

预应力混凝土连续矮肋 T 梁抗弯承载力分析

李油油, 于晓坤, 贾艳敏*, 赵赞

(东北林业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150040)

摘要: 为了研究预应力混凝土连续矮肋 T 梁的承载能力及破坏模式, 以 32 m 预应力混凝土连续矮肋 T 梁为原型, 以 1:4 为几何缩尺比, 以关键截面等应力为原则, 制作缩尺模型梁。运用 Abaqus 有限元软件模拟模型梁的试验过程并验证模型试验的正确性。用有限元软件和模型试验共同分析在加载过程中梁体跨中截面位移、钢筋应变、混凝土应变的变化情况, 并且对矮肋 T 梁的刚度折减、截面特性及破坏形态进行分析。结果表明: 预应力混凝土矮肋 T 梁有较高承载能力, 但矮肋 T 梁在开裂后梁体承载能力下降较快, 因此矮肋 T 梁适合作为全预应力构件使用。

关键词: 预应力混凝土; 矮肋 T 梁; 抗弯承载力; 有限元模拟

自混凝土梁桥兴起以来, 空心板凭借自身施工简单、建筑高度低等优点成为中国中小跨径公路桥梁中最常见的桥型之一。但空心板自身也存在许多缺点, 如挖空率低、自重大、支座易脱空、铰接开裂等。近年来, 随着交通车辆的增加和各种自然因素的影响, 空心板梁桥梁体跨中和支座出现裂缝的案例逐渐增多, 因此许多工程中使用矮肋 T 梁替代空心板。矮肋 T 梁不仅拥有空心板所拥有的优点, 且矮肋 T 梁还可以克服自重大、支座脱空、横向联系弱等缺点。但矮肋 T 梁在实际工程应用中也出现了一些不足, 因此许多研究者对矮肋 T 梁进行了深入研究: 陈娟娟通过对 16 m 矮肋 T 梁进行研究, 得出矮 T 梁承托是横向联系的薄弱部位, 易产生纵向裂缝; 金秀辉利用有限元分析软件研究了矮 T 梁的空间受力行为和力学特点, 得出该结构具有很好的静力和动力性能且可以克服空心板在施工中的内模上浮问题。

为了进一步探究矮肋 T 梁在荷载作用下的承载能力、破坏形态、截面特性及混凝土和钢筋的使用效率。该文基于缩尺模型和有限元模型来研究 T 梁在荷载作用下的受力性能。

1 模型设计

依据相似三定理, 模型梁应满足: ① 尺寸相似、边界条件相似; ② 截面刚度相似; ③ 应力相等、应变相似等原则。根据关键截面应力等效原则及缩尺比, 确定模型梁的尺寸及构造, 图 1 为缩尺模型梁的构造图及配筋图。梁长 8.2 m, 梁高 0.543 m, 翼缘板宽 0.835 m, 腹板宽 0.17 m, 下缘配置 2 根直径 14 mm 的 HRB400 纵向钢筋, 钢绞线配置为 2 根 $\phi 15.2$ mm (N1)+2 根 $\phi 15.2$ mm (N2), 2 根 $\phi 15.2$ mm 为一束, 钢绞线强度设计值 $f_{py}=1\ 860$ MPa, 混凝土强度等级

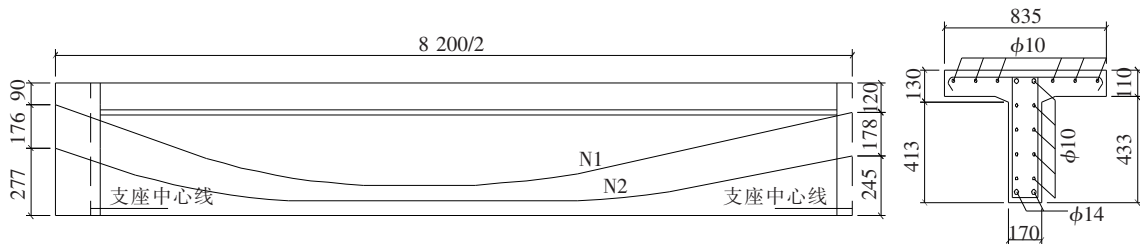


图 1 模型梁构造及配筋图(单位:mm)

收稿日期:2020-06-14

基金项目:辽宁省重点交通科技项目(编号:201512,201513)

作者简介:李油油,男,硕士研究生。E-mail:1994liyoyou@sina.com

* 通信作者:贾艳敏,女,博士,教授。E-mail:yanminjia@126.com

为 C40。钢筋、混凝土强度与原梁相同,因此模型梁与原梁的弹性模量比为 1。按量纲法推导相似关系如表 1 所示。

表 1 模型梁与原梁的相似关系

截面特性	模拟关系	参数
应变	$\epsilon_m = C_\epsilon \epsilon_p$	$C_\epsilon = 1$
长度	$L_m = C_L L_p$	$C_L = 1/4$
面积	$A_m = C_A A_p$	$C_A = 1/3$
惯性矩	$I_m = C_I I_p$	$C_I = 1/14$
拉应力筋	$J_m = C_J J_p$	$C_J = 6/13$
弯矩	$M_m = C_M M_p$	

注:下标 p 表示原梁,下标 m 表示模型梁。

2 T 梁极限承载力试验

2.1 试验装置

试验加载装置如图 2 所示,通过反力架将油压千斤顶进行固定,用千斤顶进行加载,加载大小由压力传感器进行控制,加载点距跨中各 0.5 m,加载点分为 1 号加载点和 2 号加载点。

2.2 测点布置

在模型梁主筋的 $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 处布置电阻应变片,在梁的 $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 截面两侧沿梁高分别布置混凝土表面应变计,并在梁底沿 $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 点布置百分表测量竖向挠度。跨中截面混凝土应变的测点布置图如图 3 所示。

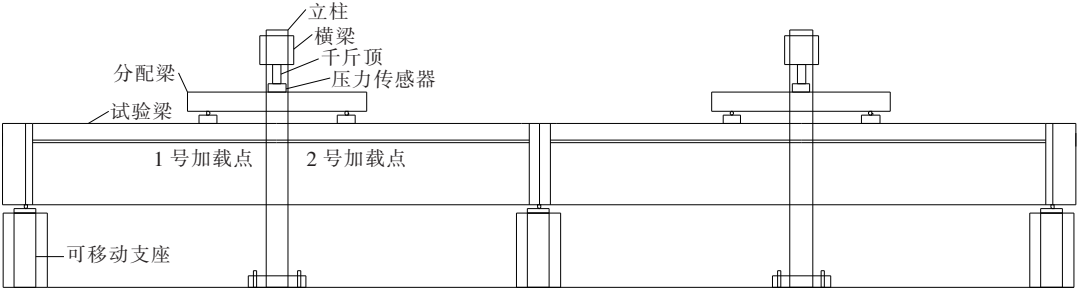


图 2 试验加载示意图

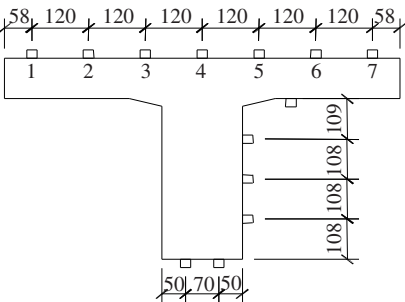


图 3 跨中截面混凝土测点布置图(单位:mm)

3 试验梁有限元模型

利用 Abaqus 有限元软件对模型梁进行加载试验模拟,然后将有限元模拟结果与模型梁试验结果进行对比分析。Abaqus 中引入损伤因子建立塑性损伤模型,其中钢筋、混凝土采用分离式模型,钢筋选用两节点线性三维桁架单元(T3D2),混凝土选用八节点线性六面体单元(C3D8R),钢筋与混凝土之间的黏结采用嵌入式约束模拟;预应力采用降温法进行模拟。

普通钢筋本构不考虑强化阶段,采用理想弹塑性

模型,如式(1)所示:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & 0 < \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ \sigma_y & \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (1)$$

式中: E_s 为普通钢筋的弹性模量; ϵ_y 为普通钢筋的屈服应变; σ_y 为普通钢筋的屈服应力; ϵ_u 为普通钢筋的极限应变。

预应力钢筋钢绞线本构关系曲线采用三折线模型,如式(2)所示:

$$\begin{cases} E_p \epsilon_p & \epsilon_p \leq \epsilon_{0.1} \\ \sigma_{0.1} + E'_p (\epsilon_p - \epsilon_{0.1}) & \epsilon_{0.1} < \epsilon_p \leq \epsilon_{0.2} \\ [\sigma_{0.2} + E''_p (\epsilon_p - \epsilon_{0.2})] & \epsilon_{0.2} < \epsilon_p \leq \epsilon_{up} \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\epsilon_{0.1}$ 、 $\sigma_{0.1}$ 分别为预应力筋的极限弹性应变和极限弹性强度; $\epsilon_{0.2}$ 、 $\sigma_{0.2}$ 分别为预应力筋条件屈服应变和条件屈服强度; ϵ_{up} 为预应力筋的极限应变。

混凝土的本构关系采用 GB 50010—2015《混凝土结构设计规范》建议公式,如式(3)、(4)所示:

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_c \epsilon_c \quad (3)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_t \epsilon_t \quad (4)$$

式中: σ_t 、 σ_c 分别为混凝土拉、压应力; ϵ_t 、 ϵ_c 分别为混

凝土拉、压应变; d_t 、 d_c 分别为混凝土单轴受拉、压损伤因子。

4 试验结果分析

4.1 荷载—挠度曲线分析

在各级荷载作用下梁体产生的挠度可以有效地反映梁体所处的受力阶段。因此,为了更加清晰分析梁体的受力过程,将梁跨中截面在各级荷载作用下的挠度绘成荷载—挠度曲线图,如图 4 所示。

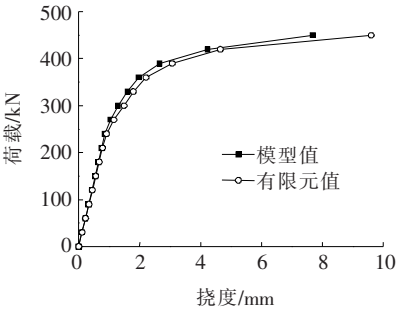


图 4 跨中荷载—挠度曲线图

由图 4 可以看出:试验梁从开始加载到最终破坏经历了 3 个阶段。① 弹性阶段,此阶段梁体下缘未出现可辨裂缝,混凝土的工作性能类似于均质弹性体,应力应变成正比,且梁截面的应力分布接近三角形,因此

该阶段的荷载—位移关系表现为一条斜直线;② 弹塑性阶段,此阶段为梁体带裂缝工作阶段也是裂缝的发展阶段,从荷载为 240 kN 时梁体出现第一条裂缝开始,下缘混凝土慢慢退出工作,拉应力逐渐转向钢筋承担,当荷载达到 390 kN 时跨中区域裂缝发展趋于稳定,此时弹塑性阶段结束,由于弹塑性阶段梁体截面裂缝发展导致梁体承载能力下降,因此荷载挠度表现为曲线形态;③ 塑性阶段,塑性阶段的荷载挠度关系基本由钢筋本构关系和预应力筋本构决定,荷载高于 390 kN 之后主筋进入强化阶段,因此该阶段荷载位移曲线斜率较小。

从图 4 可以得出模型梁实测值与有限元计算挠度吻合良好,特别在梁体开裂前吻合度达到 97%,在后期加载中因为模型梁中钢筋与混凝土之间存在微量滑移,导致吻合度有所下降,但平均吻合度达到 92%。因此可以得出 Abaqus 有限元软件可以有效模拟模型梁的受力阶段与破坏过程。

4.2 模型梁与原梁相似关系认证

取模型梁与原梁跨中截面应力、应变相等,由表 1 相似关系,计算得出模型梁的跨中正弯矩为原梁的 0.31 倍。确定原梁在公路一级荷载作用下的跨中截面应变,即可确定在该应变下模型梁与原梁的弯矩。如表 2 所示。

表 2 模型梁与原梁数据对比结果

应力/kN		m/p 实际		m/p 设计		弯矩/(kN·m)		m/p 实际		m/p 设计	
模型梁 m	原梁 p	相似比		相似比		模型梁 m	原梁 p	相似比		相似比	
266.0	266.5	1		1		208.6	682.8	0.310		0.326	

注:弯矩误差为 0.05。

由表 2 可以看出:按照关键截面等应力原则,模型梁与原梁跨中正弯矩相似比吻合度较高,因此可知模型梁能够准确地模拟原梁的受力过程。

4.3 混凝土应变分析

为了研究在各级荷载作用下,上、下缘混凝土的利用效果,将跨中截面上、下缘混凝土在各级荷载作用下的应变绘成荷载—应变曲线图,如图 5 所示。

由图 5 可知:有限元塑性损伤模型可以很好地模拟混凝土的拉应变曲线,荷载小于 240 kN 时混凝土的拉应变图形为同一条直线,荷载大于 240 kN 后下缘混凝土应变曲线均出现了拐点,荷载大于 330 kN 后两条曲线吻合度有所下降,因为模型梁的混凝土并非均质材料,而有限元计算默认混凝土为均质材料。

4.4 钢筋应变分析

在荷载试验中,受拉钢筋和受压钢筋的应变变化可以表示出梁截面的应力分布变化。图 6 为跨中截面拉、压钢筋的荷载—应力曲线图。

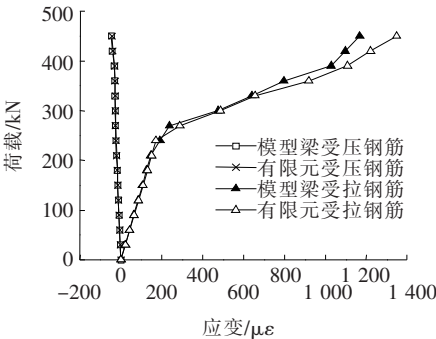


图 5 跨中截面混凝土荷载—应变曲线图

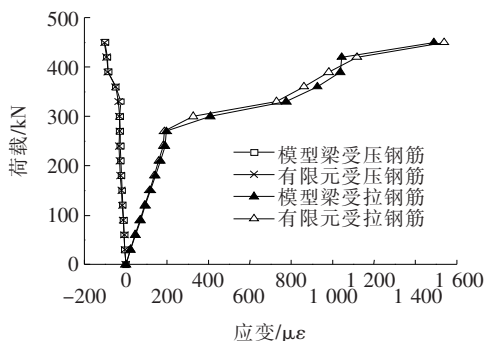
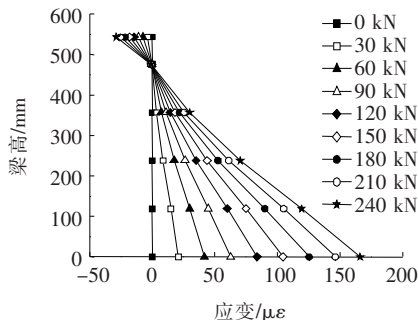


图6 跨中截面钢筋荷载—应变曲线图

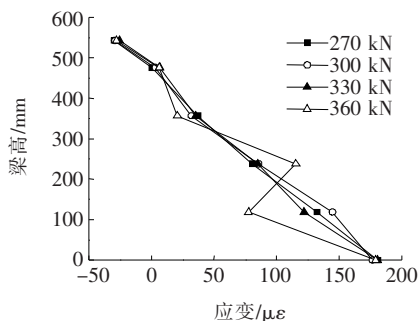
从图6可以看出:在达到开裂荷载240 kN时,钢筋拉、压应变曲线均出现拐点,因此240 kN时梁截面发生应力重分布现象,受拉钢筋应力突然增大,受压钢筋的应变虽有增大,但效果并不明显。随着荷载的继续增加模型梁受拉钢筋应变略小于有限元计算值,是因为模型梁中钢筋与混凝土之间出现微量滑移,而有限元计算中设定无相对滑移。在最终梁体达到破坏时,受拉钢筋应变达到1540 $\mu\epsilon$,而受压钢筋压应变只有103 $\mu\epsilon$,因此可得受拉钢筋利用率并不高。

4.5 跨中截面应变分析

图7为跨中截面应变分析图,图8为跨中截面翼缘板纵向应变沿横向分布图。



(a) 荷载0~240 kN



(b) 荷载270~360 kN

图7 跨中截面应变分析图

从图7(a)可以看出:荷载为0~240 kN时中性轴位置处于稳定阶段,中性轴高度约为430 mm位于翼

缘板底面,相比T梁位置要高,由此可知压应变全部由翼缘板承担,而腹板高度完全充当矮T梁截面的拉、压力距。因此可得矮肋T梁充分发挥了T梁截面的优势,在截面高度一定时可最大程度提高梁体的承载能力。

由图7(b)可知:荷载为270~390 kN时梁体下缘处于开裂状态,中性轴会适当上移,并且跨中截面上翼缘的应变失去变化规律,其原因是翼缘板发生剪力滞效应导致中性轴位置并不准确。

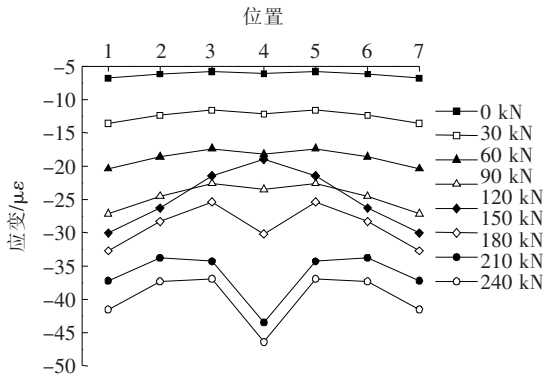


图8 跨中翼缘板应变横向分布图

由图8可以看出:在加载过程中并未出现明显的偏载情况,翼缘板的应变为真实应变,并且可以看出梁体开裂后翼缘板出现剪力滞效应,所以矮肋T梁与T梁相比翼缘板的使用率降低。由式(5)、(6)、(7)可知:在荷载作用下若翼缘板发生剪力滞效应,有效受压面积减小,使拉、压力距增大,中性层高度 y 增大,梁体挠度增大,加重截面破坏,降低承载能力 M 。因此,减小翼缘板剪力滞效应有利于增大矮肋T梁的承载能力。

$$M = \frac{1}{\gamma_0} f_{cd} b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) \quad (5)$$

$$\epsilon = \frac{My}{EI} \quad (6)$$

$$y = h_0 - h_f' / 2 \quad (7)$$

4.6 刚度折减

刚度折减运算采用文献[8]提出的切线刚度法,如式(8)所示。所求得的刚度折减曲线见图9。

$$m_{cr} = B_{tan} / B_0 \quad (8)$$

式中: m_{cr} 为刚度退化系数; B_{tan} 为切线刚度; B_0 为初始刚度。

从图9可以看出:模型梁在开裂之前刚度基本不会出现退化,随着微裂缝的发展梁体刚度出现少量下降,刚度折减8%。但随着裂缝的出现与快速发展跨中截面破坏严重,荷载为240~300 kN时跨中刚度折减56.4%。随着荷载的继续增加梁体发生内力重分

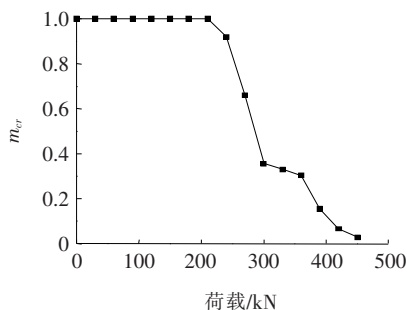


图 9 刚度退化曲线

布,跨中支座负弯矩增加变快,因此荷载为 300~360 kN 时梁体刚度折减曲线出现了短暂的缓和阶段,刚度折减 5.3%,此时刚度只保留了初始刚度的 30.3%。荷载再次增大跨中刚度再次迅速下降,当荷载达到 450 kN 时梁体发生破坏,此时梁体刚度仅保留初始刚度的 3%。因此可知,连续矮肋 T 梁因中性层位置较高,所以在裂缝开展期裂缝下上延伸迅速,从而导致梁体刚度下降幅度较大。

4.7 破坏形态

模型梁的破坏大致分为 3 个阶段。第 1 阶段梁体未出现裂缝,在荷载作用下梁体挠度保持线性发展。第 2 阶段为裂缝开展阶段,当荷载达到 240 kN 时在 1 号加载点区域率先出现裂缝且裂缝高度较高约为 400 mm,当荷载增加到 330 kN 时,开裂区域变大、裂缝增多且裂缝高度大多延伸到翼缘板底;因此荷载为 240~330 kN 时为梁体跨中区域裂缝开展阶段,伴随着钢筋拉应变、混凝土压应变、梁体挠度的迅速变大和梁体刚度急剧下降;荷载达到 330 kN 之后梁体发生弯矩重分布即跨中弯矩向中支座转移,中支座上缘拉应变迅速增加;当荷载达到 360 kN 时跨中支座处产生斜裂缝,随着荷载增加斜裂缝发展迅速。第 3 阶段为破坏阶段,当荷载达到 420 kN 时跨中支座翼缘板产生横向裂缝贯通整个翼缘板,支座处产生不可恢复转角即中支座截面形成塑性铰。当达到破坏荷载 450 kN 时,中支座负弯矩区混凝土被压碎,跨中 1 号加载点截面突然产生大位移形成第 2 个塑性铰,梁体体系变为几何可变体系,梁体破坏。

5 结论

运用 32 m 预应力混凝土连续矮肋 T 梁 4:1 缩

尺模型模拟矮肋 T 梁的承载能力与破坏形态,得出以下结论:

(1) Abaqus 有限元软件可以有效地模拟矮肋 T 梁截面的受力阶段与破坏形态。

(2) 运用关键截面等应力原则,模型梁可以很好地模拟原梁的截面受力形态。

(3) 矮肋 T 梁充分发挥了 T 梁截面的优势,压应力完全由翼缘板承担。与 T 梁相比在高度确定时,矮肋 T 梁可使截面拉、压应力力距最大化,提高梁体的承载能力。但矮肋 T 梁翼缘板易产生剪力滞效应,会略微降低梁体承载力。

(4) 矮肋 T 梁中性层位置较高,达到开裂荷载后刚度快速下降,荷载为 240~300 kN 时刚度折减 56.4%;荷载为 300~390 kN 时刚度折减 20.4%。此时荷载已经达到极限荷载的 87%,刚度剩余 15.4%,因此建议预应力混凝土连续矮肋 T 梁应作为全预应力梁使用,且在梁体出现裂缝后,应及时对受拉底缘进行加固。

(5) 预应力连续矮肋 T 梁的破坏,首先是梁体跨中截面在荷载作用下产生截面损伤;然后发生弯矩重分布,弯矩向中支座分布,接着中支座截面产生塑性铰;最后中支座负弯矩混凝土被压碎,1 号加载点截面形成第 2 个塑性铰,梁几何体系变为几何可变体系,梁体破坏。

参考文献:

- [1] 秦金涛,黄明非. 高速公路空心板梁桥的病害统计与分析[J]. 公路交通技术,2018(1).
- [2] 何兵. 先张法预应力空心板梁病害分析与加固[J]. 中外公路,2015(3).
- [3] 陈娟娟,刘杰. 矮 T 梁承托处裂缝产生的原因及影响分析[J]. 中外公路,2018(6).
- [4] 金秀辉,黄侨. 矮肋 T 形斜梁桥的组合有限元分析与试验研究[J]. 公路,2006(10).
- [5] 金秀辉,黄侨,杨大伟,等. 预应力混凝土矮 T 斜梁桥的试验研究[J]. 公路交通科技,2005(3).
- [6] 刘自明. 桥梁结构模型试验研究[J]. 桥梁建设,1999(4).
- [7] 曾鹏,贾艳敏,王佳伟. 既有钢筋混凝土空心板梁抗弯承载力分析[J]. 铁道建筑,2017(9).
- [8] 叶见曙,张峰. 预应力混凝土连续箱梁开裂后的刚度退化模型[J]. 中国公路学报,2007(6).