

引用格式 刘斌,杨家琦,刘天桥,等. 高延性预应力碳纤维增强复合材料板加固钢筋混凝土梁的有限元分析[J]. 工业建筑,2024,54(6):72-80. LIU B, YANG J Q, LIU T Q, et al. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed CFRP Plates with High Ductility [J]. Industrial Construction,2024,54(6):72-80(in Chinese). DOI:10.3724/j.gygzG23111328

## 高延性预应力碳纤维增强复合材料板加固钢筋混凝土梁的有限元分析\*

刘斌<sup>1</sup> 杨家琦<sup>1</sup> 刘天桥<sup>2</sup> 胡黎俐<sup>3</sup> 冯鹏<sup>4</sup>

(1. 中国矿业大学(北京), 北京 100083; 2. 北京工业大学, 北京 100124; 3. 上海交通大学, 上海 200240;  
4. 清华大学, 北京 100084)

**摘要** 碳纤维增强复合材料(CFRP)以其轻质、高强、耐腐蚀的优势,在混凝土结构加固中得到了较为广泛的应用,现已发展出外贴、内嵌、预应力等多种加固方法。然而,由于CFRP及其黏结的混凝土界面的脆性,加固后的混凝土受弯构件常表现为脆性破坏,延性较低。因此,在以往提出的跨中顶撑张拉预应力CFRP板加固方法的基础上,提出了一种高延性预应力CFRP板加固方法,通过改进顶撑装置的属性,在局部设置弹塑性机构,大幅提升加固梁整体的延性。经过有限元分析证实,提出的加固方法可以延缓CFRP板的应变增长并使其始终维持在较高应力水平,在极限承载力降幅不多的情况下,加固梁的极限挠度最大提升了137%,大幅度提高了加固梁的延性,并且为后续新型加固方法的研发提供参考依据。

**关键词** CFRP; 预应力; 加固; 混凝土梁; 延性; 有限元分析

### Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed CFRP Plates with High Ductility

LIU Bin<sup>1</sup> YANG Jiaqi<sup>1</sup> LIU Tianqiao<sup>2</sup> HU Lili<sup>3</sup> FENG Peng<sup>4</sup>

(1. China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China;  
2. Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;  
3. Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China; 4. Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** Carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) has been widely used in structural strengthening due to its light weight, high strength and anti-corrosion. Specifically, in strengthening RC beams, various strengthening techniques, such as external bonding, near-surface mounting and prestressing, have been developed so far. However, due to the brittle nature of the CFRP material and the interface of concrete bonded with CFRP plates, strengthened beams used to exhibit brittle failure at low ductility. Therefore, a novel strengthening method with high ductility and prestressed CFRP plates was proposed based on previous findings on the mid-span-supported strengthening technique by changing the mid-span deviators to elastic-plastic devices. The effectiveness of the proposed strengthening method was verified by finite element analysis. The finding indicated the new method could maintain the CFRP at a high stress level and increase the ultimate deflection up to 137% in limited loss of ultimate strength. The results could be reference to further development of structural strengthening methods.

**Keywords:** CFRP; prestress; strengthening; concrete beams; ductility; finite element analysis

\* 中国建材集团与沙特阿美石油公司“非金属材料创新中心”(NEXCEL)研发类项目(2022TDA1-1)。

第一作者:刘斌,硕士研究生,主要从事纤维复合材料加固工程结构的研究。

电子信箱:1062456545@qq.com

收稿日期:2023-11-13

## 0 引言

据统计,我国公路桥梁总数已达到 90 余万座,并且以每年 2~3 万的数量在不断增加。<sup>[1]</sup>但由于自然环境、材料劣化、施工缺陷、超载因素等,桥梁结构会出现不同程度的损伤和病害,其中我国危桥、病桥数量达到 45%,<sup>[2]</sup>故加固修复已有的建筑物结构已经成为未来的发展趋势。

由于碳纤维增强复合材料(CFRP)具有比强度高、抗腐蚀能力强等优秀的力学性能,目前已被广泛用于桥梁和各类建筑构件的加固维护。<sup>[3]</sup>

利用 CFRP 板加固梁的方法主要有直接外粘法(EB)<sup>[4]</sup>、近表面内嵌法(NSM)<sup>[5]</sup>、外部后张法(EPT)<sup>[6]</sup>以及预应力法<sup>[7-9]</sup>,其中预应力法可以与前三种方法结合。虽然此类加固方式可以大幅度提高梁的抗弯能力和整体刚度,但往往梁会伴随着 CFRP 板的断裂或者剥离而发生脆性破坏。El-Hacha 发现采用预应力 NSM 方法加固梁,被加固梁的开裂荷载、临界荷载显著增大,但挠度减小并且这种改进随着预应力的增大而更加明显,被加固梁的延性和变形能力随着预应力水平的提高而降低。<sup>[10]</sup>Kim 等采用有限元软件对外粘预应力方法加固梁进行模拟和分析,结果表明 CFRP 板的预应力水平显著影响结构延性,预应力水平越低,延性越大。<sup>[10]</sup>为了克服延性较低的问题,一些学者提出了部分粘贴 CFRP 板的加固方法<sup>[12-15]</sup>,该方法是指仅在混凝土梁两端粘贴 CFRP 板,与全粘贴 CFRP 板加固方法相比,该加固方式可避免早期弯曲裂纹引起的脱粘,提高结构延性,但极限承载力提高程度有限。

Yang 等提出一种体外顶撑预应力 CFRP 板加固钢筋混凝土梁<sup>[6]</sup>的方法,如图 1 所示,该技术省略掉液压千斤顶,通过两端锚固,调整跨中装置将 CFRP 板撑起一段距离的方式实现预应力的张拉,施工快速便捷并且可以实现预应力的随时调节和可控。在试验过程中发现单点顶撑梁跨中预埋螺杆出现了小幅度弯曲,意外的是:该现象导致 CFRP 板随着梁上挠的增大维持在一个相对稳定且较高的应力水平,大大提高了被加固梁的延性,因此提供了设计可控屈服的加固方法思路。

基于文献<sup>[6]</sup>的机理,进一步提出利用弹塑性机构(图 2)替代跨中撑杆,在预张拉以及少量荷载时,弹塑性机构的力-位移关系呈线弹性变化,当机构的受力达到设定数值时,机构呈理想塑性状态,在加载过程中,CFRP 板逐渐向梁底部运动,此方法可

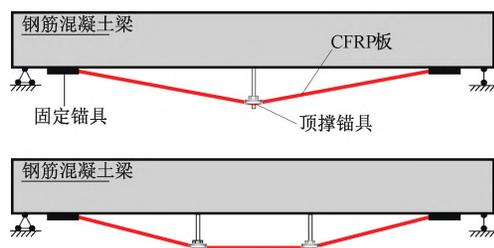


图 1 跨中顶撑预应力 CFRP 板加固法

Fig. 1 Strengthening RC beams with prestressed CFRP plates supported under mid-spans of beams

以减缓 CFRP 板的应力随梁挠度增长的速率,延长 CFRP 板作用时间,大幅度提高混凝土梁的延性和变形能力。

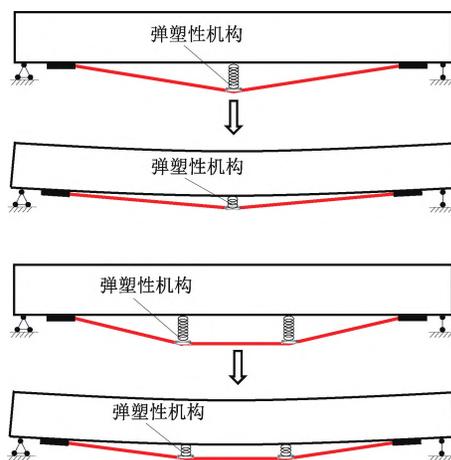


图 2 延性加固方法

Fig. 2 The reinforcement method of ductility

为验证新方法的可行性,将采用有限元软件模拟 Yang 等之前的试验<sup>[6]</sup>,在验证模型可靠性后,利用此模型对延性方法加固梁与刚性方法加固梁进行参数分析和对比,并讨论弹塑性机构屈服点的位移、屈服力的大小的性质对该加固方法的影响。

## 1 试验简介

### 1.1 试件设计

选取文献<sup>[6]</sup>中 3 根梁进行模拟验证,并用相同参数进行后续延性梁分析,如图 3 所示,B0 梁为未加固的梁;B1 梁为单点顶撑预应力 CFRP 板加固梁;B2 梁为双点顶撑预应力 CFRP 板加固梁。

所有梁的横截面均为矩形(图 4),混凝土梁长  $l=4\ 200\ \text{mm}$ ,宽  $b=250\ \text{mm}$ ,高  $h=400\ \text{mm}$ ,净跨  $l_0=4\ 000\ \text{mm}$ ,每根混凝土梁内部受拉筋为  $2\phi 18$  的钢筋( $A_s=509\ \text{mm}^2$ ),受压钢筋采用  $2\phi 12$ ( $A'_s=226\ \text{mm}^2$ ),箍筋为  $\phi 8@100$  的钢筋,所有钢筋均为 HRB400 级,梁的加固全部采用 CFRP 板( $A_f=70\ \text{mm}^2$ ),其宽为

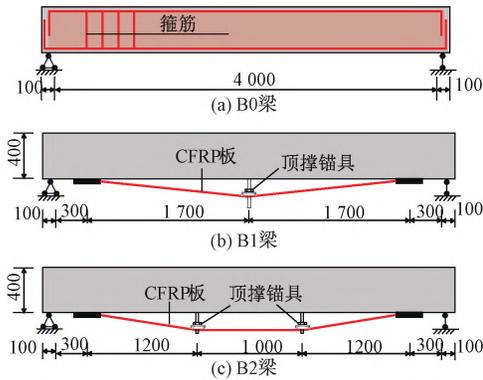


图 3 试验梁尺寸 mm

Fig. 3 Dimensions of tested beams

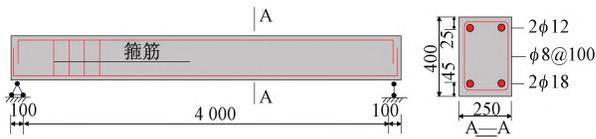


图 4 试验梁配筋 mm

Fig. 4 Details of tested beams

50 mm, 厚为 1.4 mm。

对于加固梁,固定端处都采用波纹锚具将 CFRP 板固定在梁底面。对于 B1 梁,跨中有一个顶撑装置,对于 B2 梁,跨中有两个顶撑装置,具体加固细节见文献[6]。

### 1.2 材料性能

由文献[6]可知混凝土平均立方体抗压强度  $f_{cu} = 60 \text{ MPa}$ ,混凝土平均弹性模量  $E_c = 38\,300 \text{ MPa}$ ,轴心抗压强度  $f_c = 51.4 \text{ MPa}$ 。表 1 列出了钢筋屈服强度( $f_y$ )和极限强度( $f_u$ )。CFRP 板的拉伸强度和拉伸模量分别为 2 400 MPa 和 160 GPa。

表 1 钢筋材性

Table 1 Property indexes of rebars

直径/mm	屈服强度 $f_y$ /MPa	极限强度 $f_u$ /MPa
8	509.6	601.6
12	435.2	608.4
18	466.0	657.8

## 2 有限元分析

### 2.1 有限元建模

参照文献[16]的方法,采用通用有限元分析软件 ABAQUS 建立二维有限元分析模型,由于未加固梁和加固梁都具有对称性,故选取一半进行建模(图 5),其中在对称面施加对称约束。模型采用 ABAQUS 中的完全积分四结点平面应力单元(CPS4)对混凝土梁进行建模,由于桁架单元无法模

拟钢筋的销栓作用,故采用两结点梁单元(B21)对钢筋进行建模,CFRP 板、预埋螺杆、固定端锚具同样采用两结点梁单元(B21)进行建模,梁单元的横截面定义为矩形。由于固定端锚具及预埋螺杆在有限元模型分析荷载下不会出现钢材屈服的情况,故可直接设置为线弹性模型。为了防止加载点的应力集中,在模型中设置垫块,垫块的材料属性与混凝土相同,但没有设置塑性,仅定义其泊松比。钢筋与混凝土之间的黏结行为关系采用 ABAQUS 中的界面单元 COH2D4 对其模拟,在平行于界面的方向上,界面单元的属性参照文献[17]。

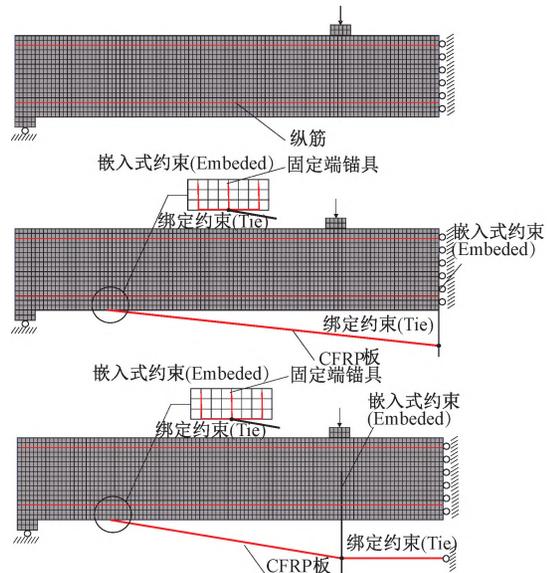


图 5 有限元模型

Fig. 5 Finite element models

### 2.2 材料模型

#### 2.2.1 混凝土

混凝土本构模型通过在 ABAQUS 中定义混凝土塑性损伤模型进行实现,该模型在单轴压缩和拉伸作用下非线性行为和损伤行为视为塑性变形。采用 Saenz 模型<sup>[18]</sup> [图 6(a)]模拟单轴受压下混凝土,该模型可以准确地模拟混凝土在压缩下的行为:

$$\sigma = \frac{\alpha \varepsilon}{1 + \left[ \left( \alpha \frac{\varepsilon_p}{\sigma_p} - 2 \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^2 \right]} \quad (1)$$

式中:  $\sigma$  为压应力;  $\varepsilon$  为压应变;  $\sigma_p$  为最大压应力;  $\varepsilon_p$  为最大压应变;模型中,  $\sigma_p$  取棱柱体轴心抗压强度;  $\varepsilon_p$  取 0.002;  $\alpha$  为曲线初始的切线模量,等于混凝土弹性模量  $E_c$ 。

在受拉本构模型方面选取 Hordijk 模型<sup>[19]</sup>,此模型可以更方便地运用到 ABAQUS 中,裂缝宽度和

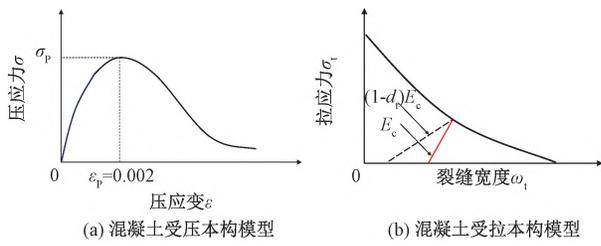


图6 混凝土本构模型

Fig. 6 Constitutive models of concrete

拉应变的关系示意如图6(b)所示。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left[ 1 + \left( c_1 \frac{w_t}{w_{cr}} \right)^3 \right] \exp \left( -c_2 \frac{w_t}{w_{cr}} \right) - \frac{w_t}{w_{cr}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (2)$$

其中  $w_{cr} = 5.14 \frac{G_f}{f_t}$

式中： $w_t$ 为裂缝宽度； $w_{cr}$ 为拉应力为零时裂纹宽度； $\sigma_t$ 为混凝土拉应力；常数 $c_1$ 和 $c_2$ 分别由单轴拉伸试验标定，为3.0和6.93； $f_t$ 、 $G_f$ 分别为混凝土的抗拉强度和混凝土断裂能。

$G_f$ 分别由CEB-FIP模型<sup>[17]</sup>中的算式确定：

$$f_t = 1.4 \left( \frac{f'_c - 8}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3a)$$

$$G_f = (0.0469d_a^2 - 0.5d_a + 26) \left( \frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad (3b)$$

式中： $d_a$ 为最大骨料尺寸，文中取20mm； $f'_c$ 为棱柱体轴心抗压强度，与式(1)中 $\sigma_p$ 相同。

拉伸损伤因子 $d_t$ 由式(4)<sup>[20]</sup>确定：

$$d_t = \frac{w_t}{w_t + \left( \frac{h_c \sigma_t}{E_c} \right)} \quad (4)$$

其中  $h_c = \sqrt{2}a$

式中： $a$ 为混凝土网格划分尺寸，文中取20mm。

混凝土的泊松比 $\nu$ 和膨胀角 $\Psi$ 分别假设为0.2和35°，偏心率 $e$ 、双轴强度与单轴强度之比、不变量应力比 $K_c$ 和黏性系数 $\mu$ 分别取0.1、1.16、0.66667、0.0005。

### 2.2.2 钢筋和CFRP板

模型中，钢筋采用双线性弹性本构模型[图7(a)]，钢材弹性模量 $E_s$ 取206GPa，屈服强度与极限强度按表1中数值取值。CFRP板采用线弹性本构模型[图7(b)]，CFRP板弹性模量 $E_p$ 为160GPa，并采用降温法对其施加预应力。

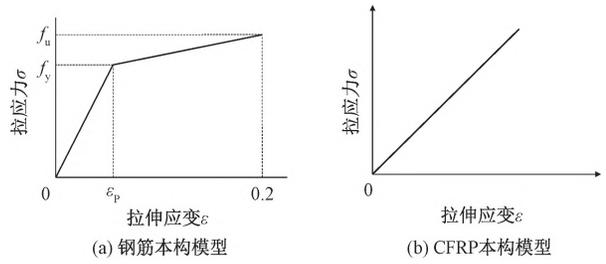


图7 钢筋和CFRP板本构模型

Fig. 7 Constitutive models of steel bars and CFRP plates

### 2.3 混凝土-钢筋黏结滑移关系

钢筋与混凝土之间的黏结关系采用ABAQUS中的界面单元COH2D4对其模拟，如图8所示，在混凝土梁与钢筋之间建立黏结单元，混凝土、黏结单元以及钢筋网格划分大小应一致，使每个单元结点互相对应，分别通过绑定约束(Tie)将混凝土与黏结单元、钢筋与黏结单元联结，进而通过调整界面单元的属性，实现模拟钢筋-混凝土的黏结滑移关系[式(5)]，图9为CEP-FIB的黏结滑移模型。

$$\tau = \tau_{max} \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (5a)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left( \frac{s - s_1}{s_2 - s_1} \right) \quad s_1 \leq s \leq s_2 \quad (5b)$$

$$\tau = \tau_f \quad s_2 \leq s \quad (5c)$$

其中  $\tau_{max} = 2.0 \sqrt{f_{ck}}$

$$\tau_f = 0.15 \tau_{max}$$

式中： $\tau$ 、 $s$ 分别为黏结应力和滑移长度； $s_1$ 、 $s_2$ 分别为最大黏结应力和残余黏结强度起始时的位移，取0.6、1.0mm； $\tau_{max}$ 为最大截面剪应力； $\tau_f$ 为峰值后破坏剪应力； $f_{ck}$ 为混凝土棱柱体轴心抗压强度； $\alpha$ 取0.4。

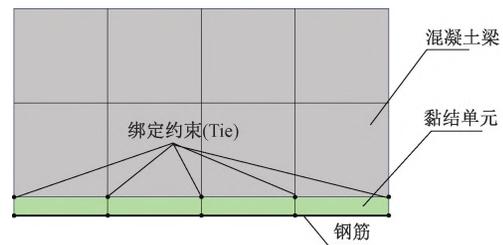


图8 钢筋与混凝土黏结滑移关系

Fig. 8 Relations of bond slip between rebars and concrete

### 2.4 加载步骤和求解方法

模型采用标准通用求解方法，采用位移控制进行加载，对于加固梁，在分析步中，首先对CFRP板施加800MPa预应力，随后再进行位移加载，当模型

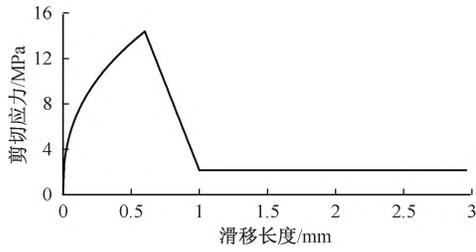


图 9 钢筋与混凝土黏结滑移模型

Fig. 9 The model of bond slip between rebars and concrete

加载至  $\sigma_{fp}$  到达试验值 (B1 梁为  $6.603 \times 10^{-3}$ , B2 梁为  $7.967 \times 10^{-3}$ ), 即停止计算。由于两端锚固等原因, 试验  $\sigma_{fp}$  值未达到 CFRP 板材极限强度, 未发生劈裂破坏, 锚具优化改进工作完成, 可保证 CFRP 板拉应力超过 2 000 MPa, 因此在后续的参数分析中, 当  $\sigma_{fp}$  达到 2 000 MPa 时, 认定 CFRP 板出现断裂破坏。

### 3 有限元分析结果

#### 3.1 荷载-挠度曲线

图 10 为数值模拟及试验的荷载-跨中挠曲曲线结果, 表 2 汇总了模拟和试验测量的极限荷载以及相应的挠度。结果表明: 试验与有限元模型数值吻合较好, 其中包括在混凝土开裂、钢筋屈服两个点的荷载和挠度偏差值均在 5% 以下。存在偏差的原因主要体现在挠度的预测不仅受到材料强度的影响, 还会受混凝土的裂缝开展、钢筋与混凝土之间的

黏结滑移以及加固方式的影响, 这些因素都会对模型造成影响。加固梁的破坏模式体现为 CFRP 板断裂或劈裂破坏, 而没有首先出现混凝土受压区被压碎的情况, 原因主要是设计梁的延性较好, 这一现象在试验和有限元都得到了验证。

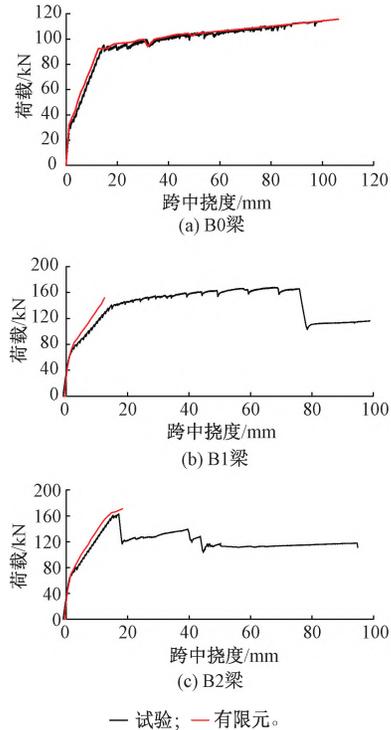


图 10 梁荷载-跨中挠度曲线

Fig. 10 Load-deflection curves of beams

表 2 梁试验值和模拟值

Table 2 Simulation results of tested and simulated beams

梁	极限荷载 $P_{max}/kN$			极限挠度 $\delta_{max}/mm$			CFRP 板极限拉应变 $/10^{-3}$		
	试验	有限元	偏差/%	试验	有限元	偏差/%	试验	有限元	偏差/%
B0	114.6	115.6	+1.0	100.8	106.2	+5.3			
B1	167.9	152.1	-9.4	63.6	12.5	-80.3	6.603	6.730	+1.9
B2	162.9	170.9	+4.9	18.0	18.3	+1.6	7.967	8.020	+0.6

将试验值与模拟值相比, 控制梁 B0 梁当极限挠度相差 5.3% 时, 极限荷载误差仅有 1%。双点顶撑加固 B2 梁的极限荷载相差 4.9%, 极限挠度相差 1.6%, 同时也验证了此模型的有效性。值得注意的是: 单点顶撑加固 B1 梁不仅极限荷载降低了 9.4%, 而且极限挠度降低了 80.3%, 这是因为在试验过程中预埋的螺杆出现了小幅度弯曲, 导致 CFRP 板受力方式发生了改变, 使 CFRP 板的应力增长缓慢且维持在较高水平, 提高了混凝土梁的延性。此现象为延性加固方法提供了思路。

#### 3.2 CFRP 板应力分布

图 11 分别为两种加固梁 B1、B2 CFRP 板上的应

变-跨中挠度曲线, 可以看到: 在张拉阶段, 随着预应力的施大, 跨中挠度朝着反方向增大, 表明此时梁正在向上弯曲, 造成了反拱状态; 随后在加载阶段, 应变和挠度都保持线性增长。单点顶撑加固 B1 梁的 CFRP 板应变模拟值总是略大于 CFRP 板应变实测值, 这是由于预埋螺杆的小幅度弯曲, 导致了后续加载过程中, 受力方式的变化, 故应变增长幅度略低于模拟值。而双点顶撑加固 B2 梁的模拟值与试验值吻合较好。

图 12 分别显示了控制梁以及两种加固梁在该模型下的极限荷载下的裂缝模式, 可观察到: 双点顶撑加固梁的裂缝更多且在加载点两侧更宽, 而单点

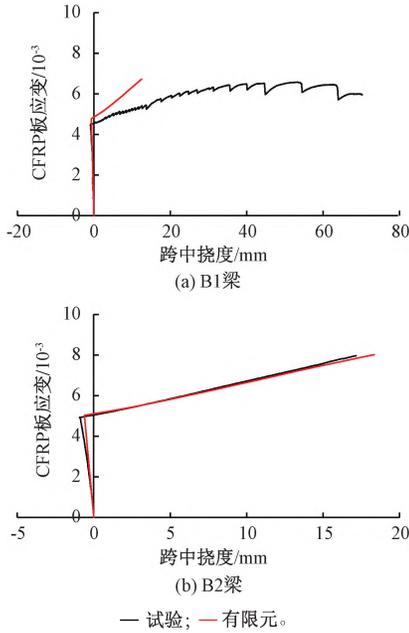


图 11 CFRP 板应变发展

Fig. 11 Strain development of CFRP plates

顶撑加固梁的裂缝高度相比双点顶撑加固梁较低。

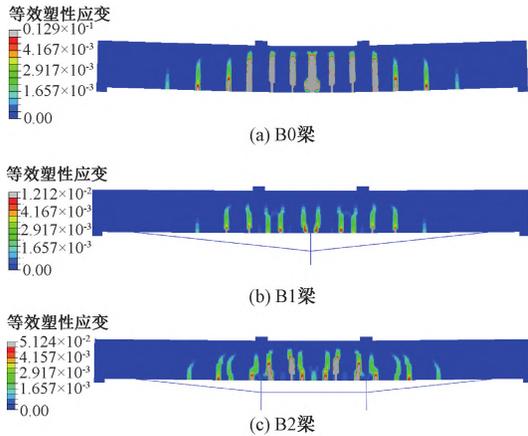


图 12 极限状态下顶撑加固梁的等效塑性应变云

Fig. 12 Contours of equivalent plastic strain of beams reinforced with prestressed CFRP plates supported under mid-spans of beams

## 4 延性 CFRP 板加固方法

### 4.1 弹塑性机构性质

图 13(a) 为单点刚性顶撑加固梁的理想受力示意, 其中 CFRP 板顶撑高度  $h_0$  可用式(6)计算:

$$h_0 = \sqrt{l_1^2 - l_0^2} \quad (6a)$$

$$l_1 = l_0 \left( 1 + \frac{\sigma_0}{E_p} \right) \quad (6b)$$

式中:  $h_0$  为施加预应力后 CFRP 板顶撑的距离;  $l_1$  为顶撑后单侧 CFRP 板的长度;  $l_0$  为顶撑前单侧

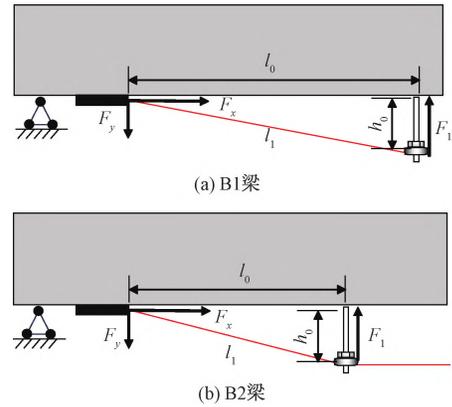


图 13 刚性顶撑梁受力分析

Fig. 13 Force analysis of supported rigid beams

CFRP 板的长度, 也可以指预埋螺杆至固定端处的水平距离;  $\sigma_0$  为对 CFRP 板施加的预应力;  $E_p$  为 CFRP 板的弹性模量;  $A_p$  为 CFRP 板截面积。

预应力施加完成后, 单点顶撑加固梁跨中撑杆力  $F_p$  为:

$$F_p = 2\sigma_0 A_p \left( \frac{h_0}{l_1} \right) \quad (7)$$

假定在梁的加载过程中, 几何尺寸保持不变, 即在 CFRP 板应力水平达到  $\sigma_{fp}$  时跨中预埋螺杆受力  $F_1$  等于:

$$F_1 = 2\sigma_{fp} A_p \left( \frac{h_0}{l_1} \right) \quad (8)$$

式中:  $\sigma_{fp}$  为某一时刻 CFRP 板的应力大小。

对于双点顶撑加固梁, 某一时刻下的跨中预埋螺杆受力  $F_1$  等于:

$$F_1 = \sigma_{fp} A_p \left( \frac{h_0}{l_1} \right) \quad (9)$$

由于在加固过程中利用弹塑性机构替代撑杆, 通过假定加载过程中 CFRP 板的应力情况反推出此时机构受力情况, 同时设定弹塑性机构屈服力, 当 CFRP 板的应力达到设定应力水平时, 弹塑性机构开始屈服, CFRP 板应力将不再快速增大。

#### 4.1.1 弹塑性机构刚度对加固梁的影响

以单点顶撑梁为例, 分别对比屈服力为 20 kN, 屈服点位移为 0、10、20 mm 的弹塑性机构(图 14)对梁的加固效果, 对应于的各梁的编号为 B1-0, B1-10, B1-20, 下同。

在有限元中, 弹塑性机构的性能通过在 CFRP 板与预埋螺杆下方固定处设置连接器 ConnSect 实现, 其中连接器类型选择 Axial。

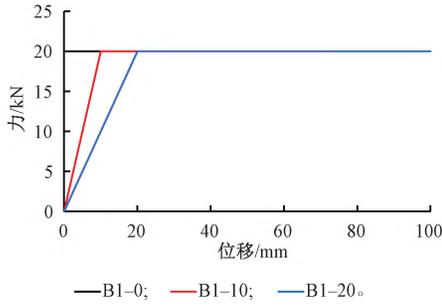


图 14 具有不同屈服位移的弹塑性机构的力与位移的关系  
 Fig. 14 Force-displacement relations of elastoplastic mechanisms with different yield displacements

有限元模拟结果如图 15 所示,当改变屈服点位移时,对 CFRP 板应力增长幅度和加固梁性能的影响较小。

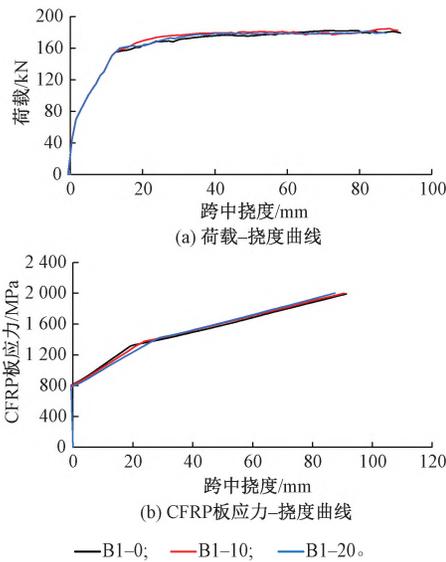


图 15 不同刚度弹塑性机构加固梁效果  
 Fig. 15 Effect of reinforced beams with mechanisms of different stiffnesses

#### 4.1.2 弹塑性机构屈服力对加固梁的影响

对每种加固梁设计 4 种弹塑性机构(图 16),其屈服力分别为当 CFRP 板应力达到 1 200、1 400、1 600、1 800 MPa 时对应的弹塑性机构受力大小,屈服位移都是 10 mm,对应于各梁的编号为 B1-1 200, B1-1 400, B1-1 600, B1-1 800,下同。

#### 4.2 延性加固梁模拟结果

由图 17 可见:当选用弹塑性机构时,梁整体的性能发生了改变,在牺牲少量极限强度的基础上,大大提高了加固梁的延性,与刚性顶撑梁相比,在受拉钢筋屈服阶段以前,梁的荷载-位移曲线基本保持不变,仅当弹塑性机构达到屈服点时,CFRP 板应力达到转折点,梁荷载-位移曲线的增长幅度放缓。

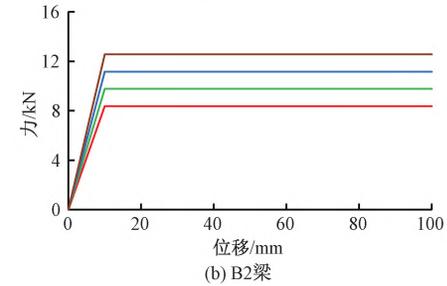
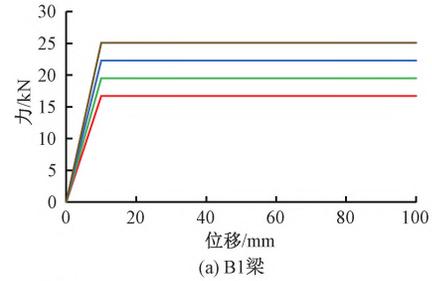


图 16 具有不同屈服力的弹塑性机构的力-位移关系  
 Fig. 16 Force-displacement relations of elastic-plastic mechanisms with different yield forces

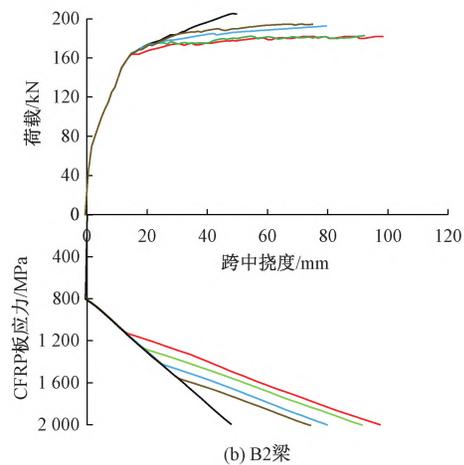
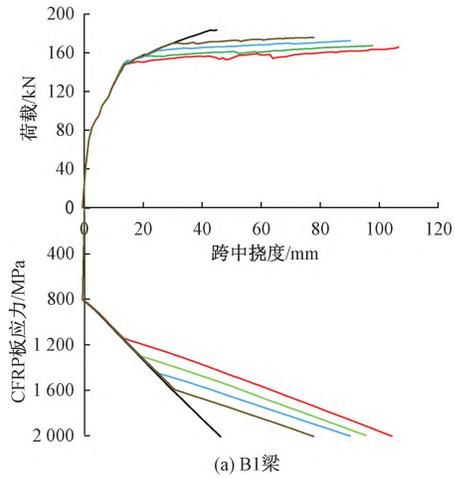


图 17 具有不同屈服力的弹塑性机构加固梁的荷载-挠度曲线  
 Fig. 17 Load-deflection curves of beams reinforced with elastoplastic mechanisms with different yield forces

虽然弹塑性机构屈服点设计值由 CFRP 板的设定应力值计算,但发现 CFRP 板应力的转折点和设计值并不十分吻合,这是因为设计时假设梁底面是水平的,而弹塑性机构发挥作用时,混凝土梁已经承载一定的位移荷载,此时出现了几何变形,无法与设计值完全对应,但误差在可接受范围内。

带有 4 种弹塑性机构的两种加固梁的极限荷载以及极限位移如表 3、4 所示,在单点顶撑加固梁方面,带有弹塑性机构的混凝土梁的延性都得到较大提

高,其中带有 1 200 MPa 弹塑性机构梁尤为突出,极限位移提升了 137.2%,且随着弹塑性机构梁屈服力的增大,极限位移提升幅度下降。在极限承载力方面可以看出,弹塑性机构加固梁会牺牲部分承载力来提高混凝土梁的延性,但当带有 1 800 MPa 弹塑性机构梁极限位移提升 73.2%时,极限承载力仅下降 4.0%,是可以接受的。而双点顶撑加固梁的效果同单点顶撑加固梁相同,极限位移最大可提升了 114%,并且随着机构屈服力的增大,极限位移提升幅度变小。

表 3 具有不同屈服力的弹塑性机构加固梁 B1 结果

Table 3 Results of beams B1 with elasoplastic mechanisms of different yield forces

梁	极限荷载		极限挠度		CFRP 板极限应力 $f_{frp}$ /MPa
	$p_{max}$ /kN	$\frac{p_{max} - p_{B1,rigid}}{p_{max}}$ /%	$\delta_{max}$ /mm	$\frac{\delta_{max} - \delta_{B1,rigid}}{\delta_{B1,max}}$ /%	
B1-刚性	183.3	0	44.9	0	2 000
B1-1 200	165.8	-9.5	106.5	137	2 000
B1-1 400	167.3	-8.7	97.7	117	2 000
B1-1 600	172.5	-5.9	90.2	100	2 000
B1-1 800	175.8	-4.0	77.8	73	2 000

$p_{B1,rigid}$  为 B1 刚性加固梁极限荷载;  $\delta_{B1,rigid}$  为 B1 刚性加固梁极限挠度。

表 4 具有不同屈服力的弹塑性机构加固梁 B2 的结果

Table 4 Results of beam B2 with different elasoplastic mechanisms of different yield forces

梁	极限荷载		极限挠度		CFRP 板极限应力 $f_{frp}$ /MPa
	$p_{max}$ /kN	$\frac{p_{max} - p_{B2,rigid}}{p_{max}}$ /%	$\delta_{max}$ /mm	$\frac{\delta_{max} - \delta_{B2,rigid}}{\delta_{B1,max}}$ /%	
B2-刚性	203.2	0	45.9	0	2 000
B2-1 200	181.9	-10.4	98.3	114	2 000
B2-1 400	182.9	-9.9	92.2	100	2 000
B2-1 600	192.6	-5.2	79.5	73	2 000
B2-1 800	194.4	-4.3	74.9	63	2 000

$p_{B2,rigid}$  为 B2 刚性加固梁极限荷载;  $\delta_{B2,rigid}$  为 B2 刚性加固梁极限挠度。

极限状态下弹塑性机构加固梁的裂缝云如图

18 所示。

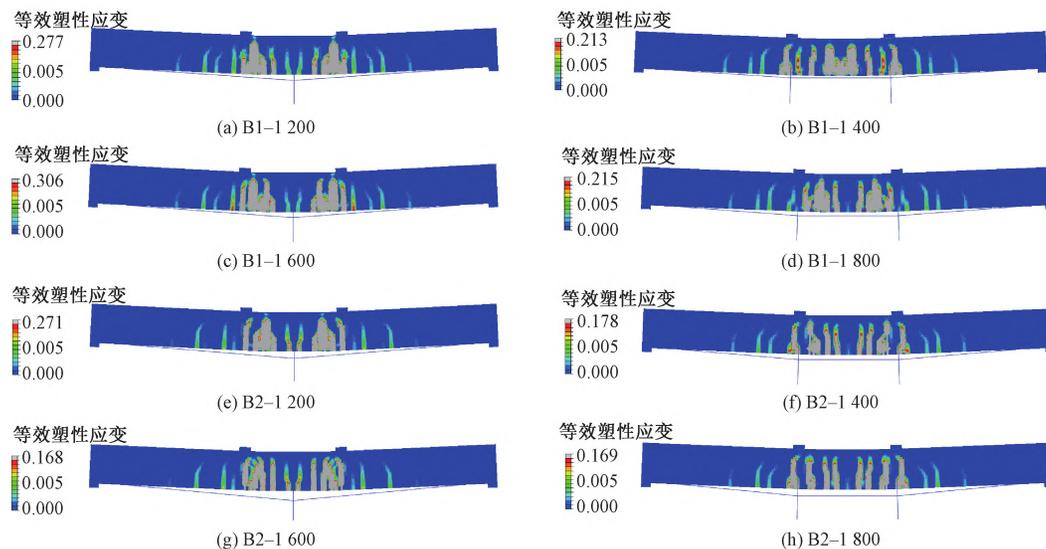


图 18 极限状态下弹塑性机构加固梁的等效塑性应变云

Fig. 18 Contours of equivalent elastic strain of beams reinforced with elasoplastic mechanisms with different yield forces in ultimate states

可以发现:当弹塑性机构的屈服力较低时,裂缝较宽,梁的破坏模式趋近于混凝土受压区被压碎破坏,而当屈服力较高时,刚度增大,此时裂缝扩展相对较低,故可以预测带有弹塑性机构梁的破坏模式可能会发生混凝土受压区被压碎或者 CFRP 板断裂破坏,此时破坏模式与适筋梁相似,属于延性破坏。

## 5 结束语

在跨中顶撑预应力 CFRP 板加固钢筋混凝土梁上方法的基础上,提出了一种新型的延性加固方法,利用机构代替原有撑杆提升梁的延性并通过有限元分析进行了验证,从分析结果中得到:1) 新型加固方法在牺牲少量极限强度的基础上大幅度提高了混凝土梁延性,在研究工况下,极限位移最大可提升 137%。2) 提高弹塑性机构屈服力,使延性提升幅度下降。3) 合理选择弹塑性装置,平衡极限强度与延性的关系,可以达到优化的效果。

由于研究是在 CFRP 板的极限拉应力可以达到 2 000 MPa 条件下进行的,因此锚具的设计至关重要。在实际中,弹塑性机构可以通过合适的几何形状、材料选择以及力学设计来实现,可以选用金属屈服式结构、摩擦阻尼器式结构以及一些特定几何形状的机构,在工程中可以根据应用的需求而有所变化。2) 跨中弹塑性机构的作用在于适当降低极限承载力而大幅提升延性,因此须要选择适当的屈服强度,同时须在构造上进行优化,做到便于安装和维护。在设计过程中,首先完成弹塑性机构的屈服点位移以及屈服强度的设计,随后运用通过数值模拟方法来对加固梁属性进行定量控制。

## 参 考 文 献

[1] 杨心壤. 为桥梁戴上“健康手环”:公路桥梁结构健康检测系统初探[J]. 中国公路, 2022(10): 20-21.

[2] 中交路桥科技有限公司. 桥梁检测市场 190 万座桥梁,危桥病桥占 45% [EB/OL]. [2023-11-13]. [http://www.zjlq.net/Article/Article\\_5353.html](http://www.zjlq.net/Article/Article_5353.html).

[3] 梅葵花,王凤轩,孙胜江. 纤维增强复合材料加固混凝土桥梁结构研究进展[J]. 建筑科学与工程学报, 2024(1): 31-51.

[4] 吴刚,安琳,吕志涛. 碳纤维布用于钢筋混凝土梁抗弯加固的试验研究[J]. 建筑结构, 2000(7): 3-6, 10.

[5] 李荣,滕锦光,岳清瑞. FRP 材料加固混凝土结构应用的新领

域:嵌入式(NSM)加固法[J]. 工业建筑, 2004, 34(4): 5-10.

[6] YANG J Q, FENG P, LIU B, et al. Strengthening RC beams with mid-span supporting prestressed CFRP plates: an experimental investigation[J]. *Engineering Structures*, 2022, 272, 115022.

[7] 彭晖,尚守平,金勇俊. 预应力碳纤维板加固受弯构件的试验研究[J]. 工程力学, 2008(5): 142-151.

[8] 尚守平,彭晖,童桦. 预应力碳纤维布材加固混凝土受弯构件的抗弯性能研究[J]. 建筑结构学报, 2003(5): 24-30.

[9] HAJHASHEMI A, MOSTOFINEJAD D, AZHARI M. Investigation of RC beams strengthened with prestressed NSM CFRP laminates [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2011, 15(6): 887-895.

[10] RAAFAT E-H, KHALED S. Prestressed near-surface mounted fibre reinforced polymer reinforcement for concrete structures: a review [J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2013, 40: 1127-1139.

[11] KIM Y J, SHI C Y, GREEN M F. Ductility and cracking behavior of prestressed concrete beams strengthened with prestressed CFRP sheets [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2008(12): 274-283.

[12] CHAHROUR A, SOUDKI K. Flexural response of reinforced concrete beams strengthened with end anchored partially bonded carbon fiber-reinforced polymer strips [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2005, 9(2): 170-177.

[13] CHOI H T, WEST J S, SOUDKI K A. Analysis of the flexural behavior of partially bonded FRP strengthened concrete beams [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2008, 12(4): 375-386.

[14] SEO S Y, LEE M S, FEO L. Flexural analysis of RC beam strengthened by partially de-bonded NSM FRP strip [J]. *Composites Part B*, 2016, 101(9): 21-30.

[15] 张智梅,黄庆彬. 部分黏结 FRP 加固混凝土梁抗弯性能研究 [J]. 铁道科学与工程学报, 2020, 17(4): 965-971.

[16] YANG J Q, SMITH S T, WANG Z Y, et al. Numerical simulation of FRP-strengthened RC slabs anchored with FRP anchors [J]. *Construction and Building Materials*, 2018, 172: 735-50.

[17] Comite Euro-International Du Beton. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code [S]. London: Thomas Telford, 1993.

[18] SANEZ L P. Discussion of equation for the stress-strain curve of concrete by Desayi P and Krishnan S [J]. *Journal of American Concrete Institute*, 1964, 61: 1229-1235.

[19] HORDIJK D A. Local approach to fatigue of concrete [D]. Delft: Technische Universiteit Delft, 1991.

[20] CHEN G M, TENG J G, CHEN J F. Finite-element modelling of intermediate crack debonding in FRP-plated RC beams [J]. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2011, 15(3): 339-353.