

基于压缩薄膜效应的混凝土桥面板承载力算法

郑 愚^{1,2}, Su. E. Taylor², Des. Robinson²

(1. 英国贝尔法斯特女王大学 建筑、规划与土木工程学院, 贝尔法斯特 英国, BT9 5AG;

2. 东莞理工学院, 建筑工程系, 广东 东莞 523808, albert21i@hotmail.com)

摘 要: 为研究混凝土桥梁面板的真实承载能力, 结合混凝土板内的压缩薄膜效应对结构进行分析. 通过结构试验的方法分析了一套典型的钢混桥梁结构, 试验过程中对配筋率、支撑梁尺寸和混凝土强度进行调整并分析其对承载能力的影响. 结果表明, 由于压缩薄膜效应的作用, 结构的真实承载能力大于现行设计方法的计算结果. 根据过去的研究, 基于塑性极限理论, 建立一套考虑压缩薄膜效应的混凝土桥梁面板的承载力计算方法. 在该方法中, 对混凝土桥梁面板所承受的侧向约束刚度进行定义. 通过与多桥梁面板的试验结果进行对比后发现, 该理论模型能够准确地计算出此结构类型的承载能力.

关键词: 混凝土桥面板; 极限承载力算法; 压缩薄膜效应; 弯曲冲切; 受剪冲切

中图分类号: TU375.4

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2010)04-0644-08

Prediction methods of loading carrying capacities in concrete bridge deck slabs with consideration of compressive membrane action

ZHENG Yu^{1,2}, Su. E. Taylor², Des. Robinson²

(1. School of Architecture, Planning and Civil Engineering, Queen's University of Belfast, Belfast, U. K. BT9 5AG; 2. Dept. of Civil Engineering, Dongguan University of Technology, Dongguan 523808, China, albert21i@hotmail.com)

Abstract: In the investigation of real loading capacities in concrete bridge deck slabs, the study of this type of structure was carried out with consideration of compressive membrane action. A series of experimental test of steel-concrete bridge structures was developed with the analysis of influences from the varying of structural parameters on loading capacities, including reinforcement percentages, supporting beam sizes and concrete compressive strength. Through the study of the experimental results, it was found that the real structural loading capacities are larger than those predicted by current design methods. Therefore, based on the previous research, a prediction method for loading capacities of concrete bridge deck slabs was established with consideration of CMA, which was built based on the plastic ultimate analysis. In this method, the lateral restraint stiffness subjected by concrete bridge deck slabs was provided. The proposed theoretical model is capable of predicting the loading capacities of this type of structure accurately with comparison of results from several bridge deck experimental tests.

Key words: concrete bridge deck slabs; ultimate loading carrying capacity prediction methods; compressive membrane action; flexural punching failure; shear punching failure

在过去的研究中发现由于压缩薄膜效应 (compressive membrane action) 或拱效应 (arching

action) 的存在, 带有平面内约束的混凝土板中的极限承载力要远大于传统设计方法计算得出的结果^[1]. 虽然针对 CMA 的研究在国际上已经开展了近 40 年^[2], 但是在很多设计方法中仍未对其加以考虑. 目前国际上只有部分较为权威的设计/评估规范将该结构效应纳入其中. 这些规范包括

收稿日期: 2009-03-03.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50908055); 广东省科技厅科技计划资助项目 (2009-02-017).

作者简介: 郑 愚 (1978—), 男, 博士, 讲师.

Department of Regional Development (NI), Design Specification for Bridge Decks^[3]; The Canadian Bridge Design Code^[4] and the UK Highways Agency Standard BD81/02^[5]. 本文将对典型的混凝土桥面板结构进行试验研究和理论分析,建立一套考虑了压缩薄膜效应的能够准确计算该结构类型承载能力的理论模型.

1 压缩薄膜效应的理论背景

钢筋混凝土板的强度受其边界条件的影响,其中包括转动和轴向的约束.在过去的分析中,前者的影响已经被广泛地接受和理解.但是对外来的平面内的约束,如支撑梁和加载区外围板块的横向约束,对承载力的影响却经常被忽略.混凝土板中的压缩薄膜效应是由于混凝土材料自身抗压与抗拉强度之间的巨大差异引起的.从图1中可以看出,当荷载施加到一定程度时,加载区的底部和边界处的顶部边开始开裂.在这种情况下,截面内的中和轴便会向着混凝土受压区移动.当混凝土板的末端受到刚性约束时,由于对支座处受压区的约束,压缩薄膜压力(或拱推力)便会在混凝土板内部产生.这一薄膜效应将会增加混凝土板内的受压区高度,同时也提高了混凝土板的极限强度.

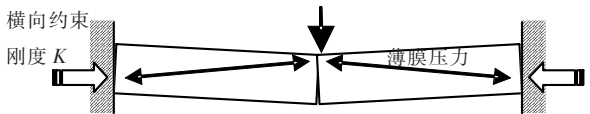


图1 带有横向约束混凝土板中的压缩薄膜效应

在过去的研究中,英国贝尔法斯特女王大学的 Rankin 和 Long 总结了一套考虑 CMA 对板柱

结构承载力的计算方法^[5]. 此后, Kirkpatrick 等人将这方面的研究延伸到对 M 型桥梁的研究中^[6],同时也建立一套基于 CMA 的桥梁面板的设计方法. 最近 Taylor^[7]将这一方法进一步拓展,同时还发现在高强混凝土板中压缩薄膜效应更为明显. 但是以上研究中所推出的理论算法,仍然有部分假设是基于经验判断的. 因此,在笔者的研究中^[8]的数值模型^[9]可以将这一理论算法进一步完善.

2 研究的物理模型

2.1 试验模型

物理模型是一套 1:3 的组合结构的桥梁模型^[8] (如图2所示). 试验模型是典型的钢混组合桥梁结构中最外边的一跨. 在典型的桥梁结构中,中间跨的桥梁面板所受到的侧向约束刚度最大,因此其跨中混凝土板的压缩薄膜效应也是最强的. 而外围跨的桥面板的侧向约束刚度最低,用其对桥梁面板的承载力进行评估最为保守可靠,同时也能最为有效地验证压缩薄膜效应的存在. 本次试验中,共有 6 个缩小比例的钢混组合桥梁模型进行极限承载力测试.

在该试验模型中,混凝土板由两边的工字钢梁支撑,钢梁与混凝土板之间用型号为 25 mm × 25 mm × 50 mm^[10] 的 L 型钢构件作为剪力键. 在板中部,用一根 25 mm × 500 mm 的钢梁作为加载构件,以此来模拟两个轮胎同时作用在桥面板上的效果. 此外,所有配筋位置都位于混凝土板的中部. 试验模型的具体细节分别见图2和表1.

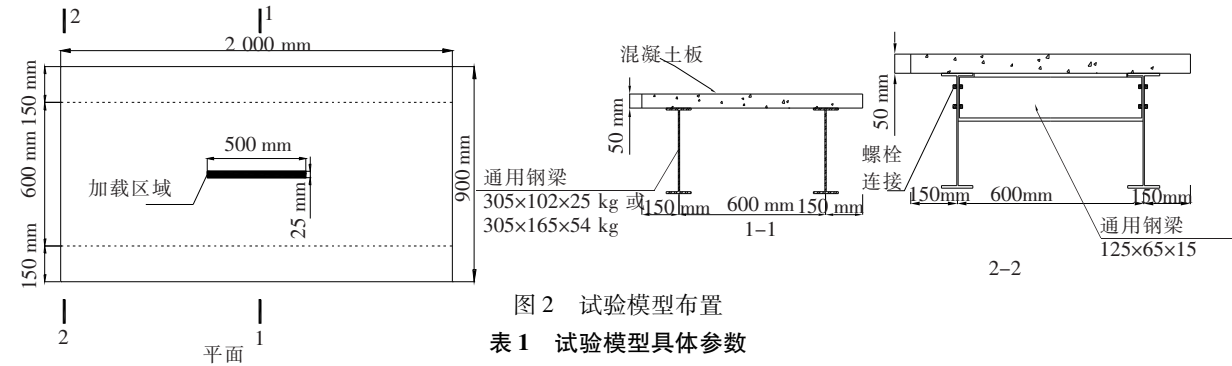


图2 试验模型布置

表1 试验模型具体参数

模型	板厚度 h mm	ρ %	f_{cu} $N \cdot mm^{-2}$	f_t $N \cdot mm^{-2}$	支撑钢梁截 面型号	I_y cm^4	P_1 kN
M36SB05	50	0.5	35.8	3.83	305 × 102 × 25 kg	123	58
M77SB05	50	0.5	77	4.8	305 × 102 × 25 kg	123	78
M38BB05	50	0.5	37.7	3.51	305 × 165 × 54 kg	1 063	79
M69BB05	50	0.5	68.8	4.4	305 × 165 × 54 kg	1 063	99
M33SB10	50	1.0	32.8	3.77	305 × 102 × 25 kg	123	63
M34BB10	50	1.0	33.8	3.43	305 × 165 × 54 kg	1 063	95

从表 1 中可以看出,各个模型之间主要变化的结构参数包括混凝土板中混凝土的抗压强度、板中的配筋率和支撑梁的尺寸. 为了研究横向约束刚度的影响,在本次试验模型中,采用了两种截面尺寸的工字钢梁(见表 1). 约束刚度的改变主要通过改变钢梁水平方向的惯性矩(I_{yy})来实现(见表 1). 这是本次试验研究的一个重点,因为在过去的研究中,横向约束刚度的变化对桥面板承载力的影响经常被忽略或将其看作一个常数^[11].

2.2 试验结果

所有模型的极限承载力结果如表 1 和图 3 所示. 可以看出,最大的承载力发生在混凝土强度较高和钢梁尺寸较大的桥梁模型中(模型 M69BB05). 这正是由于该模型中的 CMA 最为明显. 从过去的研究中得知^[8],CMA 的强弱取决于混凝土的强度、混凝土板的跨高比和横向约束的大小. 通过比较模型 M36SB05 和 M38BB05,可以发现当钢梁的 I_{yy} 增加了 10 倍之后(截面面积提高了 2 倍),混凝土桥面板的承载能力提高了近 40%. 由此可以看出,约束刚度的提高是增加桥面板承载能力的有效手段. 但是在对模型 M36SB05 和 M33SB10 的比较中却发现,配筋率的提高没有引起混凝土板的承载能力显著变化. 从荷载与跨中位移的曲线关系可以看出,当在加载初期(开裂发生之前),每个模型的曲线变化差别不大. 当施加荷载超过开裂荷载后,在约束刚度较大和混凝土强度较高的模型中,刚度退化的现象没有那么显著,这是由于在这些混凝土板中存在着较大的拱效应.

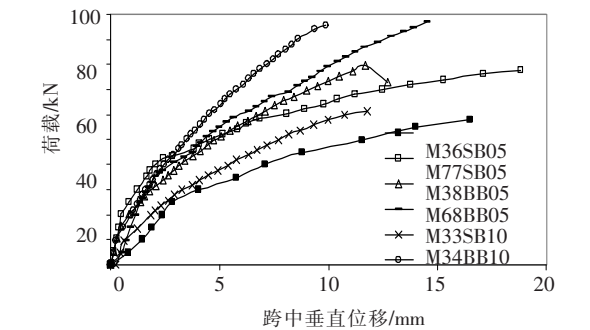


图 3 试验结果中荷载位移曲线

但是同时可以发现,在 CMA 较为显著的模型中,破坏形态更表现为脆性,破坏区域更为局部. 这也意味着,当混凝土板内部 CMA 增加的同时,其结构的延性正在逐步下降.

3 桥梁面板承载力计算方法

3.1 现有规范中的计算方法

通过上面的试验结果发现压缩薄膜效应的确

存在于混凝土桥面板结构中. 因此,在本次研究中将采用来自英国(BS5400^[12])、美国(ACI318-05^[13]和 AASHTO^[14])、欧洲(EN 1992-1-1^[15])和中国(GB50010-2002^[16])现有的承载力设计规范. 分别使用各个规范中的弯曲和冲切承载力的计算方法对试验模型承载力进行评测. 由于是对结构的极限承载力进行预测,去除每个规范中弯曲和冲切承载力计算公式的安全系数. 现行规范的计算结果如表 2 所示.

通过对规范计算结果与试验结果的比较可以看出,目前通用的结构设计规范中对承载力评测方法都过于保守,特别是对约束刚度较大的桥梁模型承载力的评测. 造成这一巨大误差的真正原因在于目前 CMA 仍然没有被现行的众多设计规范采纳,现行的设计方法无法反映约束刚度对承载能力的影响.

表 2 试验结果与现行规范计算结果的比较
(a) 中国规范计算结果

模型	试验承载力 P_t kN	弯曲承载力 P_{tGB} kN	冲切承载力 P_{vGB} kN	P_t/P_{pGB}
M36SB05	58	26	48	2.19
M77SB05	78	28	80	2.81
M38BB05	79	27	50	2.97
M69BB05	99	28	74	3.59
M33SB10	64	49	45	1.42
M34BB10	95	49	46	2.07
		平均值		2.51
		标准偏差		0.77
		变异系数		0.31

(b) 英国规范计算结果

模型	试验承载力 P_t kN	弯曲承载力 P_{tBS} kN	冲切承载力 P_{vBS} kN	P_t/P_{pBS}
M36SB05	58	25	45	2.30
M77SB05	78	27	58	2.87
M38BB05	79	25	46	3.10
M69BB05	99	27	56	3.67
M33SB10	64	44	56	1.47
M34BB10	95	45	57	2.10
		平均值		2.58
		标准偏差		0.79
		变异系数		0.30

(c)美国规范计算结果				
模型	试验承载力 P_t kN	弯曲承载力 P_{fACI} kN	冲切承载力 P_{vACI} kN	P_t/P_{pACI}
M36SB05	58	27	51	2.12
M77SB05	78	29	75	2.65
M38BB05	79	28	53	2.86
M69BB05	99	29	71	3.39
M33SB10	64	47	50	1.35
M34BB10	95	47	50	2.00
		平均值		2.39
		标准偏差		0.72
		变异系数		0.30

(d)欧洲规范计算结果				
模型	试验承载力 P_t kN	弯曲承载力 P_{fEN} kN	冲切承载力 P_{vEN} kN	P_t/P_{pEN}
M36SB05	58	25	38	2.29
M77SB05	78	27	48	2.90
M38BB05	79	25	38	3.10
M69BB05	99	27	47	3.69
M33SB10	64	42	47	1.54
M34BB10	95	44	47	2.17
		平均值		2.61
		标准偏差		0.77
		变异系数		0.29

3.2 基于 CMA 的承载力计算方法

3.2.1 破坏形态

要建立可以正确评测混凝土桥面板的计算方法,必须先准确地认识该结构在局部荷载作用下的破坏形态.从试验结果可知(如图 3),冲切破坏是该结构类型最常见的破坏形式.试验过程观察得知在冲切破坏的同时,弯曲破坏或剪压破坏也同时发生.因此,可以将桥面板在局部荷载作用下的破坏形态分为弯切破坏(flexural punching failure)和剪切破坏(shear punching failure).

通常弯切破坏发生时伴随着钢筋的屈服,所以,这种破坏形态发生时,结构的延性一般较强.同时,在弯切破坏发生的板结构中,配筋率都比较低而且破坏时屈服线开展的面积比较大.这一点可以从 Rankin 和 Long^[17]的研究中得到证实.

与弯切破坏相比,剪切破坏属于比较‘脆’的破坏形态.剪切破坏通常发生在配筋率比较高和横向约束刚度比较大的混凝土板结构中.因此,当这种破坏形态发生时,钢筋通常没有屈服.

试验结果分析可知,当桥梁结构中混凝土强度较低和横向约束刚度较小时,破坏形态会更接近弯冲破坏.反之,剪切破坏便会发生.然而在实际工程中,破坏状态往往是介于两者之间的.

前期的研究结果表明,CMA 可以同时提高混凝土板结构中的抗弯和抗剪承载力^[7],但是结构的延性也随着 CMA 的增强而减弱.正如前面所讲,混凝土板中的 CMA 将会随着混凝土强度和横向约束刚度的提高而变得显著.因此可知当 CMA 越显著,结构的破坏形态就越有可能接近剪切破坏.

3.2.2 承载力预测的理论模型

为了正确预测钢筋混凝土桥梁面板中的极限承载力,建立一套合理的承载力预测模型.在这个理论模型中,承载力计算分为弯切承载力和剪切承载力计算两部分.在这个理论算法中,对有效薄膜区域的确定和约束刚度的估计是关键的两个环节.本次理论模型建立在旧有英国女王大学理论算法^[7]的基础上,但在旧有模型中,对这两个环节都没有提出合理的解决方案.

1) 约束刚度

如图 4 所示,对桥梁面板中的横向约束系统可以看作是由 3 部分组成的:支撑梁的平面内的弯曲刚度—— K_b ;有效薄膜区域以外的混凝土板和支撑梁末端的横隔梁所提供的轴向刚度—— K_d ;支撑梁的扭转刚度—— K_{tor} .

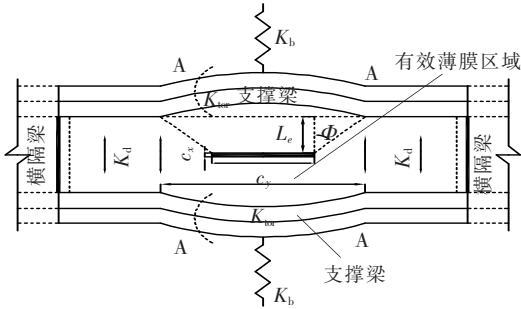


图 4 桥面板中的约束刚度系统

①支撑梁平面内的弯曲刚度

如果将支撑梁平面内的弯曲刚度(K_b)等效成一个同样刚度大小的弹簧,在薄膜压力 P_{ar} 作用下这个弹簧所产生的变形 δ 就可以用以下方程表示:

$$\delta = P_{ar}/K_b.$$
 (1)

假设将薄膜压力(P_{ar})等效成均布荷载施加在支撑梁上($P_{ar} = qxL$),则式(1)中的 δ 是指整根梁的平均位移,所以要对梁的变形函数沿着梁的长度方向上积分.均布荷载作用下梁的弯曲变形函数可以从基本的材料力学中获得.要注意的是这里

梁的长度并不是整根支撑梁的长度,而是薄膜压力作用下梁的长度(如图 4 中梁在有效薄膜区域内的长度,即图 4 中两个 A 点之间的距离)。

如果假设在 A 点处(见图 4)薄膜压力作用下梁的约束条件为固接,对边界处固结在均布荷载作用下梁的变形函数进行积分和弯曲原理可以求得,获得梁的平均位移方程:

$$\delta_{\text{avg}} = \frac{0.39}{384} \cdot \frac{PL^3}{EI_{yb}}.$$

将 δ_{avg} 代入方程(1)中的 δ 得

$$K_b = \frac{384}{0.39} \frac{EI_{yb}}{b_{\text{eff}}^3} = 985 \frac{EI_{yb}}{L^3}.$$

如果假设 A 点处的梁端约束关系为铰接,通过同样的计算方法得梁的弯曲刚度为

$$K_b = 114.6 \frac{EI_{yb}}{L^3}.$$

通过以上分析,支撑梁的等效弯曲刚度可以表示为

$$K_b = \zeta \frac{EI_{yb}}{L^3}. \quad (2)$$

其中 ζ 是梁末端(图 4 中 A 点)的约束参数. 通常这一参数的取值取决于混凝土板的开裂程度和边梁的破坏与否,因此,为了承载力偏保守估计, ζ 统一取为 114.6 (铰接). 方程(2)中 L 表示的是梁在薄膜压力下的有效长度. 对于这个参数的确定将在后面进行说明.

②有效薄膜区域以外的混凝土板和支撑梁末端的横隔梁所提供的轴向刚度

这一刚度的大小是由有效薄膜区域以外混凝土板的截面面积、支撑梁末端横隔梁的截面面积、桥梁面板的跨度和材料的弹性模量决定的. 由于是在有效薄膜区域外没有被加载的混凝土桥面板和末端的横隔梁共同作用抵抗来自 CMA 的拱推力,这个约束刚度可以表示为来自这两方面累加的结果:

$$K_d = \frac{E_{\text{slab}} A_1}{L_e} + \frac{E_{\text{diaphragms}} A_2}{L_e}.$$

式中: A_1 为薄膜压力区域外混凝土板的截面面积, A_2 为末端横隔梁的截面面积. L_e 见图 4.

③支撑梁的扭转刚度

在桥梁结构中,混凝土桥面板被支撑于边梁的顶部. 当来自于 CMA 的拱推力作用于支撑梁时,由于作用点不在梁的剪力中心(通常梁的剪力中心位于梁的截面形心附近),支撑梁在有效薄膜区域内将会发生扭转.

与计算支撑梁平面内弯曲刚度计算方法相

似,如图 4 所示,将扭转刚度等效成一个刚度为 K_{tor} 的弹簧,在拱推力 P_{ar} 的作用下产生的位移 δ 可以表示成:

$$\delta = P_{\text{ar}} / K_{\text{tor}}. \quad (3)$$

同样将拱推力等效成均布荷载施加在等效薄膜区域支撑梁上. 式(3)中的 δ 指的就是整根梁的平均位移,所以要对梁的变形函数沿着梁的长度方向上积分. 因此,应该先求出均布荷载作用下梁的扭转角的函数. 试验中发现,支撑梁在有效薄膜区域外的梁和末端的横隔梁对扭转的约束非常大,可以假设在边界条件为固接的梁单元上施加均布荷载. 因此通过与 K_b 相似的推导方法可以求得支撑梁的扭转刚度为

$$K_{\text{tor}} = \frac{12GJ}{S^2 L^3}.$$

④刚度组合

当完成对 3 个刚度的计算方程后,可以将其组装成总的约束刚度方程. 通过对桥梁模型各个构件几何关系的分析可以看出,3 个刚度之间的关系是柔度的叠加(如图 4 所示). 桥梁面板所受到的约束刚度可以通过以下公式表示:

$$K_r = \frac{1}{(1/K_b) + (1/K_d) + (1/K_{\text{tor}})}.$$

2) 有效薄膜区域的确定

要计算混凝土板的正确承载力,必须确定施加荷载后,拱推力或薄膜压力所波及的范围. Rankin^[18] 提出了一个环状区域的计算方法,该方法只适用于板柱结构中 CMA 的研究. Taylor^[7] 发现在桥梁面板中,拱推力通常只向垂直于支撑梁的方向传递,传力方式类似于楼板中的单向板. 而这一点也通过文献[8]的数值模型得以证实(见图 5). 因此, Taylor 假设有效区域的长度与加载区的长度(c_y)、 L_e (见图 4) 和混凝土板的厚度有关,计算公式如下:

$$b_{\text{eff}} = c_y + 2L_e + 2h \quad (L_e = L/2 - c_x/2). \quad (4)$$

然而上式只是一个经验公式,并没有得到理论验证. 因此,借助非线性有限元^[9] 模型对桥梁面板进行分析,对有可能影响有效薄膜区域长度的结构参数进行分析. 这些参数包括混凝土抗压强度、混凝土板厚度、钢筋位置、加载区的几何形状和加载区的尺寸大小. 通过比较分析^[9] 发现混凝土强度、钢筋位置、板的厚度和加载区几何形状并不会对 CMA 有效区域有明显的影响.

研究发现,这一有效区域的长度随着加载区几何尺寸(c_x 和 c_y) 的变化而改变. 受 c_y 的影响尤其明显. 有限元的分析结果表明有效长度随着 c_y

的增长而等比例地线性增长,由此可以推断出 Φ (见图4)在 c_y 变化的情况下基本上保持不变.与 c_y 的影响相反, c_x 的增长却导致了有效长度的减小直至 c_x 增长到某个特定值,而且 Φ 随着 c_x 长度的增加而变大.通过进一步的分析可以发现,当 c_x 与桥面板跨度的比值增加到0.4时,有效薄膜区域的长度保持不变(见图6).因此通过曲线回归建立一个关于 Φ 与 $c_x/\text{跨度}$ ($c_x/\text{跨度} < 0.4$)的函数关系,见图7.

基于以上分析,混凝土桥面板在局部荷载作用下,承受拱推力/薄膜压力的有效长度可以表示为

$$b_{\text{eff}} = c_y + L(1 - r_{\text{cp}}) \times \tan \Phi,$$
$$\Phi = 23.3 \times r_{\text{cp}} + 35.1. \tag{5}$$

在方程(5)中, L 为桥梁面板的跨度, r_{cp} 为 c_x 与跨度的比值.当 r_{cp} 大于0.4时, r_{cp} 取0.4.从

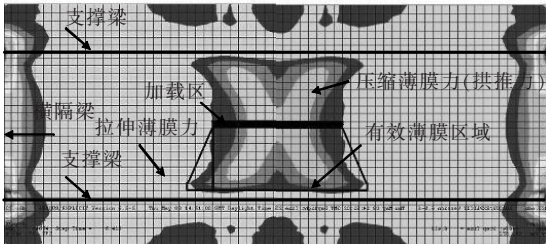


图5 非线性有限元分析中薄膜力的分布

表3 有效薄膜区域长度理论计算与非线性有限元计算结果的比较

试验	模型	b_{eff} 有限元 mm	$\frac{c_y}{\text{mm}}$	$\frac{c_x}{\text{mm}}$	板跨度 mm	Φ	$\frac{b_{\text{eff1}}}{\text{mm}}$	$\frac{b_{\text{eff2}}}{\text{mm}}$	$\frac{b_{\text{effNLFEA}}}{b_{\text{eff1}}}$	$\frac{b_{\text{effNLFEA}}}{b_{\text{eff2}}}$
郑愚	M77SB05	744	500	25	498	35.7	1 073.4	839.92	0.69	0.89
	M69BB05	755	500	25	433	35.9	1 008.1	795.29	0.75	0.95
Taylor ^[7]	D5	744	500	25	350	36.3	925.0	738.61	0.80	1.01
Kirkpatrick ^[6]	A1	421	128	128	516	41.3	630.6	469.15	0.67	0.90
Azad ^[22]	A11	502	150	75	608	37.8	819.0	562.94	0.61	0.89
	A12	550	200	100	608	38.9	844.0	610.48	0.65	0.90
	A13	650	400	200	608	43.6	944.0	788.94	0.69	0.82
	A14	750	500	200	608	43.6	1 044.0	888.94	0.72	0.84
Azad ^[23]	A/23	600	88	88	828	37.3	1 006.8	651.32	0.60	0.92
Khanna ^[24]	A	1 576	250	500	1 971	41.5	1 771.0	1 634.59	0.89	1.03
平均值									0.71	0.91
标准偏差									0.09	0.06
变异系数									0.13	0.07

b_{eff1} 为通过式(4)计算得出的有效薄膜区域长度; b_{eff2} 为通过式(5)计算得出的有效薄膜区域长度.

3)承载力计算方法

本次研究中的混凝土桥面板承载力的计算法是建立在 Taylor 等人^[19]在 2000 年为受横向约束单向混凝土板所设计的理论模型的基础上的,而对上面的有效薄膜长度和约束刚度计算方程的确

表3中通过方程(4),(5)的计算结果与有限元计算结果的比较可以看出,式(5)的长度计算结果更为准确.

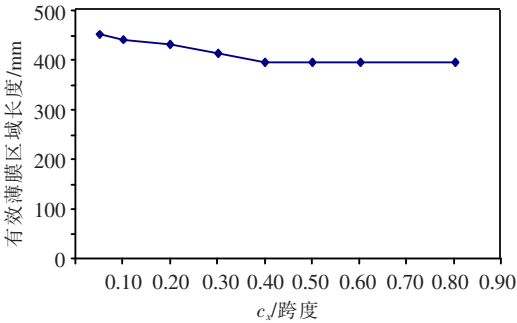


图6 有效长度与 $c_x/\text{跨度}$ 的函数关系

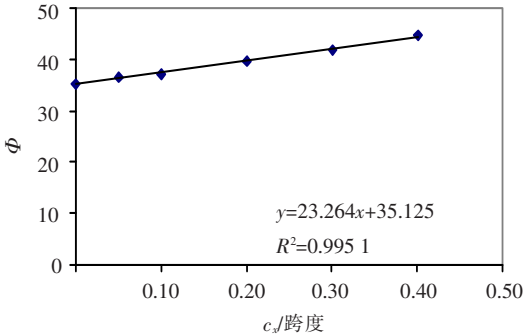


图7 Φ 与 $c_x/\text{跨度}$ 的函数关系

立为这一算法的实现提供了理论基础.在该理论模型中,板结构抗弯切承载力计算分为两步——纯弯弯矩(M_b)和拱效应弯矩(M_a). M_b 可以通过传统的抗弯理论计算获得. M_a 则通过 McDowell 等人^[20]对砌墙中拱效应研究所建立的力学模型

获得. 在 McDowell 的模型中对 M_a 抗力的计算是建立在对结构几何变形计算和将应力应变关系假设为理想弹塑性关系的基础上. 在该理论模型中, 拱推力和 M_a 将通过两个参数 R , u 来计算:

$$R = \frac{\varepsilon_c L_r^2}{4d_1^2}, \quad (6)$$

$$u = \frac{w}{2d_1}.$$

R 用来衡量结构的弹性变形, u 则反映板位移. 在方程(6)中, ε_c 为混凝土塑性应变. L_r 为拱效应中拱的长度, 由于在 McDowell 的模型中, 约束刚度被假设为无限大(刚性约束), L_r 必须转化为有限约束刚度作用下拱效应中拱的长度, Rankin^[18] 通过将混凝土板简化成带有弹性横向支撑的三铰拱^[21], 取得拱长度的转换公式为

$$L_r = L_e \sqrt[3]{\left(\frac{E_c A}{K_r L_e} + 1\right)}. \quad (7)$$

式中 A 为在有效薄膜区域内混凝土板的截面积.

因此, 基于 Rankin 的分析结果^[18], 混凝土板中 CMA 作用下的拱弯矩可以表示为

$$M_a = 0.168 \cdot b \cdot f_{cu} \cdot d_1^2 \cdot M_r (L_e/L_r).$$

Taylor^[7] 研究中将 k 分为两部分. 在纯弯计算时, 由于裂缝开展并未充分而假设支撑处对混凝土板的约束条件为固结. 而当拱效应发生后, 裂缝已经开展得比较充分, 假设约束条件为铰接. 因此, 对桥梁面板的抗弯承载力计算公式可用以下方程表示:

$$P_{pf} = k_{ta} M_a + k_{tb} M_b.$$

$$k_{ta} = 8/\text{板跨度}; k_{tb} = 4/\text{板跨度}.$$

在局部荷载作用下桥梁面板的剪切承载力可以采用由 Kirkpatrick^[6] 提供的理论算法:

$$P_{pv} = \frac{0.43}{r_i} \sqrt{f_{cu}} \times \mu_m \times d (100\rho_e)^{0.25}. \quad (8)$$

μ_m 为临界截面的周长.

在方程(8)中, 配筋率 ρ_e 并不是混凝土板中的实际配筋率. Kirkpatrick 将拱效应对结构承载力的提高等效于板结构内配筋的增加, 拱效应等效配筋率 ρ_a 可以用拱效应的弯矩和抗弯弯矩的比值获得, 即

$$\rho_a = \left(\frac{M_a}{M_b}\right) \times \rho.$$

式中 ρ 指的是桥面板内部的真实配筋率. 因此, ρ_e 是 ρ_a 与 ρ 的总和. 由于 Kirkpatrick 所建立的方程是基于 Long^[2] 在 1975 年的试验成果, 而 Long 试验中所用的钢筋的平均强度为 320 N/mm^2 , 在计

算等效配筋率时, 必须使用混凝土板中钢筋的真实屈服强度来校正配筋率计算. 所以, ρ_e 的计算公式为

$$\rho_e = (\rho_a + \rho) \left(\frac{f_y}{320}\right) = \left(\frac{M_a + M_b}{M_b}\right) \left(\frac{f_y}{320}\right) \rho.$$

当加载区域为圆形或椭圆形时, 式(8)中的 r_i 取 1, 当加载区域为矩形或方形时, r_i 等于 1.15, 以此来反映方形加载区域中应力集中的影响^[6].

最后根据对桥面板弯切和剪切承载力的计算, 桥梁面板的极限承载力可以表示为

$$\text{If } P_{pf} < P_{pv} \Rightarrow P_p = P_{pf},$$

$$\text{If } P_{pf} > P_{pv} \Rightarrow P_p = P_{pv}.$$

4) 计算结果与试验结果比较

为验证所建立理论模型的准确性和可靠性, 必须采用大量试验模型的计算结果来校核. 在这一部分的研究中, 总共采用了 67 个桥梁模型的极限承载力试验结果, 比较结果如下:

(试验结果/理论计算结果)平均值 = 1.09,

(试验结果/理论计算结果)标准方差 = 0.10,

变异系数 = 0.09.

从图 8 中可以看出, 所推出的理论计算模型与试验结果吻合良好.

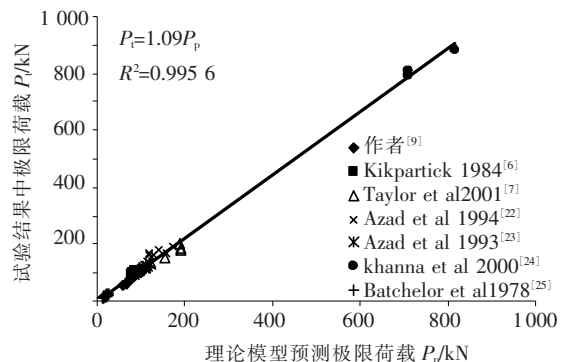


图8 理论计算结果与实验结果比较

4 结 论

1) 基于前人对 CMA 的研究, 建立了一套对混凝土桥面板极限承载力的计算方法.

2) 试验结果表明了混凝土桥面板中压缩薄膜效应的存在.

3) 通过对试验结果的分析可以看出, 混凝土的抗压强度和横向约束刚度都对混凝土板的极限承载力和压缩薄膜效应有着显著的影响, 而混凝土板配筋率的影响却没有那么明显.

4) 目前通用的设计规范如中国规范、英国规范、美国规范和欧洲规范, 都普遍存在严重低估混凝土桥面板承载力的预测结果. 这是因为在这些传统的设计方法中压缩薄膜效应往往被忽略了.

5)这次研究中所建立的理论模型是基于女王大学前期所建立的理论算法^[7],通过与旧模型的比较可知,由于在新的模型中对约束刚度和有效薄膜区域长度计算方法的改进,新建立的理论算法的承载力估算结果更为准确可靠。

6)所建立的基于压缩薄膜效应的极限承载力计算方法,通过与试验结果的对比发现计算结果与试验结果吻合良好,所预测的结果略微保守。

参考文献:

- [1] ZHENG Y, ROBINSON D, TAYLOR S E, *et al.* Analysis of compressive membrane action in concrete slabs [J]. ICE Proceeding—Bridge Engineering, 2008, 161 (1): 21–31.
- [2] LONG A E. A two-phase approach to prediction of punching strength of slabs [J]. ACI Journal Proceedings, 1975, 72(8): 37–45.
- [3] Department of Regional Development for Northern Ireland (formerly Department of the Environment or DOE). Design of M-beam bridge decks – Amendment No. 3 to Bridge Design Code N. I. Roads Service Headquarters [S]. 1986.
- [4] Canadian Standards Association. Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA-S6-00 [S] (new version available for comment 2005 CSA-Technical Committee). Canada, 2005.
- [5] UK HIGHWAYS AGENCY. BD 81/02: Use of Compressive Membrane Action in Bridge Decks [S]. Design Manual for Roads and Bridges, Volume 3, Section 4, Part 20, 2002.
- [6] KIRKPATRICK J, RANKIN G I B, LONG A E, *et al.* Strength evaluation of M-beam bridge decks [J]. Structural Engineer, 1984, 62(3): 60–68.
- [7] TAYLOR S E. Compressive Membrane Action in High Strength Concrete Bridge Deck Slabs [D]. Queen's University of Belfast, 2000.
- [8] ZHENG Y. Modelling of Compressive Membrane Action in Concrete Bridge Decks [D]. Queen's University of Belfast, 2007.
- [9] ZHENG Y, ROBINSON D, TAYLOR S E, *et al.* Investigation of the compressive membrane action in composite steel-concrete bridge decks [C]//3rd International Conference on Steel and Composite Structures. Manchester, 2007.
- [10] BS4 PART1: 1993 and BS EN10056 [S]. 1999.
- [11] MUFT A A, NEWHOOK J P. Punching shear strength of restrained concrete bridge deck slabs [J]. ACI Structural Journal, 1998, 95(4): 108–116.
- [12] British Standards Institute. BS 5400: Parts 2 & 4, British Standard for the Design of Steel, Concrete and Composite Bridges [S]. London, 1978 and 1990.
- [13] ACI COMMITTEE 318 (ACI318-05). Building Code Requirement for Reinforced Concrete and Commentary [S]. Detroit: American Concrete Institute, 2005.
- [14] AASHTO. Standard Specification for Highway Bridges [S]. American Association of State Highway and Transport Officials. Washington, DC, 1996.
- [15] European Standard. EN 1992-1-1 [S]. 2004.
- [16] GB 50012—2002 混凝土结构设计规范 [S] (GB 50012—2002 Code for Design of Concrete Structures [S]) (in Chinese).
- [17] RANKIN G I B, LONG A E. Predicting the enhanced punching strength of interior slab-column connections [J]. ICE Proceedings – Structures and Buildings, 1987 (82): 1165–1186.
- [18] RANKIN G I B. Punching Failure and Compressive Membrane Action in Reinforced Concrete Slabs [D]. Queen's University of Belfast, 1982.
- [19] TAYLOR S E, RANKIN G I B, CLELAND D J, *et al.* Arching action in high strength concrete slabs [J]. ICE Proceedings—Structures and Buildings, 2001, 146 (4): 353–262.
- [20] MCDOWELL E L, MVKEE K E, SEVIN E, *et al.* Arching action theory of restrained masonry walls [J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 1956, 82 (ST2): 915–1—915–18.
- [21] LIND N C, PURANIK B. The stability analysis of reticulated domes with grid discontinuities [C]//Space Structures, Chapter 39. Blackwell Scientific Publications, 1966: 439–443.
- [22] AZAD A K, BALUK M H, ABABASI M S A, *et al.* Punching capacity of deck slabs in girder slab bridges [J]. ACI Structural Journal, 1994, 91(6): 656–662.
- [23] AZAD A K, BALUK M H, AL-MANDI M, *et al.* Loss of punching capacity of bridge deck slabs from crack damage [J]. ACI Structural Journal, 1993, 90 (1): 37–41.
- [24] KHANNA O S, MUFIT A A, BAKHT B, *et al.* Experimental investigation of the role of the strength of concrete deck slabs [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2000, 27(3): 475–480.
- [25] BATCHELOR B D E V, HEWITT B E, CSAGOLY P, *et al.* An investigation of the ultimate strength of deck slabs of composite steel/concrete bridge decks [C]//Transport Research Bridge Engineering Conference. Canada, 1978: 162–170. (编辑 刘 彤)