的初預應力又受到下列條件的限制：

(1) 隨著鋼絲初預應力的增大，鋼絲的塑流應變將也劇烈地增大，甚至使徐變的延續時間無限地延長；

(2) 鋼絲的初預應力過大，可能招致鋼弦混凝土梁的脆性破壞，即在未曾出現肉眼能夠看見的裂縫前便破壞；

(3) 鋼絲的初應力過大，則在使用荷載下鋼絲的應力必將超過疲勞極限，因此在動力荷載作用下可能破壞；

(4) 鋼絲的應力在張拉時通常是不十分均勻的，過高的初應力會使個別鋼絲拉斷。

由此可見，為了提高鋼絲的初預應力值，必須對它的彈塑性、疲勞極限和徐變等性能以及對結構物的工作情況的影響進行充分的試驗研究。

我們這次試驗，只圖初步了解提高初預應力值的鋼弦混凝土梁在靜荷載下的抗裂性、剛度和破壞情形，為今後作深入的研究打下基礎。

本文將簡要地敘述試驗的經過和結果。

## 試 驗

### (一) 鋼弦混凝土梁

我們作了四根梁的試驗。梁的斷面形狀見圖1；斷面尺寸見表1。梁長480厘米，計算跨度450厘米。縱向配筋為直徑3.2毫米的高強度鋼絲，共24根，其中受拉區20根，

表1 梁的斷面尺寸(厘米)

梁	$b$	$b'$	$b''$	$h$	$h'$	$h''$	$a_1$	$a_2$	$a'$	$h_0$
A	6.0	10.5	17.5	30.1	4.4	5.9	2.2	4.2	2.0	26.9
E	6.3	10.3	17.8	31.1	4.4	6.4	2.2	4.2	2.0	27.9
C	6.0	10.9	18.1	30.4	4.0	6.0	2.0	4.0	2.0	27.4
F	6.2	10.2	17.4	30.8	4.3	5.6	1.9	3.9	2.0	27.9

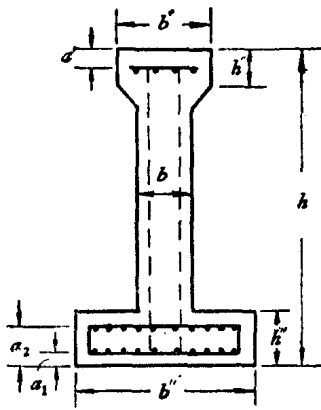


图1 鋼筋混凝土梁截面

受压区4根。不論受拉或受压区的鋼絲都施加預应力，A和E梁的初預应力值 $\sigma_{si}$ 为鋼絲強度极限 $\sigma_{su}$ 的65%；C梁为75%；F梁为80%。鋼箍是用直径2.4毫米的鉄絲作成的。間距20厘米。

## (二) 材 料

### 1. 混凝土

混凝土所用的砂的平均粒度等于5.95毫米，接近于粗砂；石料为花岗岩碎石，最大粒径为15毫米；水泥活性、混凝土配合比等見表2。

表2 混凝土配合比和立方体强度

	水泥活性 (kg/cm <sup>2</sup> )	一立方米 混凝土的 水泥用量 (kg)	配合比 (重量)	水灰比	坍落度 (cm)	混凝土开始承受預应力时		梁抗弯試驗时	
						期 龄 (天)	立方体强度 (kg/cm <sup>2</sup> )	期 龄 (天)	立方体强度 (kg/cm <sup>2</sup> )
A	330	486	1:1.89:1.49	0.452	7—8.5	13	157.6	71	280
E	520	534	1:1.67:1.32	0.404	9—12	15	339	36	402
C	330	593	1:1.46:1.15	0.371	5—7	19	283.3	56	448
F	580	510	1:1.81:1.42	0.412	6.5—9	18	354	50	412

在浇灌混凝土时，制作10×10×10厘米立方体試件和15×30厘米的圓柱体試件，用来求取梁体在鋼絲去拉而承受預应力时和抗弯試驗时的強度和应力-应变綫。

表2所列的混凝土立方体强度是由10×10×10厘米試件强度乘以0.85求得的。混凝土的应力-应变綫是由分級加荷的方法求取的，每級荷載相当于圓柱体試件平均压应力10—20公斤/厘米<sup>2</sup>，即1770—3540公斤。每級荷載加完后，保持10分钟。用基距10厘米的反射鏡式应变計測量应变。

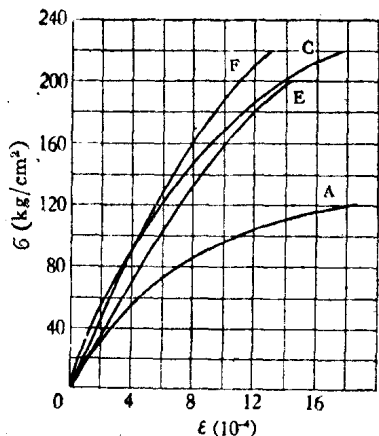


图2(a) 混凝土开始承受預应力时的应力-应变綫

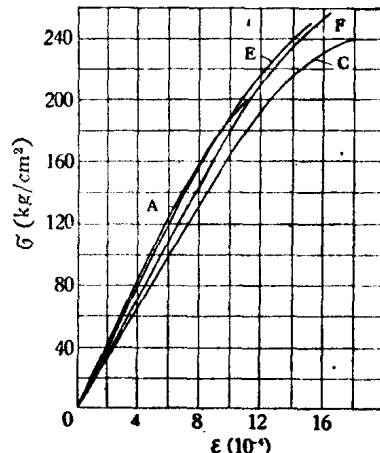


图2(b) 鋼筋混凝土梁抗弯試驗时混凝土的应力-应变綫

2. 鋼絲

試驗用的冷拔鋼絲是鞍山鋼鐵公司的產品，直徑 3.2 毫米。為了求取鋼絲的強度極限，引伸率和彈性模量，每隔約 20 米長的鋼絲，取試件一根。

鋼絲的抗拉強度極限，34 個試件的試驗結果平均值為 145 公斤/毫米<sup>2</sup>。

引伸率為 3.81%，試驗時測量基距為 100 毫米，試件 9 個。

彈性模量，11 個試件的試驗結果平均值為  $1.71 \times 10^6$  公斤/厘米<sup>2</sup>。圖 3 為鋼絲的典型應力-應變綫，一般當鋼絲應力在  $0.43 \sigma_{su}$  以下時，應力-應變綫接近直綫。

除了上述幾種試驗外，我們還作了定載法的徐變試驗。試件長約 3 米，根據加荷方法的不同，試件分三種：試件 No.1 在 4 分鐘的時間內加荷到相當於鋼絲應力為  $0.75 \sigma_{su}$ ，保持 2.5 分鐘，然後卸去一部分鐵塊，使鋼絲應力退至  $0.65 \sigma_{su}$ ，鋼絲的應變從剛退至  $0.65 \sigma_{su}$  時開始記錄；試件 No. 2 在 5 分鐘內加荷到  $0.85 \sigma_{su}$ ，保持 2.5 分鐘，然後退至  $0.75 \sigma_{su}$ ；試件 No. 3 在 7 分鐘內加荷到  $0.85 \sigma_{su}$ ，保持 2.5 分鐘，然後退至  $0.8 \sigma_{su}$ 。用精確度為  $\frac{1}{1000}$  毫米的千分表測量應變。

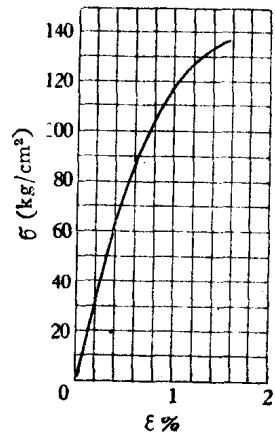


圖 3 鋼絲的應力-應變綫

試驗結果繪成曲綫(圖 4)。從圖 4 可以看出：

(1) 鋼絲應力為  $0.8 \sigma_{su}$  時，塑流應變值遠較應力為  $0.75 \sigma_{su}$  時大，而應力為  $0.75 \sigma_{su}$  與應力為  $0.65 \sigma_{su}$  時的塑流應變值相差不多。因為超應力數值的不同，可能對徐變有影響，而我們的每種試件的超應力值都不同。因此上列試驗中，各種應力所得的塑流應變值的差異，包含了可能由於超應力值影響的因素。

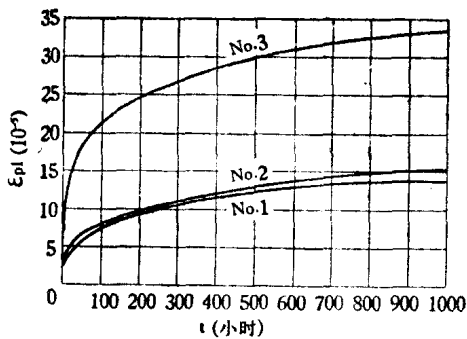


圖 4 鋼絲徐變曲綫

(2) 應力為  $0.8 \sigma_{su}$  的鋼絲，即使在加載後 1000 小時，塑流應變增長的趨勢仍然十分顯著。

(3) 我們計算一下上列三類試件的塑流應變值是否超過徐變極限。根據德國預應力混凝土規範(DIN 4227)的規定，徐變極限是鋼絲試件承受荷載後 6 分鐘至 1000 小時間的應力損失為初應力的 3% 時的應力。按照這個規定，應當用定長度的方法進行試驗，但為了方便起見，我們用的是定荷載的方法。

由於我們沒有加荷後 6 分鐘的數據，因此在計算時只能用從加荷起至 1000 小時間的塑流應變值，計算結果列於表 3。

從表 3 可知，對初應力為  $0.8 \sigma_{su}$  的鋼絲，雖然經過超應力的措施，但仍然超過徐變極限。



表3 鋼絲徐變試驗結果

試件	初應力 $\sigma_{si}$	初應變 $\epsilon_e = \frac{\sigma_{si}}{E_s} (10^{-5})$	1000小時滯流應變 $\epsilon_{pl, 1000} (10^{-5})$	$\frac{\epsilon_{pl, 1000}}{\epsilon_e} \cdot 100$ (%)
No. 1	$0.65 \sigma_{su}$	551	14.0	2.54
No. 2	$0.75 \sigma_{su}$	635	15.4	2.43
No. 3	$0.80 \sigma_{su}$	678	33.7	4.97

除了上面所述的高強度冷拔鋼絲以外，我們還用了普通的鐵絲作為構造用的鋼箍。其抗拉強度極限約為 5500 公斤/厘米<sup>2</sup>。

### (三) 鋼弦混凝土梁的制作

鋼弦混凝土梁是在 9 公尺長的試驗台座上制作的。

鋼絲的一端用楔鉸錨固，另一端用測力板逐兩根地張拉鋼絲到一定程度（約 15—20 公斤/毫米<sup>2</sup>）並隨即錨固。這樣，所有鋼絲大致都具有相等的拉應力。待鋼箍系扎好和模板支架好以後，可用油壓千斤頂張拉到預定的應力。

張拉的初預應力值如下：

A、E 梁——拉到  $0.75 \sigma_{su}$  保持 2.5 分鐘後，退至  $0.65 \sigma_{su}$ ；

C 梁——拉到  $0.85 \sigma_{su}$  保持 2.5 分鐘後，退至  $0.75 \sigma_{su}$ ；

F 梁——拉到  $0.85 \sigma_{su}$  保持 2.5 分鐘後，退至  $0.8 \sigma_{su}$ 。

鋼絲張拉完畢後，便開始澆灌混凝土，用小型的攪拌機拌和混凝土，用插入式振動器搗固。混凝土澆灌後一星期內澆水養護，周圍氣溫約 9—12℃。

當混凝土強度達到約 300 公斤/厘米<sup>2</sup>時（A 梁除外）去掉張拉，混凝土開始承受壓力。此時各梁的混凝土強度列於表 2。

### (四) 試驗方法

當混凝土的強度到達預計強度時，即進行抗彎試驗。抗彎試驗的布置見圖 5, 6。用鐵塊和根據槓桿原理加荷。

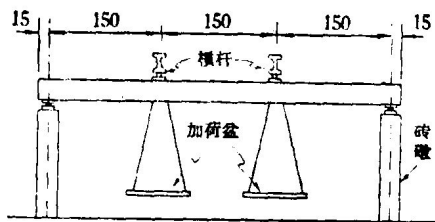


圖5 抗彎試驗布置



圖6 抗彎試驗布置

每級荷載為估計破壞荷載的  $\frac{1}{20}$ 。每級保持 10 分鐘後讀數，然後再加荷；每根梁試

驗共进行三天，第一天試驗时荷載加到估計容許荷載(破坏荷載的 1/2.25)便停止繼續加荷，梁保持在此荷載作用下，直至第二天；第二天首先將荷載卸去，过 1/2 至 1 小时后即又繼續分級加荷，加到估計裂縫荷載(破坏荷載的 1.3/2.25)时即又停止加荷，保持到第三天；第三天又卸荷，过 1/2 至 1 小时后又繼續分級加荷直到破坏为止。

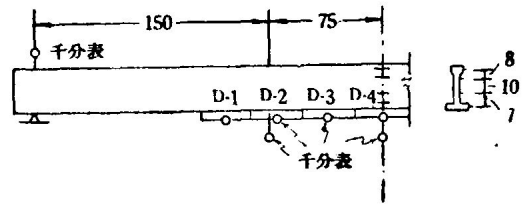


图7 仪表的位置

試驗时测量仪表的装置见图 7、8、9。用 4 个槓桿应变計测量截面高度上的应变分布；用精度为 1/1000 毫米的千分表测量梁底面的应变（并借以判断裂縫的出現），其基距为 40 厘米，共用 37 个。



梁的挠度除了用千分表量度外，还在梁上装上表尺，以水平仪观测表尺讀数的变化。

在試驗时，曾試用电阻应变計测量混凝土的应变，但因电阻絲基距太短，只有 18 毫米，因此結果不准确。

試驗时还记录了裂縫的出現和分布情形。为观察裂縫的出現，用強裂的灯光照射在梁上，并用放大鏡来寻找裂縫的出現及量度其寬度。

## 試驗結果及討論

### (一) 极限强度

試驗所得的破坏弯矩列于下表(表 4)。

表 4 破坏弯矩

	鋼筋百分率 (%)	初預应力 $\sigma_{si}/\sigma_{su}$	計算破坏弯矩 $M_u$ (kg-m)	实际破坏弯矩 $M_{um}$ (kg-m)	破坏情形
A	0.59	0.65	4880	5260	在支座旁剪切破坏
E	0.50	0.65	5518	5740	同上
C	0.59	0.75	5725	5840	混凝土压坏，部分鋼絲拉断
F	0.59	0.80	5519	5690	混凝土压坏，鋼絲拉断

从表 4 可知,不論初預应力值大小,計算破坏弯矩总比实际破坏弯矩小。在計算破坏弯矩时,假設鋼絲应力已到达抗拉強度极限,混凝土受压区应力均匀分布(应力图形呈矩

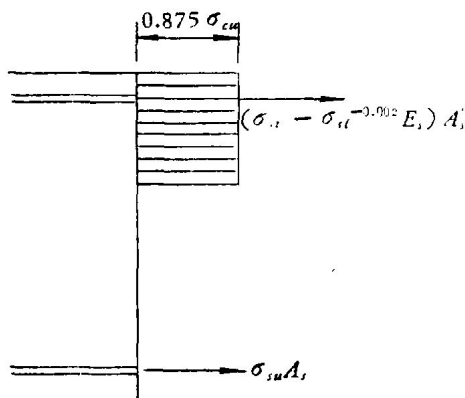


图 10 截面強度极限状态

形),并已达到弯曲时的抗压強度极限(图 10),此值取等于混凝土立方体強度的 87.5%,和苏联新的建筑法規所規定的相同。試驗結果表明,这些假設都是偏于安全的。

因为  $A$ 、 $E$  两根梁是剪切破坏,表中的計算破坏弯矩是按照正常受弯破坏計算的,因此  $A$ 、 $E$  梁实际破坏弯矩(受弯破坏)应比表中所列的大。 $E$  梁的剪切破坏是因为支座不平,梁端承受扭力的緣故。 $A$  梁的剪力破坏是由于混凝土強度过低(157.6 公斤/厘米<sup>2</sup>),梁端鋼絲没能锚固在混凝土中,即锚着长度比原来估計的长,梁端的纵向預应力值过低的原故。

$C$ 、 $F$  梁的破坏比較正常,但破坏情形也稍有不同。 $F$  梁破坏时絕大部分鋼絲都被拉断,只有三根因为滑动沒有拉断; $C$  梁破坏时只有部分鋼絲拉断。

梁破坏的情形見图 11—14。图 11 是  $A$  梁剪切破坏的情形;图 12、13 是  $E$  梁由于支座不平引起梁端受扭破坏情形;图 14 是  $F$  梁破坏的情形。



图 11  $A$  梁剪切破坏情形



图 12  $E$  梁破坏情形

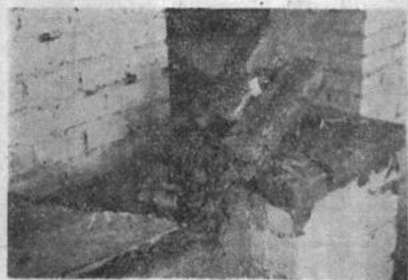


图 13  $E$  梁因支座不平而引起梁端受扭破坏



图 14  $F$  梁破坏情形

由此可見,为了保証鋼弦混凝土梁的鋼絲能够牢固地锚在混凝土內,避免意外的剪切破坏,必須保証松鋼絲时混凝土有足够的強度。根据本試驗,对直径 3.2 毫米的鋼絲,300 号的混凝土能够保証可靠的锚着作用。

## (二) 抗 裂 性

在試驗時測量混凝土裂縫的出現是相當困難的，比較理想的方法是用電阻絲來測量，但我們只有基距很短的電阻絲，不合使用，所以試用千分表來測量。根據測量的結果可以判定裂縫出現時的彎矩，判定的方法是繪出彎矩-應變曲線（圖 15、16），根據此線判定裂縫彎矩。在裂縫沒有出現前，此線是比較平滑的，裂縫出現時，因為變形突然增大，曲線呈曲折狀。同時，可以估計裂縫出現時混凝土的應變值（即預應變加上混凝土的抗拉極限應變，但預應變須考慮混凝土的彈塑性的影響），裂縫出現時混凝土的應變應和計算值接近。

圖 15、16 是 E、F 梁的彎矩-應變曲線，圖中有三個千分表（D 3、D 4、D 5）的記錄所繪成的曲線，我們可以从圖中找出裂縫彎矩。用此法測出的裂縫彎矩  $M_{cm}$  見表 5。

我們還曾用 20 倍的放大鏡來觀察裂縫的出現，觀察所得的  $M_{co}$  也列於表 5。

表 5 裂 縫 彎 矩

	$\sigma_{si}/\sigma_{su}$	計算裂縫 彎矩 $M_c$ (kg-m)	觀察裂縫 彎矩 $M_{co}$ (kg-m)	測量裂縫 彎矩 $M_{cm}$ (kg-m)	預應力筋的 應力損失 $\sigma_{sl}$ (kg/m <sup>2</sup> )	$M_{um}$ (kg-m)	$\frac{M_{cm}}{M_{um}}$	$\frac{M_{cm}}{M_c}$
A	0.65	2962	3560—3810	2830—3080	1335	5260	0.54—0.59	0.96—1.04
E	0.65	3359	3510—3760	3240—3510	837	5740	0.56—0.61	0.97—1.05
C	0.75	3620	4220—4490	3680—3950	828	5840	0.61—0.68	1.01—1.09
F	0.80	3800	4260—4520	3500—3780	961	5690	0.62—0.67	0.92—1.00

從表 5 可知，和我們預料到的一樣，裂縫彎矩隨着初預應力值的提高而增加，但從  $M_{cm}/M_{um}$  值來看，F 梁（ $\sigma_{si}/\sigma_{su} = 0.8$ ）不一定比 C 梁（ $\sigma_{si}/\sigma_{su} = 0.75$ ）高，這可能由於鋼絲的徐變值增大的原故。

將表 5 中的  $M_{co}$  和  $M_{cm}$  值比較一下，顯然前者比後者高得多。可見用肉眼觀察裂縫出現，儘管借助於 20 倍放大鏡也很難得到正確的結果，因為首次出現的裂縫，寬度只有千分之幾公厘。

從表 5 列出的  $M_{cm}/M_c$  值可以看出，裂縫彎矩的計算值和在試驗中測得的數值相近。

根據圖 17 所示的應力圖形進行計算裂縫彎矩；假設混凝土受拉區的應力均勻分布，即應力圖形呈矩形。這種計算圖形是蘇聯前中央工業建築研究所提出的，現行的蘇聯設計規範也採用這種圖形。

$\sigma'_{cu}$  的數值假設為  $\frac{1}{2} (0.875 \sigma_{cu})^{2/3} = 0.458 \sigma_{cu}^{2/3}$ ，此值基本上與蘇聯的新建築法規所規定的相同。

混凝土受拉區邊緣纖維壓力  $\sigma_c$  可從圖 17 中的幾何關係求得，其值應等於  $\frac{2k\sigma'_{cu}}{(1-k)}$ ，至於  $k$  的數值可從水平方向力的平衡條件求得。

混凝土受拉區預應力筋的應力等於  $\sigma_{si} - \sigma_{sl} + \epsilon'_{cu} E_s$ ， $\epsilon'_{cu}$  是混凝土抗拉極限應變，等

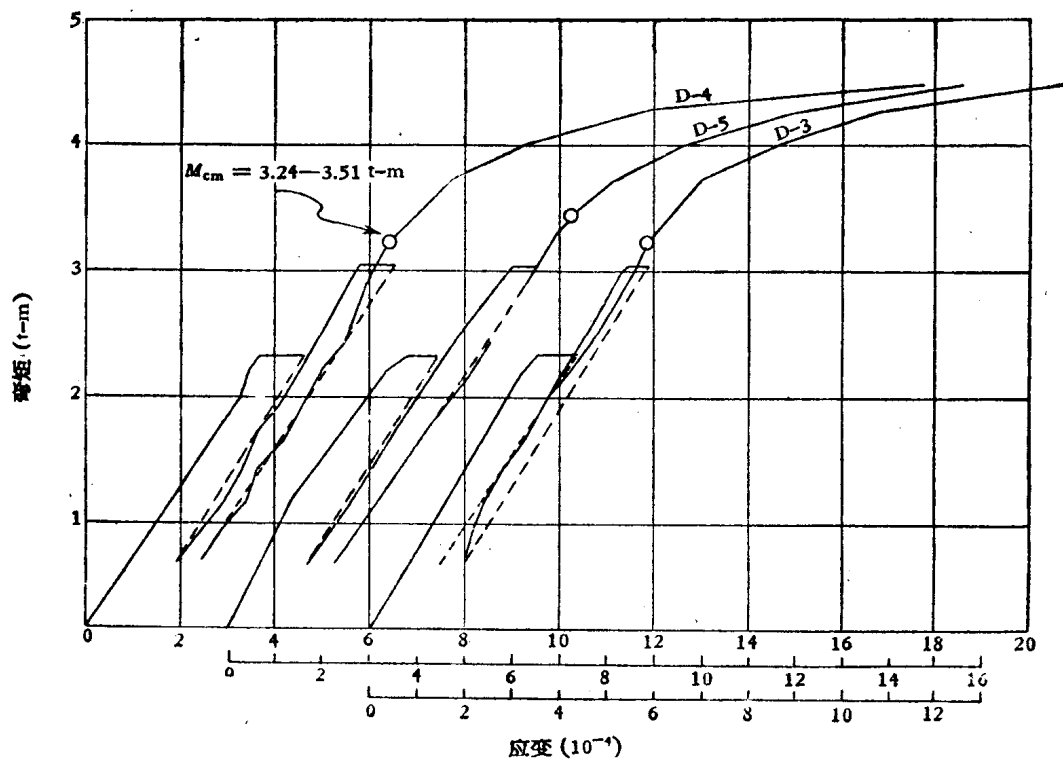


图 15 E 梁的弯矩-应变线

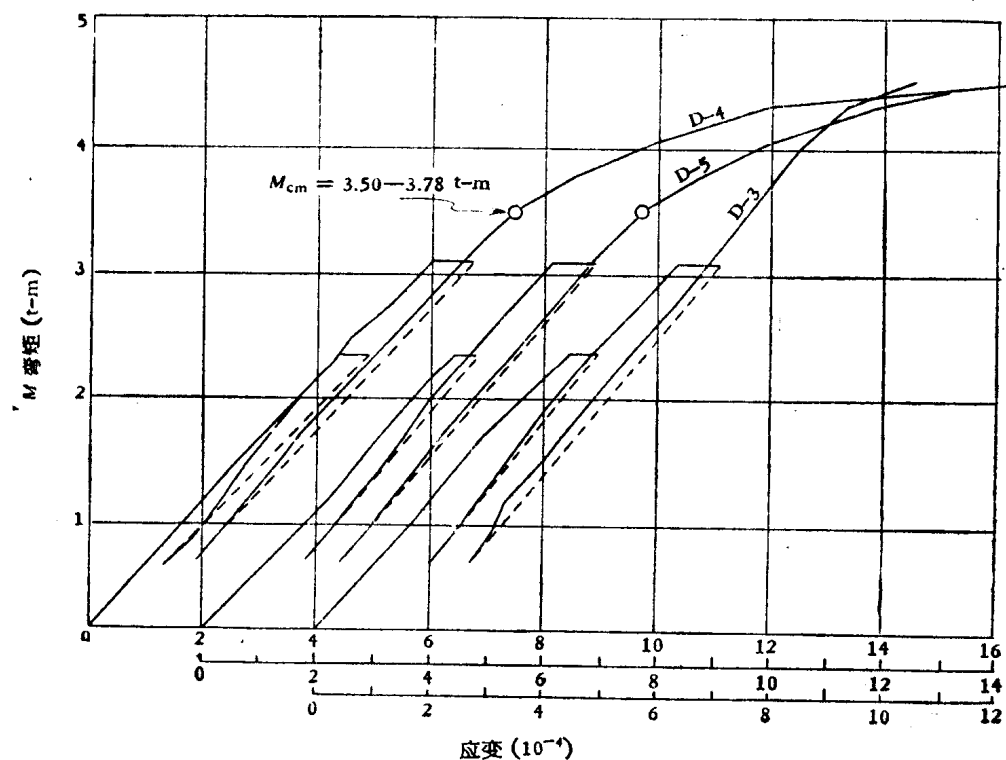


图 16 F 梁的弯矩-应变线

于  $1.5 \times 10^{-4}$ ; 混凝土受压区預应力筋的应力則等于  $\sigma_{si} - \sigma_{si} - n\sigma_c$ .

在計算由于混凝土的徐变和收縮引起的应力損失时,为了計算方便,假設整个混凝土截面上的徐变和收縮相同,此值取預应力筋合力綫上的数值.

$\sigma_{si}$  用下式計算:

$$\sigma_{si} = \sigma_{s0} \left( \frac{\epsilon_{sh}}{\varphi \epsilon_{co}} + 1 \right) \left( 1 - e^{\frac{-\varphi \epsilon_{co}}{\epsilon_{co} + \epsilon_{s0}}} \right),$$

式中  $\sigma_{s0}$  —— 由于預加应力引起的預应力筋合力綫上的預应力筋中的应力,即初預应力減去弹性压缩的应力損失;

$\epsilon_{co}, \epsilon_{s0}$  —— 由于預加应力引起的預应力筋合力綫上的混凝土和預应力筋的应变,即初預应变減去弹性应变;

$\varphi$  —— 混凝土的徐变系数,在計算中設  $\varphi = 1$  ( $\varphi_0$  約等于 2—2.5);

$\epsilon_{sh}$  —— 混凝土的收縮应变,在計算中設  $\epsilon_{sh} = 10 \times 10^{-5}$ .

計算的結果列于表 5. A 梁的应力損失大的原因是混凝土的弹性模量低.

由于鋼絲徐变引起的应力損失在計算中沒有考虑.

$M_{cm}$  和  $M_c$  的比較說明了上面的計算假設是和試驗相近的. 当然,这还不能說明假設的完全正确,因为試驗的数目很少,而且只是瞬时荷載試驗:要說明假設的正确,还必須通过长期荷載試驗和动荷載試驗.

如图 18—21 所示,裂縫的分布比較密和均匀,平均約每 10 厘米有一条裂縫. 接近破坏时裂縫最大寬度如下: A 梁(剪切破坏)为 0.8 毫米, E 梁(剪切破坏)为 0.5 毫米, C 梁为 0.28 毫米, F 梁为 0.3 毫米.

### (三) 撓 度

将測得的撓度繪出弯矩-撓度曲綫(图 22),图中  $f_m$  不包括梁自重所产生的撓度.

表 6 示出各种荷載阶段下的計算撓度和实际撓度的比較. 計算撓度是将梁作为匀质的弹性体按照材料力学的方法进行計算的,即:

$$f = \frac{23}{216} \frac{MP^2}{E_c I},$$

式中  $E_c$  是混凝土的弹性模量,其数值根据試驗結果(图 2)求得. 由于混凝土的应力和应变間不是直綫关系,所以取  $\sigma = 100$  公斤/厘米<sup>2</sup> 处的割綫弹性模量来进行計算.

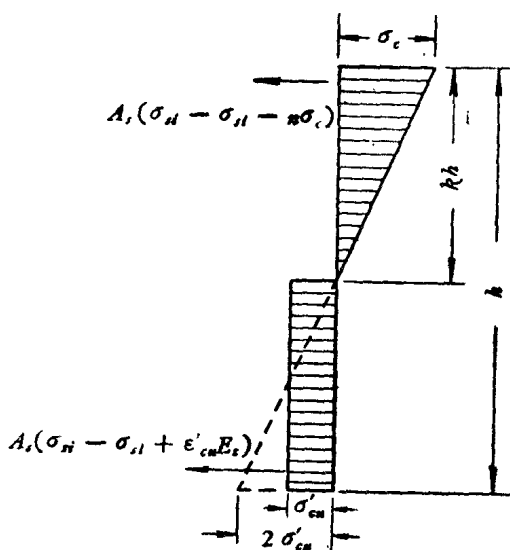


图 17 抗裂性計算的极限状态

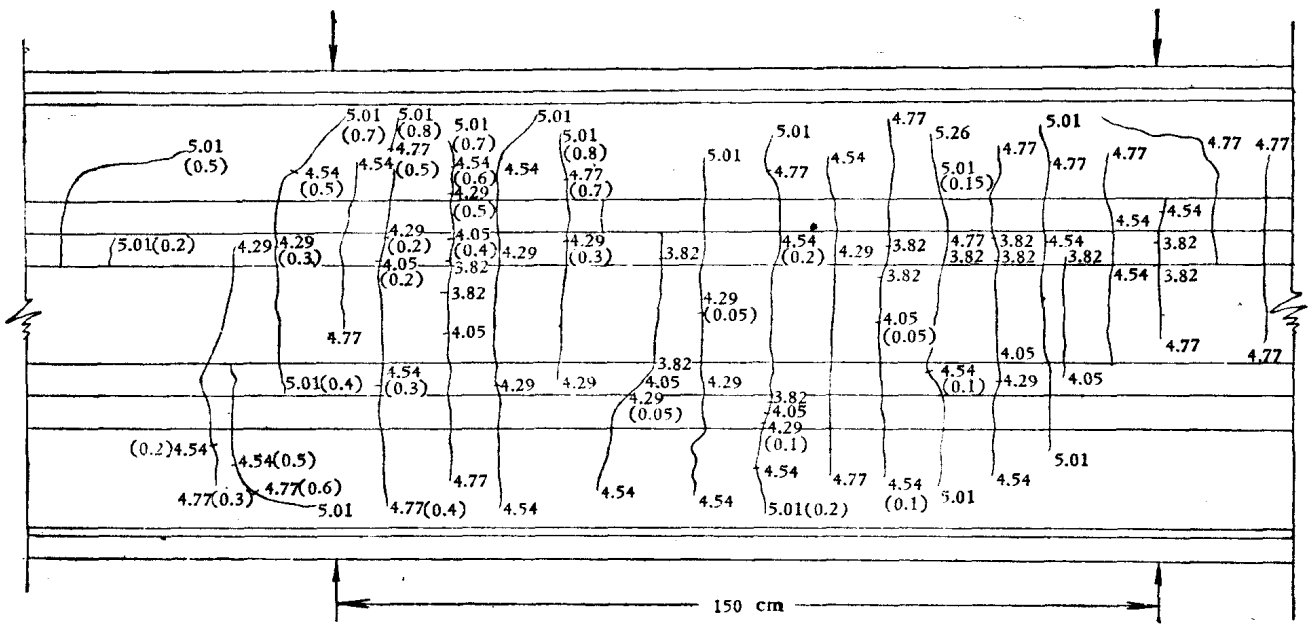


图 18 A 梁中部裂缝分布图

图中标出裂缝到达该处时跨中的弯矩(吨-米),括号为内为裂缝宽度(毫米)

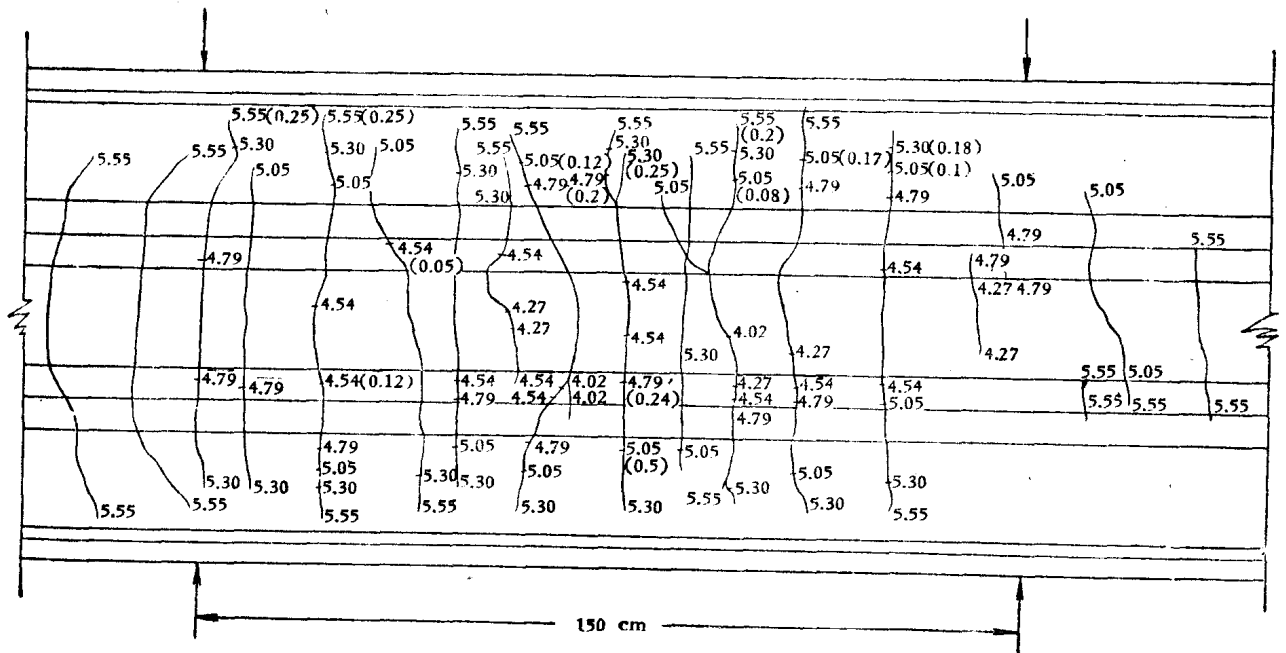


图 19 E 梁中部裂缝分布图

图中标出裂缝到达该处时跨中的弯矩(吨-米),括号为内为裂缝宽度(毫米)

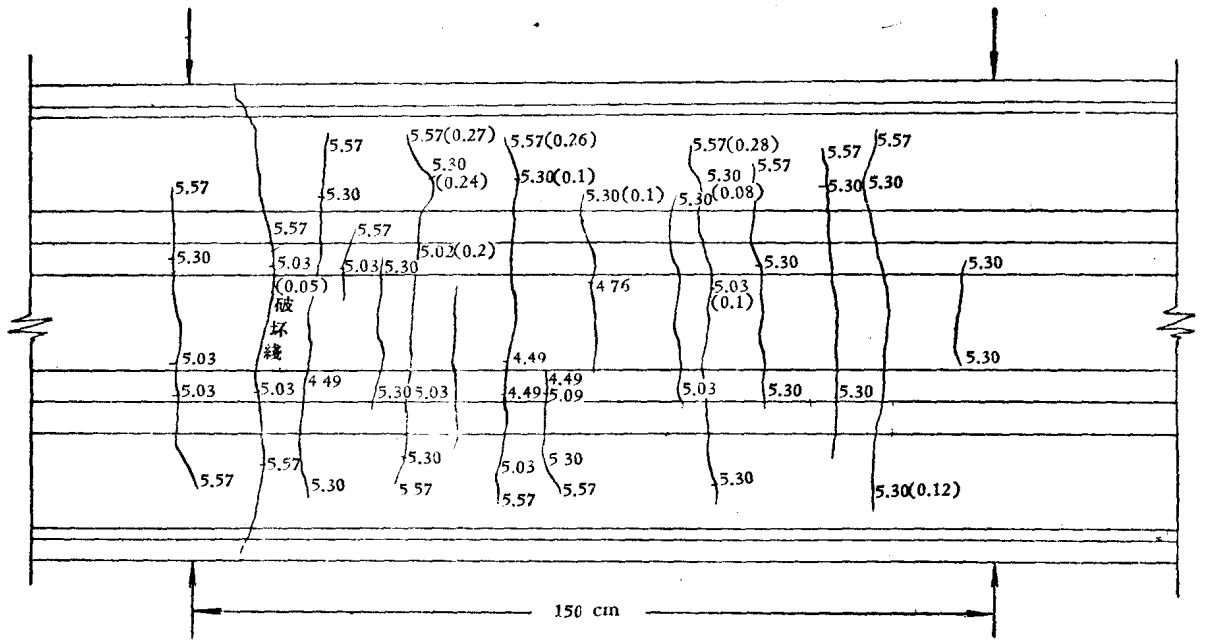


图 20 C 梁中部裂缝分布图

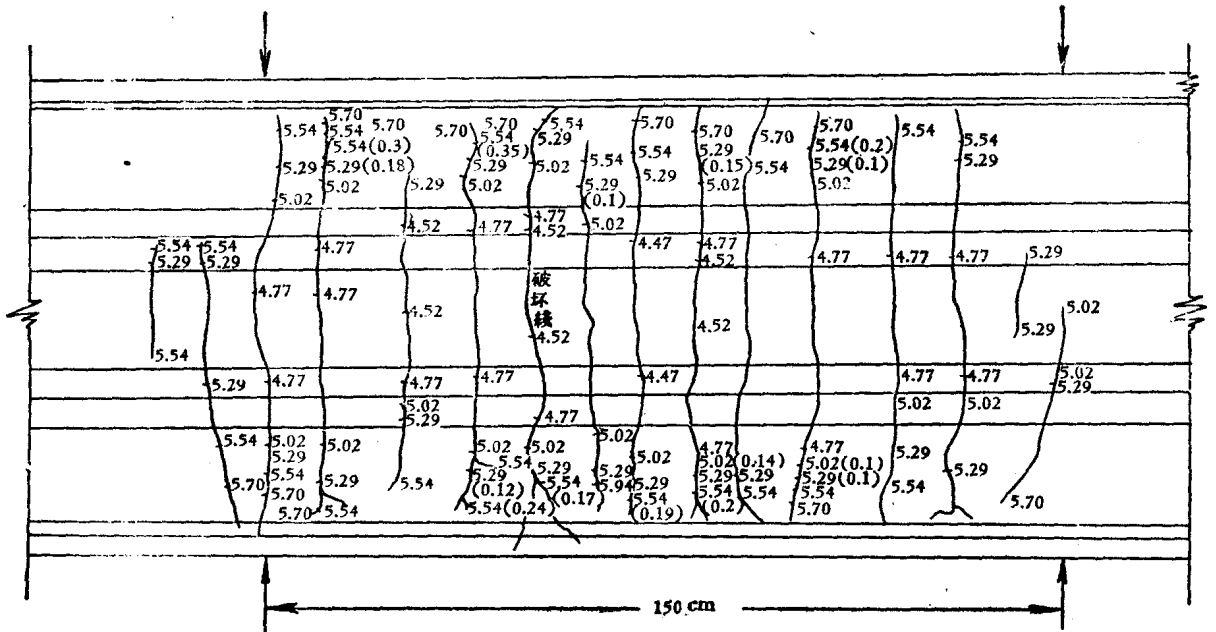


图 21 F 梁中部裂缝图

图中标出裂缝到达该处时跨中的弯矩(吨-米),括号内为裂缝宽度(毫米)



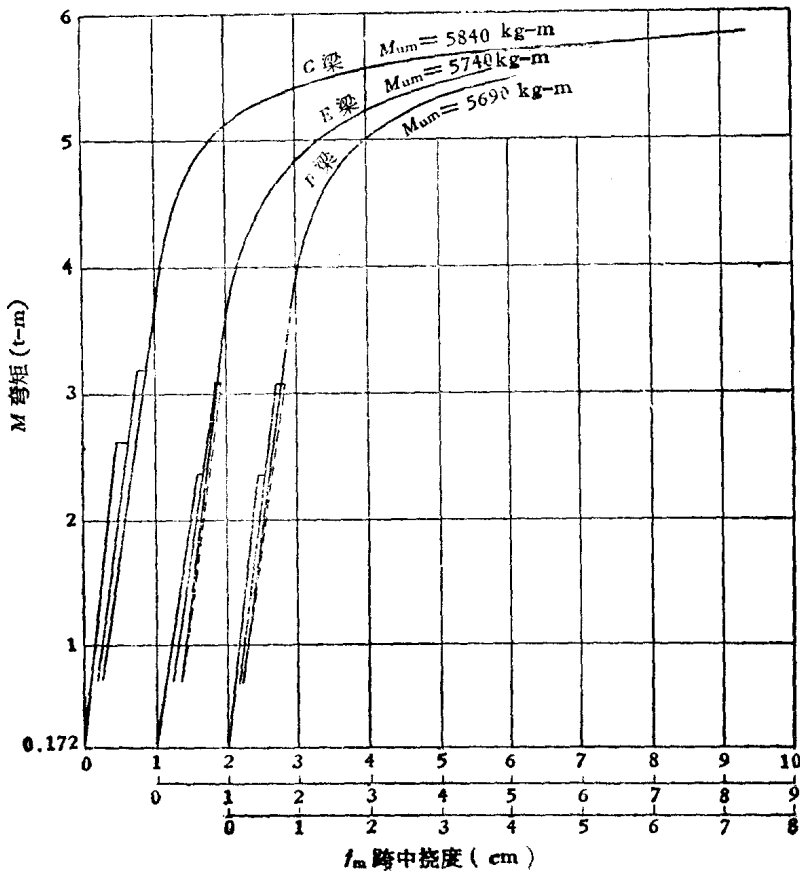


图 22 弯矩-挠度曲线

从表 6 可以看出：

1. 在  $M \leq 0.75 M_{um}$  时，计算挠度  $f$  值接近而稍大于实际挠度  $f_m$ ，因此在构件出现裂缝以前，瞬时荷载所产生的挠度可以用材料力学的方法来计算。

2. 从  $f_m$  的增长情况来看，E 梁在  $M > 0.75 M_{um}$  时才增加得比较快，C、F 梁相差不多，由此可见预应力值  $\sigma_{st}$  对挠度的影响不大。

3. 接近破坏时，F 梁的挠度为 43.5 毫米，裂缝宽度达 0.3 毫米，这可认为是有一定的破坏警告。

4. 混凝土的弹性模量比较低，原因有二：一是为了符合实际情况，弹性模量试件在试验前后没有经过反复加荷，因此塑性应变没有消除，而弹性模量显然要降低；二是我们所用的混凝土的水泥含量比较多。

#### (四) 截面的应变

我们曾经用槓桿应变计和电阻丝应变计测量沿截面高度的应变变化，由于电阻丝的基距太短，只有 18 毫米，结果不准确。槓桿应变计的基距为 100 毫米，结果比较满意。图 23 是 E、F 梁跨中截面的应变图，从图中结果可以得出：