

粘钢板加固集中荷载下简支混凝土双向板的性能研究

张继文 滕锦光 吕志涛 黄玉龙
(东南大学) (香港理工大学) (东南大学) (香港理工大学)

摘要 采用体外粘贴碳纤维板 (CFRP) 或钢板加固钢筋混凝土结构构件是一种有效的加固方法。近年来, 世界上许多学者对此做了大量的研究工作, 并取得了很大的成果。但迄今为止研究的重点仍然是钢筋混凝土梁及单向板, 双向板的研究还相当少。为此, 本文着重对受集中荷载作用的粘钢加固混凝土双向板的受力性能: 包括变形, 抗裂, 破坏形态和承载力等进行了较为深入的试验研究和理论分析。基于塑性铰线理论, 导出了该类板的极限承载力计算公式。

关键词 加固 钢筋混凝土 双向板 粘结 屈服线法
中图分类号: TU375.202 **文献标识码:** A
文章编号: 1000-131X (2002) 02-0020-06

1 前言

在已有的钢筋混凝土结构加固技术中, 外部粘板 (钢板, GFRP 板或 CFRP 板) 加固方法, 因其简单, 快速及结构加固后, 自重增加少, 尺寸改变小, 耐腐蚀性能好等诸多优点而日益为人们所接受和应用。近年来, 用粘钢加固钢筋混凝土梁及单向板在世界范围内已得到较为广泛的应用, 其相应的试验及理论研究也已做了很多, 并取得了显著的成果, 然而粘板加固混凝土双向板的研究却很少, 有报道的也仅见一例^[1], 并且是粘贴 FRP 薄板, 加固钢筋混凝土简支方板的试验研究。

外部粘贴钢板加固法有施工简单和不减少建筑净空的优点, 这在房屋建筑中是非常重要的因素。在房屋建筑中受有集中荷载的情况还是比较多的 (如: 楼面上机械设备的基础, 板柱体系的屋面板等)。为此, 本文着重对承受中央局部荷载的外部粘钢加固钢筋混凝土简支双向板的受力性能进行首次较为深入的试验研究和理论分析。

本次研究的主要内容包括该类加固板的变形和抗裂性能, 破坏模式和极限承载力。

2 试验方案

2.1 试件制作

本次试验共浇筑了五块钢筋混凝土方形简支双向

板, 它们具有相同的外形尺寸 (1800×1800×70), 混凝土强度等级 (C25) 和配筋率 (板底和板面四角 500 见方范围内均为 $\phi 6.5 @ 150$, 双向), 材料特性详见表 1。板的编号为 SB1 至 SB5, 其中板 SB1 没有贴钢板, 用作对比板, 其余四块均在板底对称粘贴 1 至 2mm 的方形薄钢板。钢板的变化参数有两个: 板的面积 $b \times b$ (3 种) 和厚度 t (2 种)。板 SB2 和 SB3 贴有相同面积的小钢板 (500×500), 但厚度不同, 分别为 1mm 和 2mm。板 SB4 贴有中等面积的钢板 (850×850), 厚度 1mm。板 SB5 外贴 1mm 的大钢板 (1400×1400)。板的实际简支边离板外边缘为 5mm, 所以, 板的有效面积为 1700mm×1700mm。外贴三种面积的钢板与混凝土板的有效面积之比由小到大依次为 8.65%, 25% 和 67.8%。粘贴钢板的粘结剂采用苏州产的 ET 型结构胶, 因考虑到混凝土粘贴面毛糙度较大, 所以每块加固板的结构胶用量均按平均 4mm 的胶层厚度进行配制。

表 1 试件材料特性及规格

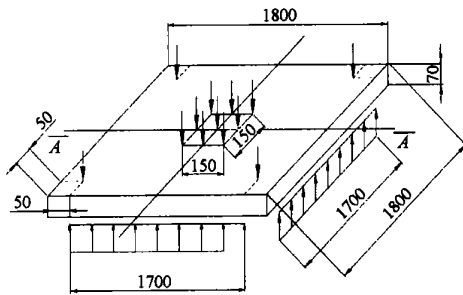
材料类别	规格	弹性模量 (MPa)	抗压强度 (MPa)	屈服应力 (MPa)	极限拉应力 (MPa)
混凝土	1800×1800×70 (mm)	—	26.4	—	—
钢筋	低碳钢 $\phi 6.5 @ 150$ mm (双向)	—	—	340	431
钢板	低碳钢	—	—	335	417
粘结剂	ET 型结构胶	5960	94	—	11

为确保钢板的粘贴质量, 严格的操作程序是必须的。首先, 将混凝土板底面朝上搁置, 用钢钎将混凝土粘贴面均匀凿毛, 不平度约 2mm, 接着除去粘贴面

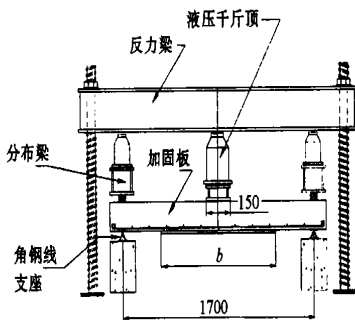
上的碎渣和浮尘，再用丙酮试剂清洗干净。与此同时，用电动磨光器将钢板的粘贴面打毛，也用丙酮试剂清洗。然后，把已配制好的结构胶分别均匀涂抹在混凝土和钢板的粘贴面上。随后，用钢制质量块把钢板压贴于混凝土粘贴面上，质量块的数量以能将结构胶从钢板四边压挤出来为准。最后，将粘贴好的加固板放置在室温下养护 3 天以上备用。

2.2 试验装置

试验板的加载装置如图 1 所示。板四边简支于支承梁上，四个板角用两个液压千斤顶通过两个分布钢梁加压压住，以模拟简支边界条件。在板面中央放置一 150×150 的受荷钢板和一加载液压千斤顶。



(a) 三维图



(b) A-A 剖面图

图 1 试件加载装置示意图

试验测试内容包括：(1) 板的挠度，由板四角安放四个百分表，板底放置三个百分表测得；(2) 板内钢筋应变，由内埋钢筋应变片测得；(3) 钢板应变，由外贴两片或三片一组的电阻应变片测读；(4) 板开裂荷载和极限荷载，从千斤顶配备的精密压力表上读得。试验时加载制度取每级为 0.3kN。每级荷载作用下，均读记各测试数据。

3 试验结果与分析

3.1 开裂荷载与破坏荷载

所有加固板的初始裂缝首先出现于板对角线上接

近钢板角的未贴钢板区。但四个板角区域的初始裂缝一般不同时出现。随着外荷载的增加，钢板四周沿钢板的混凝土上也出现了裂缝，并且，宽度很大，最后，板面四角出现斜向裂缝。加固板最终失效时，上述裂缝均发展成主裂缝，主裂缝处的钢筋屈服，加固板呈延性破坏。各试验板的开裂荷载和极限荷载均示列于表 2。

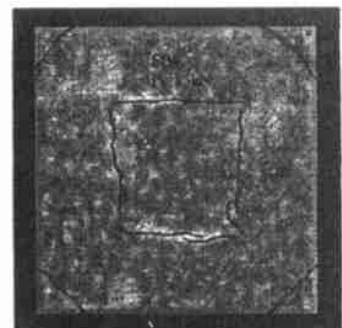
表 2 试验结果及与理论分析比较

试件编号	钢板尺寸 (mm) 及与混凝土板面积比 (%)	开裂荷载 P_{cr} (kN) 及对板 SB1 的相对增量 γ_{cr} (%)	试验极限荷载 P_e (kN) 及对板 SB1 的相对增量 γ_e (%)	理论极限荷载 (扇形模式) $P_{u, min}$ (kN)	理论值与试验值之比 $\frac{P_{u, min}}{P_e}$
SB1 (对比板)	无钢板	21(0.00)	55.0(0.00)	36.1	0.66
SB2	500×500×1 (8.65)	40(90.5)	67.5(22.7)	46.1	0.68
SB3	500×500×2 (8.65)	40(90.5)	65.0(18.2)	46.1	0.71
SB4	850×850×1 (25.0)	60(186)	85.0(54.5)	64.0	0.75
SB5	1400×1400×1 (67.8)	100 (376)	165 (200)	176.7	1.07

由表 2 中的数据可见尽管粘贴的加固钢板很薄，但加固效果却相当显著，不论是开裂荷载还是极限荷载都有很大程度的提高。例如，板 SB4 只贴了一块 1mm 的钢板，面积仅为混凝土板的 25%，但它的开裂荷载却是对比板 SB1 的 2.86 倍，极限荷载是对比板的 1.54 倍。这是由于钢板粘贴区域的混凝土受钢板的约束而很难开裂，开裂荷载的大小主要为无钢板区域的混凝土的最大抗拉应力所控制。外贴钢板还改变了板的塑性铰线分布形态，从而提高板的承载力。因此，可以推知，随着所贴钢板的面积及厚度的增加，加固板的开裂荷载和极限荷载必定会相应地增加。

3.2 最终裂缝形态

各加固板失效后的裂缝分布形态均拍摄了照片，限于篇幅仅示出板 SB4 的照片于图 2。



(a) 板顶面



(b) 板底面

图 2 试验板的最终裂缝形态

照片资料表明，钢板四周沿钢板边的裂缝宽度一般都很大，这是因为钢板边两侧板的抗弯强度发生突变所致。另外，在四个板角未贴钢板区域的板底面均有 4 至 5 条大致呈放射状的裂缝，在板面的四角区域，因板角竖向位移受约束而产生较大的负主弯矩而使板面混凝土开裂并发展成斜向裂缝。

3.3 刚度

图 3 中的 5 块试验板的荷载-挠度曲线表明，当外荷载小于对比板 SB1 开裂荷载时，各试验板的刚度差别不大。当荷载大于对比板的开裂荷载后，贴有小钢板的 SB2，SB3 和中等钢板的 SB4 的刚度基本保持不变，且大致相同，而对比板的刚度衰减较大，外贴大钢板的 SB5 的刚度明显为大。另外，外贴钢板面积愈大，弹性比例极限点愈高，例如，SB5 的大约是 SB2 的 2.5 倍。

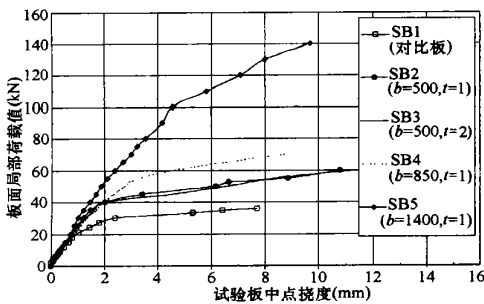


图 3 试验板荷载-挠度曲线

3.4 破坏模式

由加固板的荷载挠度曲线(图 3)可知，加固板在受力过程中表现出很好的延性性能。在极限状态时，板内形成了诸多塑性铰线，这从加固板中实测的钢筋应变值得到了验证。在较高荷载作用下，板 SB2 至 SB4 的钢板四周沿钢板边的主裂缝处及板对角线上近钢板角的主裂缝处的钢筋应变超过了屈服应变，即表明钢筋已开始屈服，相应的主裂缝也就渐变成塑性铰

线，加固板的延性受力机制也就因此而逐渐构成了。在极限状态时，板 SB2 至 SB4 的板中央钢筋未达屈服，板 SB2 和 SB3 的钢板未屈服，板 SB4 的钢板中央区域屈服，并且，钢板边位置处受压混凝土被压碎(图 2a)。

对贴有大钢板的板 SB5 而言，极限状态时，板中央钢筋和钢板中部均已屈服，钢板边缘裂缝处钢筋接近屈服(在最后一级荷载作用下，其应变急剧增加)，并且，位于钢板周边的部分受压混凝土被压碎。此外，板面四角斜向裂缝处的钢筋(未贴应变片)也可能屈服，因为此处的裂缝也已较宽。

从试验结果可见，对所有加固板，其破坏模式是具有较好延性的，并没有象粘钢加固梁那样发生因钢板端部应力集中而突然撕裂的脆性破坏。这是由于所用钢板较薄，及板内以弯曲为主，并有扭矩的有利作用等因素所致。

3.5 破坏后的冲切现象

板 SB2 和 SB3 尽管与板 SB4 有同样的塑性铰线分布，并表现出很好的延性性能，但由于所贴钢板较小，即可能的冲切面较小，所以，贴有钢板区域的混凝土在加固板整体抗弯失效后，外载继续增加时，便发生加载板下混凝土被冲切出原板的现象(但需强调的是这与普通混凝土板中所发生的脆性的直接的冲切破坏是有本质区别的)。冲切面由从板底钢板周边延伸至板顶加载板边的斜曲面构成。

3.6 钢板尺寸效应

比较板 SB2 和 SB3 可见，当外贴一块较小钢板加固混凝土板时，钢板的厚度对加固板的极限荷载没有明显的影响。事实上，贴有 1mm 钢板的 SB2 的极限荷载反而比贴有 2mm 钢板的 SB3 略高。这是因为两种厚度的钢板都足以阻止贴钢板区混凝土的开裂和钢筋的屈服而使加固板具有相同的塑性铰线分布形态。这样，对这两块加固板而言，其破坏荷载就主要受钢板周边的板的屈服弯矩所控制。因而，理论上，这两块贴有相同大小钢板的加固板应有相同的极限承载力。但试验表明两块板的极限荷载是不同的，这种差异可归因于它们刚度分布不同而导致的板内弯矩分布不同，以及试件制作中的材料及质量差异。

图 4 所示的是各加固板在极限荷载作用下外贴钢板的中部最大应变值。对贴有小钢板的 SB2 和 SB3，其钢板最大应力远小于屈服应力，而贴有较大钢板的 SB4 和 SB5，钢板的最大应力则超过了屈服应力。对于钢板厚度相同，均为 1mm 的加固板 SB2，SB4 和 SB5，钢板上的最大应变随钢板面积的增大而增加。另外，对于等面积不同厚度的加固板 SB2 和 SB3，其结果是板越厚，钢板中央的最大应变则越小。由此可

见, 为充分发挥钢板材料强度, 选择钢板合适的宽厚比是较为重要的。

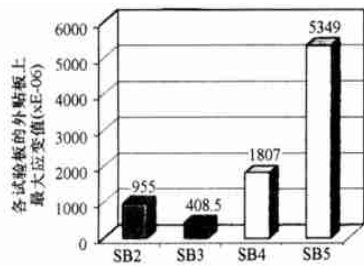


图 4 加固板钢板中部最大应变

4 基于塑性铰线理论的加固板承载力计算

为了分析加固板的受力性能和计算其承载力, 需建立一合适的理论分析模型。本文应用由 Johansen^[2-4] 于 1943 年最先提出的塑性铰线理论来建立外贴钢板加固钢筋混凝土双向板的计算公式。

基本假定: 1. 加固板在极限状态时被若干条塑性铰线分割成若干个刚性板块, 各板块间满足几何变形协调条件; 2. 根据虚功原理, 外力所做的功全部消散于各刚性板块间的塑性铰线内。依据这两项假定推算出的加固板的极限承载力为上限解。由于理论上塑性铰线的分布形式可有多种, 因此上限解一般有多个。解的精确度主要依赖于所选的塑性铰线分布形式恰当与否。

根据试验观测及加固板失效后的裂缝形态, 本文对加固板提出了可能的三种塑性铰线理论分布形式, 即依据板角区塑性铰线的形式而定的直线形, 三角形和扇形分布形态, 并分别示于图 5a, 5b 和 5c。

本文的符号规则规定如下: 使板向下弯曲的弯矩和转角定义为正, 并分别记为 m_p 和 θ ; 反之为负, 记为 m'_p 和 θ' 。其中, m_p, m'_p 为混凝土板沿正负塑性铰线单位长度上的弯矩值。对本次试验板, $m_p = m'_p$ 。

4.1 三角形及线形计算模式

对图 5b 的三角形模式, 假定贴板区发生向下的单位虚位移, 则外荷载 P_u 所做的外力虚功 E_e 和板中内力在所有塑性铰线内所产生的内力虚功 E_i 可按以下两式求出:

$$E_e = P_u \times 1 = P_u \quad (1)$$

$$E_i = 8m_p \left[\frac{1 - k_1 - k_2 + 2k_1^2}{(1 - k_1 - k_2)(1 - k_2)} \right] \quad (2)$$

其中, $k_1 = \frac{b}{a}$ 为确定板面负塑性铰线位置的参数, $k_2 =$

$\frac{b}{a}$ 为钢板的平面尺寸参数, 即钢板宽度与板宽度之比。

由 $E_e = E_i$ 可得加固板极限承载力上限值 P_u 为:

$$P_u = 8m_p \left[\frac{1 - k_1 - k_2 + 2k_1^2}{(1 - k_1 - k_2)(1 - k_2)} \right] \quad (3)$$

对式 (3) 两边关于参数 k_1 求一阶导数, 得:

$$\frac{dP_u}{dk_1} = 16 \frac{m_p k_1 (2 - k_1 - 2k_2)}{(1 - k_1 - k_2)^2 (1 - k_2)} \quad (4)$$

令 $\frac{dP_u}{dk_1} = 0$, 则可求出, 当 $k_1 = 0$ 时, 即图 5a 的直线型模式, P_u 有极小值 $P_{u, \min}$, 为:

$$P_{u, \min} = 8m_p \left[\frac{1}{1 - k_2} \right] \quad (5)$$

该极小值 $P_{u, \min}$ 即为所求加固板的承载力。

另外, 对受有一定加荷面积局部荷载的非加固钢筋混凝土方板 (SB1), 其极限承载力则也可方便地用局部荷载的加荷面积参数 $k_3 = \frac{c}{a}$ (即加荷板宽度与板宽度之比) 代替式 (3) 或 (5) 中的 k_2 来求得, 分别如式 (6)、式 (7) 所示:

$$P_u = 8m_p \left[\frac{1 - k_1 - k_3 + 2k_1^2}{(1 - k_1 - k_3)(1 - k_3)} \right] \quad (6)$$

$$P_{u, \min} = 8m_p \left[\frac{1}{1 - k_3} \right] \quad (7)$$

4.2 扇形计算模式

图 5c 示出了加固板的另一种与实际情况更为接近的呈扇形的塑性铰线分布形式 (模拟加固板板底面多条放射状主裂缝), 需强调的是其负塑性铰线为折线弧, 而非一般的弧线, 否则是不满足几何变形协调条件的。对于这种具有扇形塑性铰线分布的加固板的极限承载力, 可按照前述原理得出如下的计算式:

$$P_u = 8m_p \left[\frac{1 - 2k_1}{1 - k_2} + 8 \tan \frac{\varphi}{4} \right] \quad (8)$$

式中, $\varphi = \arcsin \left[\frac{k_1}{\sqrt{2}u} \right]$,

$$u = \sqrt{\left[\frac{1 - k_2}{2} \right]^2 + \left[\frac{1 - k_2}{2} - k_1 \right]^2}$$

对式 (8) 两边关于 k_1 求导, 可得:

$$\frac{dP_u}{dk_1} = 8m_p \left[-\frac{2}{1 - k_2} + 2 \sec^2 \left[\frac{\varphi}{4} \right] \frac{d\varphi}{dk_1} \right] \quad (9)$$

令上式等于零, 可求出对应于 P_u 极小值的 k_1 临界值, 已知 k_1 后, 相应加固板的承载力便可由式 (8) 求得, 计算结果列表 2 和表 3。由于式 (9) 比较复杂, 所以直接解方程求 k_1 较为繁杂, 因此, 实际计算时可采用数值计算法求出 k_1 临界值。

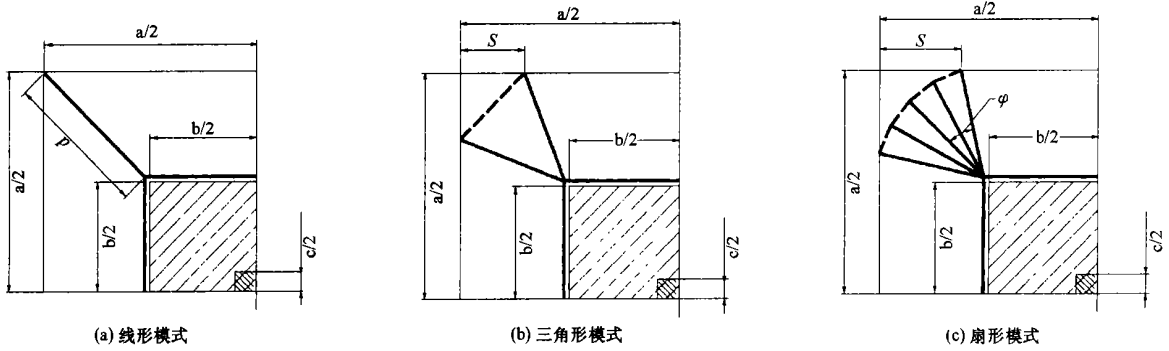


图5 四分之一试验板的屈服线模式

5 理论计算分析及与试验结果的比较

各试验板的承载力 P_u 按照式 (8) 的扇形模式、式 (3) 或式 (6) 的三角形模式及式 (5) 或式 (7) 的线形塑性铰线模式的理论计算值均示于图 6, 其中, 参数 k_1 在闭区间 $[0, k_{1, \max}]$ 范围内取值, $k_{1, \max} = \frac{1-k_2}{2}$ (对非加固板 SB1, $k_{1, \max} = \frac{1-k_3}{2}$), 即要求图 5c 中板角区正塑性铰线所围扇形角 $2\varphi \leq \frac{\pi}{2}$ 。各试验板的 $k_{1, \max}$ 详见表 3。

表 3 试验板承载力的理论计算值及与试验值的比较

试件编号	k_2 (k_3)	$k_{1, \max}$	P_e (kN)	扇形模式			三角形模式 (线形模式)		
				k_1 临界值	$P_{u, \min}$ (kN)	误差 (%)	k_1 临界值	$P_{u, \min}$ (kN)	误差 (%)
SB1	0.0882	0.456	55	0.110	36.1	-34.4	0.0	37.0	-32.7
SB2	0.294	0.353	67.5	0.122	46.1	-31.7	0.0	47.8	-29.2
SB3	0.294	0.353	65	0.122	46.1	-29.1	0.0	47.8	-26.5
SB4	0.5	0.250	85	0.128	64.0	-24.7	0.0	67.5	-20.6
SB5	0.824	0.088	165	0.088*	176.7	7.09	0.0	191.8	16.2

*SB5 按扇形模式计算的 k_1 临界值为 0.112, 大于 $k_{1, \max}$ 与实不符, 故取 0.088。

从图 6 中试验板的承载力 P_u 与 k_1 的变化曲线可见, 对应于三角形模式的曲线在 $k_1=0$ 时, P_u 有极小值; 而对于扇形模式, P_u 的极小值不在 $k_1=0$, 也就是说, k_1 的临界值不等于零。按三角形模式和扇形模式计算的试验板承载力极小值 $P_{u, \min}$ 及对应的 k_1 的临界值均列于表 3 中, 需提及的是三角形模式的极小值 $P_{u, \min}$ 与线形模式所求值相同。

当取 $k_1=0$ 时, 三角形模式或扇形模式将退化为线形模式, 它在图 6 中表现为各试验板承载力计算曲线与 Y 轴的交点。在该点上, 试验板承载力按三种模式的计算值均相等。根据塑性铰线理论, 所有上限

解中的最小值为精确解, 因此, 试验板的承载力计算值应取三种塑性铰线模式的极小值中的最小值, 也即由扇形模式求出的最小值 $P_{u, \min}$, 详见表 3。

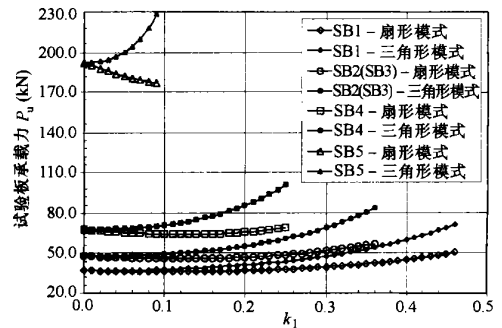


图 6 各试验板承载力 P_u 在 $k_1 \in [0, k_{1, \max}]$ 范围内的理论计算值

表 3 还给出了各试验板承载力的理论计算值 $P_{u, \min}$ 与相应的试验值 P_e 的相对误差。

表 3 中数据和图 7 中承载力误差曲线表明按塑性铰线的扇形模式计算所得试验板承载力比按三角形模式 (线形模式) 的计算值更偏于安全。当 k_2 超过 0.7 较多时, 扇形模式与三角形模式 (线形模式) 的计算值都比试验值要大, 并随 k_2 的增加而迅速增大, 其中, 扇形模式给出的值仍偏小。

为了使上述推导的加固板承载力的理论计算值与实际试验值相吻合, 并使所建立的公式在 k_2 超过 0.7 时也能较好地应用于工程设计, 则需引入一修正系数 Ψ 对理论值进行修正。依据表 3 或图 7 的试验数据可分别得出扇形模式的 Ψ_s 和三角形模式 (同线形模式) 的 Ψ_t :

$$\Psi_s = 1.53k_2^3 - 1.15k_2^2 + 0.45k_2 + 0.62 \quad (10)$$

$$\Psi_t = 1.63k_2^3 - 1.15k_2^2 + 0.48k_2 + 0.64 \quad (11)$$

因此, 加固板的极限承载力设计值 P_{ud} 可按下式

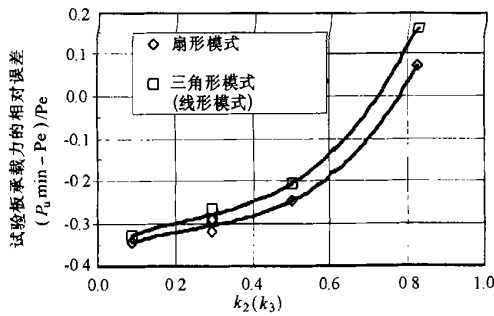


图 7 扇形模式与三角形模式（线形模式）的误差曲线

求出：

$$P_{ud} = \frac{P_{u, \min}}{\Psi} \quad (12)$$

其中， $P_{u, \min}$ 当按扇形模式计算时，可由式（8）求得；当按三角形模式（线形模式）计算时，则可由式（5）求得。

6 结 语

试验研究和理论分析结果证明，外贴钢板加固钢筋混凝土双向板是一种有效的加固方法。它能显著提高加固板的极限承载力，改善板的抗裂与变形性能。加固后的板仍然具有很好的延性，不会发生外贴钢板加固梁的钢板端部突然撕脱的脆性破坏。当然，在实际加固工程中，对外贴钢板的周边在结构构造上应采取加强锚固措施，如建议：视外贴钢板的大小，沿钢板周边间隔 100~400mm 增设锚固销钉，或将设计

钢板的边长增加 50~100mm。

根据塑性铰线理论，按扇形模式计算的加固板承载力为上限解的最小值，但由于扇形模式的计算式较为繁难，所以，在实际加固工程的设计应用时，可考虑采用形式十分简单而计算精度与扇形模式相当的三角形（线形）模式进行设计计算。

另外，外贴板也可采用其他材料，如非金属的碳纤维板，其作用机理是相同的，都是利用了外贴板能机动地改变板的塑性铰线分布的特点。不过，需强调的是所用外贴板应具有一定的强度与刚度，以促使加固板的塑性铰线最终在外贴板的周边形成。外贴板的厚度则可由贴板区中点计算主弯矩来确定：要求贴板区中点抗弯强度大于或等于计算主弯矩。而计算主弯矩则可通过对贴板区的弹性计算得到，计算时，假定贴板区板面承受外荷载 P_u ，贴板区四边简支并承受原板的屈服弯矩 m_p 。

参 考 文 献

- [1] Erki M A, Hefferman P J. Reinforced concrete slabs externally strengthened with fibre-reinforced plastic materials. Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. L Tærved ed. E & FN Spon, 1995: 509~516
- [2] Johansen K W. Brudlinieteorier. I kommission hos Teknisk Forlag, Copenhagen, 1952. Originally a doctor's thesis
- [3] Johansen K W. Yield Line Theory. English Translation published by Cement and Concrete Association, London, 1962
- [4] Jones L L, Wood R H. Yield Line Analysis of Slabs. First published in USA by American Publishing Company, Inc., 1967

THE BEHAVIOR OF TWO-WAY REINFORCED CONCRETE SLABS EXTERNALLY STRENGTHENED WITH STEEL PLATE TO SUBJECT PATCH LOAD

Zhang Jiwen (Southeast University) Teng Jinguang (The Hong Kong Polytechnic University)
 Lü Zhitao (Southeast University) Huang Yulong (The Hong Kong Polytechnic University)

Abstract

The behavior of two-way slabs externally strengthened with a steel plate to subject a patch load is studied in the paper, it is a simply supported reinforced concrete slab. It is focused to study the deformation, the crack resistance, the failure mode, and the bearing capacity of the strengthened slabs. At same time, a test of five pieces of reinforced concrete square slabs bonded with steel plate is carried out. Based on the yield-line method, a practical method to predict the ultimate load of strengthened slabs is proposed. It is found that the results of proposed method are in good agreement with the minimum of upper bound value.

Key words: strengthening, reinforced concrete, two-way slab, bonding, yield-line method