

配置带状横向预应力筋的后张预应力板桥研究

沈颖坤 孙宝俊 编译

摘要:对一座两跨的3/10大比例的后张预应力板桥模型进行试验研究。模型板直接架设在柱上,其间不用柱帽;桥板中除了有均布的纵向后张预应力筋之外,还在支柱上方的狭长区域布置了横向带状预应力筋束。施加AASHTO车道荷载,观测模型结构在恒载、活载下的短期和长期反应,并与有限元分析的结果进行了对照。

关键词:预应力混凝土桥 板 应变 应力分析 试验分析

1 引言

近年来预应力板桥逐渐成为一种流行的桥梁形式。它既能满足弯矩承载要求,又降低了截面高度,使桥下净空增加,结构趋于美观;需要时连柱帽都可以省去,只在板和柱间设置强化氯丁橡胶衬垫。美国得克萨斯州威奇托福尔斯市的塔夫脱过街天桥就是其中一例,如图1所示。该桥主体为纵向预应力筋均布的现浇后张预应力板,板由柱帽支承,在支柱上方的狭长区域布置了横向预应力筋束。此桥共有3跨,其最大跨度为28.8m。为了对这种类型的桥梁进行深入的研究,在试验室里对塔夫脱过街天桥的3/10比例的模型进行了试验。

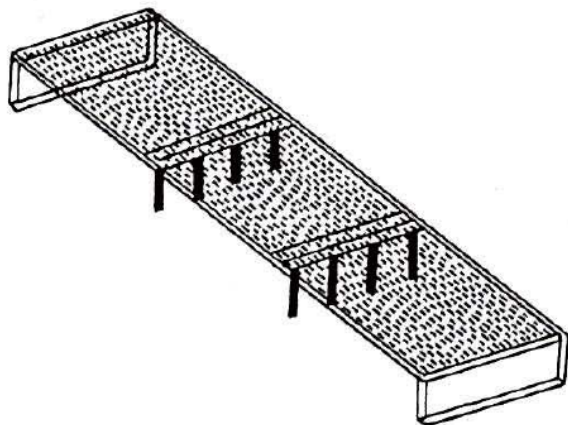


图1 配置横向带状预应力筋的预应力板桥

为了设计这种类型的试验桥板,对原型做了

如下简化:(1)忽略倾斜、扭曲的影响,将等效预应力荷载加在支柱间的连续板条上,以便对结构纵向进行分析。(2)为了研究横向带状预应力影响区域的应力状况,假定应力如图2中的楔形分布,在此区域的临界横截面计算由后张预应力引起的平均应力。对恒载和交通荷载下的横向应力使用常规板分析程序进行计算。平面应力与弯曲应力相叠加,得出所需的应力设计值。

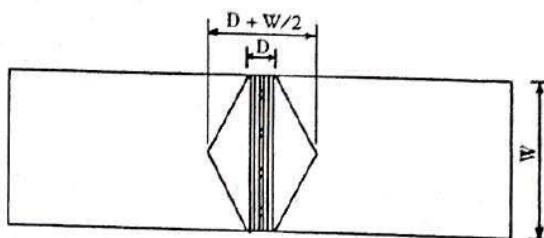


图2 近似设计中假定的应力分布形式

这些假定带来了如下误差:(1)带状方法并不能准确地反映桥板的挠曲形式,这样又使得对板上的纵向应力分布预测不准确。产生这些误差是因为实际上板是双向受力而不是单向受力。在徐变的作用下,这种误差变得尤为明显。(2)由带状预应力引起的横向应力分布要比假定情况复杂得多,在受影响区域内将应力平均化又不能准确地反映应力的连续性。所以,在横截面的一些节点处结构实测平面应力要比计算预测值小很多,而在另一些节点处则偏大。(3)上述方法假

定各方向只有单向应力。而混凝土在双向应力下的强度要比单向应力的高,在双向应力下混凝土在破坏前可以有较大的变形。在这些误差的作用下,设计者会得出过于保守的设计。

为了更有效地设计此类平板桥,本研究对大比例尺的模型进行试验,并采用了数值模拟技术进行研究。设计这个模型是为了得到有关应变分布、设计荷载下的结构反应、混凝土与后张预应力的物理特性等内容。对结构在荷载下的反应分为以下几步:(1)施加预应力和恒载,研究其长期与短期效应;(2)施加 AASHTO 模拟荷载以决定活载下的位移和应变变化;(3)间断地测量结构应变与位移,以研究结构在徐变、应力松弛和活载下的反应。

2 试验模型

2.1 模型特征

模型的外形与原型基本相同,只有如下2点差别:(1)因为试验设施的限制,模型被做成2跨而不是原型中的3跨;(2)为方便起见,在模型中不考虑原型中桥面 6.6° 的微小倾斜。模型的尺寸,包括预应力筋的偏心距都是根据原型按比例确定。表1列出了原型与模型各尺寸的比较。模型长16.8m、宽5.33m、厚0.229m,它由支柱上的氯丁橡胶衬垫支承,4根间距1.4m的支柱被放置在板的中间,距两端各8.5m。

表1 塔夫脱过街天桥原型与模型的各项比较

项目	原型	3/10 比例模型	实际模型
宽度/m	17.68	5.30	5.330
跨度/m	28.80	8.64	8.460
厚度/m	0.762	0.23	0.229
柱子直径/m	0.914	0.27	0.250
衬垫 直径/m	0.838	0.252	0.248
厚度/mm	44.45	13.34	12.70
纵向非预应力筋配筋率/%	0.17	0.17	0.17
横向非预应力筋配筋率/%	0.34	0.34	0.34
锚固处 f_{psi} /MPa	6.58	6.58	6.58
纵向	6.41	6.41	5.39
横向	24.12	24.12	42.72
f'_{ci} /MPa	34.45	34.45	44.79
恒载/kPa	17.40	17.40	5.22
补偿恒载/kPa	-	-	12.18

为了研究结构的时效反应,在模型中特意使用了与原型中相同的材料。原型与模型都是由28天抗压强度为34.5MPa的混凝土建造而成。为了使模型的骨料与原型相比也具有相似性,应

该使用最大粒径为6mm的骨料。但由于当地该尺寸骨料的物理性质与原型中的19mm石灰石的物理性质差别很大,在模型中就使用了19mm的石灰石作骨料。同时为了便于施工,模型中每根支柱的直径也略小于原型的30%。最后为了满足非预应力筋的类似性,应该使用直径4.8mm的钢筋,而变形筋的尺寸中没有4.8mm的。既然不能使每根钢筋的尺寸都符合比例,就控制模型的总配筋率使之与原型相等,以达到相似的目的。

为了达到完全的相似性,模型与原型的密度也应符合要求,但因为两者都是由混凝土建造而成,密度的比例就无法满足。作为恒载补偿,在板上施加了附加的荷载:在板上每隔0.6m悬吊加重块以模拟53.3cm厚的均布混凝土重。

纵向预应力筋由40根间距13.0cm的 $\phi^{15.2}(1 \times 7)$ 钢绞线组成。横向预应力筋最先施加,由7根间隔13.7cm分布的同规格钢绞线提供。横向预应力筋为直线,平行于柱轴线,布置在板平面的中间。

按原型的应力进行计算,模型中预应力引起的锚具附近混凝土平均纵向与横向应力分别为5.93MPa和5.40MPa。使用可弯曲的金属导管作预应力孔道,灌浆入口则采用6.35m的PVC管,它由孔道上T形接口竖直伸出桥板。预应力筋的分布和形状如图3。

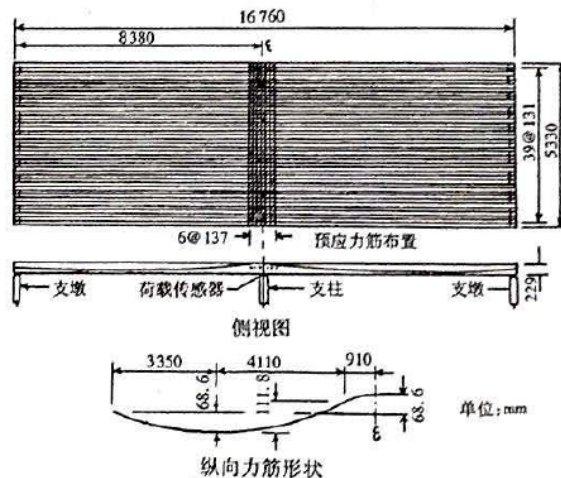


图3 预应力筋布置

原型中的非预应力筋为5号筋,它在纵、横向间距分别为30.5cm和15.2cm。这使得其纵向和横向的配筋率分别为0.17%和0.34%。模型为保持此配筋率不变,在纵、横向分布了间距为36.6

cm 和 18.3cm 的 3 号非预应力筋。

柱上的衬垫直径 24.8cm、厚 1.27cm。每个强化衬垫由 3 层高弹橡胶垫与 2 层钢垫交错紧密叠和而成。两侧支墩上的衬垫对于受横向预应力的区域没有影响,所以对其不考虑特殊构造;在此处使用一个连续钢盘支承的非强化弹性橡胶体。

2.2 数据采集

为了量测混凝土的应变,研究人员在非预应力筋上直接粘贴了 185 个电阻应变片(如图 4 所示)。除了在 26、31 和 46 处,应变片都与顶部和底部的非预应力筋一道朝着纵向或横向;只有在这几处增加非预应力筋的螺纹短管接头处以 63.4°的角度和上部钢筋连接在一起,在其上贴应变片量测剪应变。在设置带状预应力筋的区域附近,应变片被加密以精确测量横向应变及其变化。此外在 46 处的混凝土外表面植入了纵向和横向的应变片以测量混凝土的初始收缩并核对其它应变片的数据。

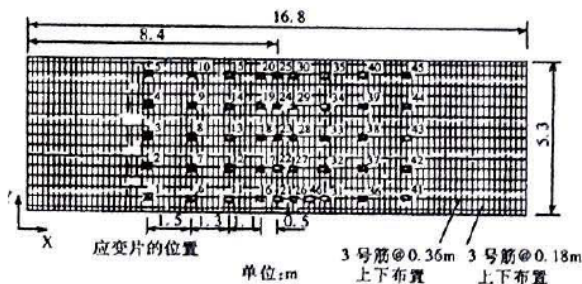


图4 应变片的布置

板的挠度是由 18 个线性微分传感器(LVDTs)来测量,在每跨隔 1/4 跨度处并排设置 3 个。支反力由厚 2.54cm 钢承盘间的 225kN 荷载传感器量测,而桥板则支撑在上钢盘上的氯丁橡胶衬垫上。在支柱上使用的是钢环盘,在支墩处则使用宽 20.3cm 的连续钢盘。每根柱上安排二个荷载传感器,而对每个支墩则分别在两侧和中间共安排 3 个荷载传感器。浇注结束后立即开始每天一次的测量,并一直延续到养护结束。这是为了研究结构的初始收缩。一块与结构同时建造的 0.91 m × 0.61m × 0.229m 混凝土被作为收缩试件受到严密观察。在横向张拉时,每张拉一组(8 根)预应力筋,就测量一次结构应变。张拉结束后,每隔一定时间量测变形和应变,以研究徐变的影响。同时量测收缩试件的数据以区分徐变的应变和收缩的应变。

养护开始 20 天后,张拉预应力筋。为满足与原型的相似性,要施加附加恒载。整个过程分两步进行,每次施加 50% 的预应力和附加恒载。第一步预应力加载完成后拆除喷淋养护设施。然后在板中预埋的 9.5mm 线环上悬吊 50% 的附加恒载。二次张拉预应力筋后,施加另一半附加恒载。最后对孔道进行灌浆并结束建造过程。

2.3 预应力

本次试验最重要内容是预应力引起的应变分布和由此分布所引起的时效反应,因此施加使用预应力和恒载补偿是本试验的关键。当混凝土强度超过 0.8 f_c (28 天)后,由横向开始对模型施加预应力。在张拉过程中,量测预应力筋的伸长量以确定初始预应力。横向预应力筋的伸长由下面公式给出:

$$\delta_L = \frac{F_2 L}{E_{ps} A_{ps}} \cdot \frac{e^{\mu\alpha + KL} - 1}{\mu\alpha + KL} \quad (1)$$

其中 $F_2 = F_1 e^{-(\mu\alpha + KL)}$

式中, A_{ps} 为预应力筋名义截面积; E_{ps} 为初始弹模; F_1 为张拉端拉力; F_2 为固定端拉力; K 为摩擦阻系数; L 为预应力筋长度; α 为预应力筋累计转角; μ 为弯曲摩擦阻系数。

摩擦阻系数 μ 和 K 在预应力筋张拉时未知,必须进行估计才能计算出控制伸长量。由 AASHTO 的规定,取 $K = 0.0049/\text{m}$, $\mu = 0.25/\text{rad}$ 。因为预应力筋的累计转角较小,长度也不大,所以这些值的误差不会带来控制量上的显著误差。对于横向预应力筋, $F_1 = 262\text{kN}$, $\alpha = 0$, $L = 5.33\text{m}$, 由公式 (1)、(2) 算出 $F_2 = 255\text{kN}$, $\delta_L = 3.18\text{cm}$ 。

预应力损失中最重要的一项是锚具损失。通常的解决方法是对预应力筋超张拉。在本例中,因为预应力筋长度相对较小,超张拉所需的应力超过 AASHTO 或 ACI 推荐的预应力筋最大应力;而且锚具损失对各个锚具来说都是不同的。因此,为了得出均匀布横向拉应力,研究人员采用在锚头和锚板间加垫片的方法而不是进行超张拉来降低预应力损失。这样就得出模型中各根预应力筋的较精确的控制伸长量。

纵向预应力张拉较横向复杂。在纵向,张拉后不能消除锚具损失,因此预应力筋在张拉后会缩短并引起反摩阻力。因摩阻力作用于前后两个方向,预应力筋的伸长不能用公式 (1)、(2) 计算,

因为公式(1)、(2)是由假定单向摩阻力推出的。

2.4 AASHTO 设计荷载

为了研究模型在活载下的反应并借此验证有限元分析的可靠性,研究中使用了 AASHTO MS16 车道荷载。考虑到相似的要求,在上述荷载对应的模型上 0.9m 宽的车道上施加 3.07kPa 的均布荷载和每跨上每车道 7.29kN 的集中荷载。由可移动的混凝土块组成的两条车道荷载被作为均布荷载。集中荷载由连接在模型上方的框架处的水压传动装置施加。上述荷载以不同的方式混合施加以检验算出的变形和应变是否与试验值相吻合。

2.5 数值模拟

研究人员用 TEXSLAB 程序对板进行了有限元分析,该程序是为了研究预应力板在静态作用下的长、短期效应而设计的,它考虑了温度、徐变、收缩、加载历史和预应力筋松弛的影响。尽管该程序可模拟材料的线性和非线性与几何的线性和非线性,本文只叙述材料线性和几何线性模拟的结果。

TEXSLAB 可以直接输入材料特性。混凝土的主要特性包括抗压强度、抗拉强度、初始弹性模量和压应力下的应变等。该程序采用了 ACI 209 协会提供的混凝土各项指标值。此外输入的混凝土的参数还包括极限收缩应变、混凝土坍落度、构件最小尺寸、相对湿度和热胀系数。非预应力筋的参数包括弹性模量、硬化后屈服时的弹性模量、极限应变。预应力筋规定有 0.1% 的条件屈服强度、松弛系数和至少 5 点的应力应变曲线。所需预应力筋的其它信息由建造方决定,包括预应力筋是先(后)张法和有(无)粘结。此外孔道的摩擦损失系数和弯曲摩擦系数也是需要的参数。

3 结果分析

3.1 混凝土的收缩

为了消除时效应变中的收缩应变,要把荷载作用下的结构应变单独隔离出来,收缩是用前面提到的收缩试件来监测。表 2 显示了收缩试件的应变值和板上 46 处的纵向和横向应变值。这些应变值在图 5 中示出,且 ACI 的公式曲线一并在图中示出。

$$\varepsilon_{sh}(t) = K_s K_h K_H \frac{t-7}{35+(t-7)} \varepsilon_{shu} \quad (3)$$

式中, $\varepsilon_{sh}(t)$ 为保湿养护 7 天的混凝土在第 7 天的收缩应变值; ε_{shu} 为最终收缩应变值; K_s 为坍落度修正值,此处 $K_s = 0.89 + 0.041s$; s 为坍落度 (in); K_h 为由试验曲线确定的混凝土构件尺寸修正值; K_H 为相对湿度修正值,此处 $K_H = 1.4 - 0.01H$ ($40 \leq H \leq 80$), $K_H = 3.0 - 0.03H$ ($80 \leq H \leq 100$); H 为环境相对湿度 (%)。

表 2 收缩应变测量值

时间/天	收缩应变/ $\mu\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$			
	收缩样本	46 处 x 方向	46 处 y 方向	ACI* 的值
1	-48	-142	-125	-
14	-222	-193	-205	-76
15	-196	-185	-200	-84
16	-225	-214	-230	-93
17	-232	-194	-209	-101
20	-240	-184	-236	-125
57	-275	**	**	-267
91	-316	-	-	-320

注: * ACI209 协会的推荐值; ** 20 天以后的测量值已包括预应力的影响。

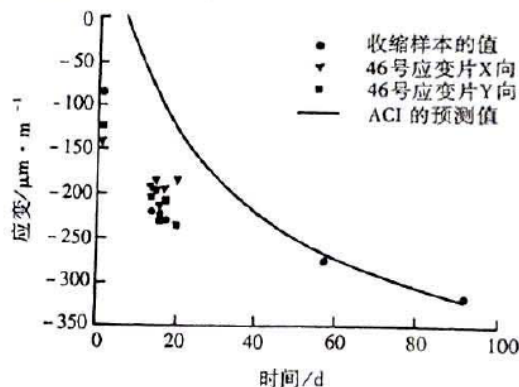


图 5 收缩应变的实测值与计算值

已知模型的收缩主要发生在混凝土的早期。但公式(3)以 7 天早期湿养护为假定,对结构的早期收缩估计的较低。测试收缩结果表明,对结构进行覆盖和每天浇水并不能在最早 7 天养护期内阻止收缩的发生。20 天时施加预应力,此后板的收缩就没有显示。收缩试件在 57 天和 91 天时的收缩值非常接近公式(3)的计算值。因此,从长远考虑,用 ACI 计算的收缩值可从模型总的时效应变中除去收缩的影响。

3.2 预应力及其影响

纵向预应力筋的张拉伸长为 10.8 ~ 12.4cm, 其平均值为 11.55cm, 标准差为 0.38cm。要求预应力的伸长值为 11.7cm。固定端千斤顶的压力计的读数表明实际的摩擦系数与计算预应力值所

用的值相吻合。决定在有限元分析中取 $K = 0.008/\text{m}$, $\mu = 0.35/\text{rad}$ 。

图6为横向预应力作用下板中线附近上表面处的横向应变分布(此时还未施加纵向预应力)。研究人员将有限元分析得出的等应变线与试验中实测的数据相对照,其中缺少的值为应变片失效。图7显示了横向应变实测值与有限元分析值和弹性理论值的比较,有限元分析值和弹性理论值都与实测值较吻合。

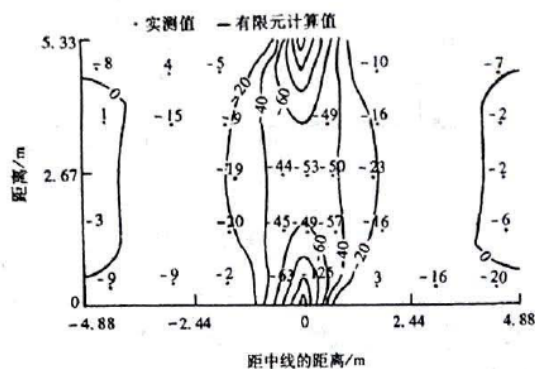
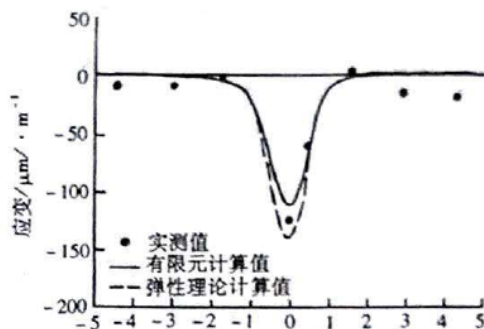


图6 施加横向预应力后的模型上表面横向应变($\times 10^{-6}$)

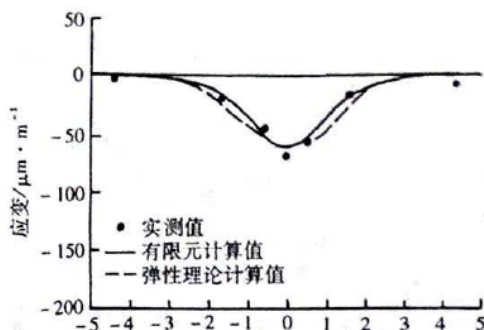
结构的时效徐变是荷载引起的初始弹性应变发展的结果。图8为张拉310天后上表面处纵向与横向应变分布图。在板的不同部位显示应变片的量测值。一般来说,荷载、时效收缩和徐变下的有限元分析值要比实测值大。这些图显示了模型实测值与有限元分析值的对比。从中可见有限元分析不一定能准确地预测不同加载程序和徐变影响下的结构应变。

图9为施加预应力不同时间的板中央的挠度(由LVDT₂测得)。它说明在14~230天之内,板的挠度只有微小的变化。板挠度的最大变化为0.2mm。这对应着真实结构的0.7mm。图10为张拉预应力筋310天后离板边0.92m的线上的竖向挠度。显然此值与有限元分析的预测值十分吻合。

通过对应变值的研究,可以对结构的时效反应作总体的观察。图11为21与26处板边附近横向徐变应变与公式(3)所得值的对比。在应变片处,加载程序对于决定应变大小作用较大,而对于各程序而言,加载程序的影响较小。在每一阶段量取应变,收缩应变和瞬时应变应被从中除去。

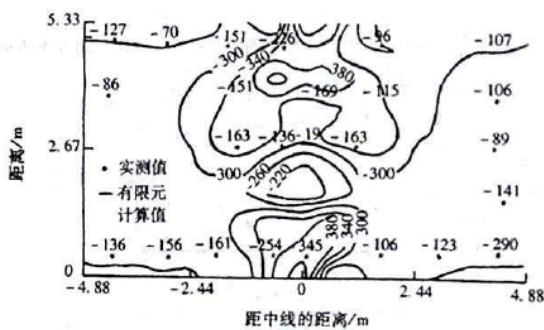


(a) 距中线的距离/m

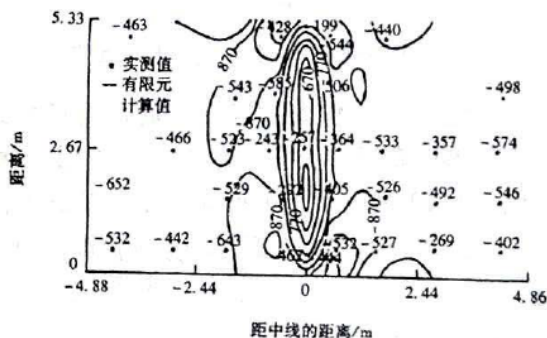


(b) 距中线的距离/m

图7 模型横向应变的比较



(a) 横向



(b) 纵向

图8 施加预应力310天后,预应力与恒载作用下模型上表面应变($\times 10^{-6}$)

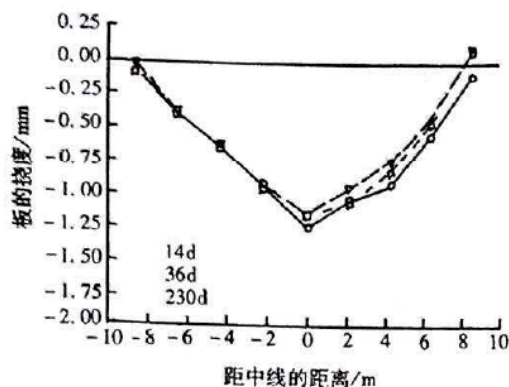


图9 时效反应引起的板的挠度

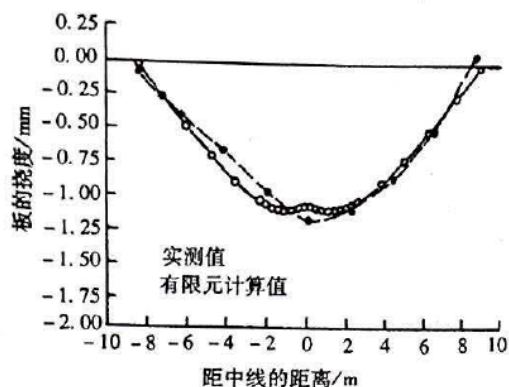


图10 板上距边缘0.92m处的挠度

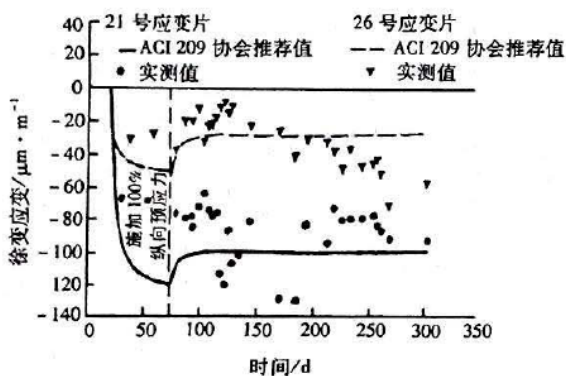


图11 模型徐变应变的实测值与计算值

结构中应力变化大的区域有剪切滞后的现象。板边附近靠近带状预应力筋的地方就是这样的区域。图12为由26、31处应变实测值计算出的剪应变。两处的剪应变都以相似的速度随时间变化。

3.3 AASHTO 设计荷载

研究人员施加 AASHTO 设计荷载进行试验,通过研究结构在活载下的反应来检验分析程序计算结果的准确性。为了使加载的效果达到最大,在板边还设置了2条车道荷载。这样的设置是为了获得最大的结构挠度并在2个外侧柱间的区域

取得最大的横向应变。最初分布荷载和2个 AASHTO 模拟集中荷载所对应的应变大小不足以准确测量。考虑到板相对较厚,这种情况并不出人意料。活载的效应太小,是因为对于本例而言恒载是主要的影响因素。

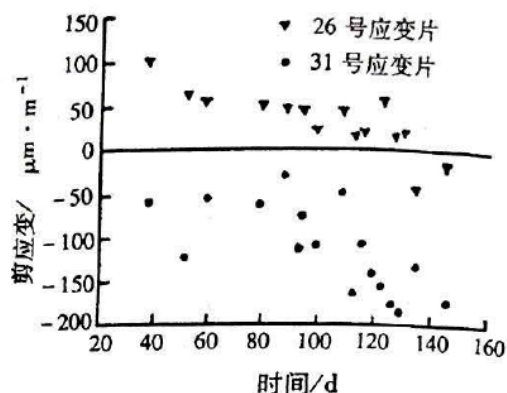


图12 受带状预应力影响区域的剪应变

为了得出较大的常应变和竖向挠度以便测量,作为对均布荷载的补充,试验中施加了较大的集中荷载。此荷载大小为初始荷载的2.5倍。这些荷载被不对称地放置在每跨的距中心线3m、2.4m、1.8m处。表3对照地列出了由LVDTs量测的沿荷载中线板的挠度和有限元分析所得的挠度。这些数据在图13中示出,大多数点的有限元分析计算挠度与实测值误差在10%以内。通过对有限元模型进一步精密修正,以后还可以得到更精确的值。

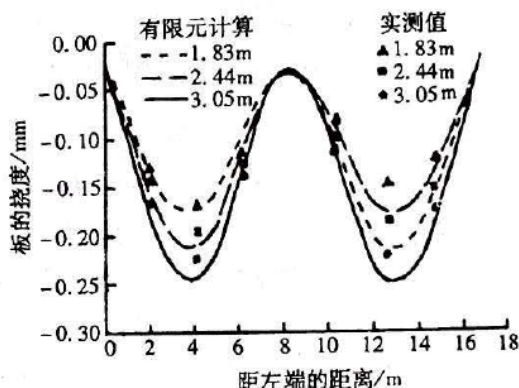


图13 AASHTO 活载引起的模型挠度

图14为有集中荷载作用于离中心线3.05m处时板上表面的纵向应变的量测值与有限元分析计算的等应变线。从中可以看出有限元计算的应变分布与实测值基本吻合。其中也有一些不吻合之处,也许是因为应变太小(导致量测值误差过大)。尽管研究人员可以施加更大的荷载,不过

那样就会与原型的活载失去了相似性。

