

基于壳梁组合单元预应力混凝土梁非线性响应

汪 锋¹, 陈艾荣¹, 张 剑²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 南京航空航天大学 航空宇航学院, 江苏 南京 210016)

摘要: 基于壳梁组合(SBC)单元,建立了预应力混凝土 T 梁非线性分析模型,并对其进行了破坏全过程研究,对梁体刚度折减、预应力筋应力重分布规律等进行了分析.基于分层壳单元和梁单元计算模式,对预应力筋采用 SBC 单元模拟,有效地模拟了预应力筋的空间预应力作用,对普通钢筋和混凝土采用分层壳单元模拟.采用 Owen 准则等描述了预应力混凝土 T 梁的屈服等材料非线性效应,并研制了相应的非线性计算程序.研究表明,该方法的计算结果与试验梁的试验结果吻合良好,非线性 SBC 单元方法用于预应力混凝土 T 梁分析是合适的,为此类工程薄壁结构的评定分析提供了一种较为有效的计算方法.

关键词: 桥梁工程; 预应力混凝土 T 梁; 壳梁组合单元; 刚度折减; 应力重分布

中图分类号: TU312.1

文献标志码: A

Nonlinear Performance of Prestressed Concrete Beam with Shell-Beam Composite Element

WANG Feng¹, CHEN Airong¹, ZHANG Jian²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Aerospace Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 210016, China)

Abstract: With the nonlinear shell-beam composite (SBC) element, the nonlinear analysis model of prestressed concrete T beam was established and the whole failure process was studied. The stiffness reduction and stress redistribution of T beam were analyzed. Based on the layered shell element and the beam element calculation model, the prestressed reinforcement was simulated by the SBC element, and the ordinary steel and concrete were simulated by the layered shell element. The material nonlinearity of prestressed concrete T beams was considered reasonably through Owen criterion and others. The spatial prestressing effect of the

prestressed steel bar was simulated effectively and the corresponding nonlinear calculation program was developed. The calculation results of this method are in good agreement with the experimental results of the test beam, which shows that the nonlinear SBC element method is proper for the analysis of the structure. It provides an effective method for evaluating and studying this kind of thin-walled structures.

Key words: bridge engineering; prestressed concrete T beam; shell-beam composite element; stiffness reduction; stress redistribution

桥梁是公路交通的咽喉,其使用功能的优劣直接影响整条线路的畅通^[1-2].以钢筋混凝土或预应力混凝土修建的各类桥梁占我国现役桥梁的绝大多数,其中 T 型截面梁具有构造简洁,并且适应现代化施工方法的要求,施工与使用过程中稳定性好,在预应力混凝土桥梁中被广泛采用.随着钢筋混凝土非线性有限元理论的逐渐成熟和完善^[3-6],也有越来越多关于 T 梁的研究成果出现:文献[7]采用具有假定弯矩一曲率关系的分层梁单元对 T 梁进行了非线性分析.文献[8]对当时运行约 10 年的沪宁高速上某锡澄运河大桥引桥(预应力混凝土简支多梁式 T 梁桥)进行极限状态试验研究,其桥梁极限状态(破坏性)试验研究属于现场实桥试验破坏性研究,试验对象为目前公路桥梁中应用比较广泛的桥型,具有相当的代表性;关于实桥破坏性试验研究本身,在国内尚属空白;而对预应力混凝土简支多梁式梁桥这类桥梁的现场实桥极限状态试验研究,目前在世界范围内也属首例.文献[9]结合该座预应力混凝土多 T 梁桥实桥破坏性试验资料,基于实体退化壳单元,研究了多 T 梁桥极限承载力的计算方法.文献[10]采

收稿日期: 2017-10-04

基金项目: 国家自然科学基金(11232007);南京航空航天大学研究生教育教学改革研究项目(2017-2);南京航空航天大学航空宇航学院教育教学改革研究项目(2017-5)

第一作者: 汪 锋(1976—),男,研究员级高工,博士生,主要研究方向为桥梁结构设计理论与仿真分析.
E-mail: wangfshh@126.com

通信作者: 陈艾荣(1963—),男,工学博士,教授,博士生导师,主要研究方向为桥梁结构设计理论.
E-mail: a.chen@tongji.edu.cn



扫码
查看
作者
独家
介绍

用不同单元对 T 梁进行模拟,即分别采用梁单元和分层板单元模拟 T 梁的梁肋和翼缘板,并对 T 梁进行了相应分析.文献[11]进行了预应力混凝土 T 梁的极限承载力等力学性能的预测评估,利用混合壳单元建立了 T 梁有限元计算模型,并应用非线性理论对 T 梁进行了分析,其中 T 梁中预应力钢筋采用杆单元模型.文献[12]对二根跨径 25 m 的装配式后张法预应力混凝土简支梁静载试验,对裂缝发展模式等进行统计分析.文献[13]通过对秦沈客运专线整体多片式 T 梁桥的结构空间有限元分析,进行主梁横向分析系数、主梁正应力分析、桥面板的作用分析,论述了整体多片式 T 梁的桥面横向应力及横截面的框架效应.此外,还有学者构造不同单元分析 T 梁结构行为^[14-17].在钢筋混凝土非线性有限元分析中,组合式模型介于分离式和整体式之间,在单元分析时,先分别求得混凝土和钢筋对组合单元刚度矩阵的贡献,再组成一个复合的单元,这种模型能在一定程度上反映钢筋和混凝土的相互作用,其有限元离散工作量和计算规模都不大,在实际钢筋混凝土结构中便于采用,如文献[18]对平面问题的组合式模型和钢筋层对体单元刚度矩阵贡献的组合式模型进行了研究;文献[19]研究了基于体单元和梁单元的组合式模型,并用此组合式单元对钢筋混凝土结构弹性阶段进行了分析.

为此,本文基于分层壳单元和梁单元计算模式,推导预应力混凝土 T 梁的非线性壳梁组合单元,并建立预应力混凝土 T 梁的非线性有限元模型.结合已有的试验成果,考证所建立的预应力混凝土 T 梁的非线性壳梁组合单元模型的正确性,并对其受力性能进行研究.

1 预应力混凝土 T 梁的壳梁组合单元

实体退化壳(图 1)中面有 9 个节点,图中, \bar{v}_{1k} 、 \bar{v}_{2k} 、 \bar{v}_{3k} (单位向量,上划线表示的是单位化)组成了节点 k 的节点坐标系,其中 4 个角节点为控制节点,其余 5 个节点的空间几何位置可由 4 个控制节点确定. β_{1k} 、 β_{2k} 分别为绕 \bar{v}_{2k} 、 \bar{v}_{1k} 的转角位移, Δ_{1k} 、 Δ_{2k} 分别为由 β_{1k} 、 β_{2k} 确定的线位移.退化壳元中 9 个节点的每个节点均有 3 个独立的线位移自由度和 2 个独立的转角位移自由度,转角不受中面斜率的限制,允许横向剪切变形出现^[12].退化 9 节点壳元的节点位移为

$$\delta_k = [u_k \quad v_k \quad w_k \quad \beta_{1k} \quad \beta_{2k}]^T \quad (1)$$

式中: δ_k 为实体退化壳元节点 k 的节点位移列阵, u_k 、 v_k 、 w_k 为节点 k 在整体坐标系中的线位移.

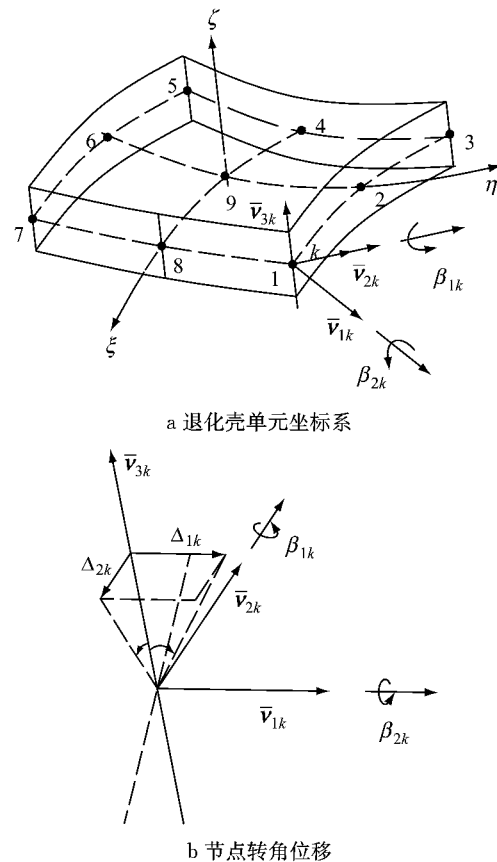


图 1 退化壳单元坐标系及转角位移描述

Fig. 1 Description of Coordinate system of the degenerate shell element and angular displacement of the node

位移场通过形函数插值可表示为^[12]

$$u = \sum_{i=1}^n N_i u_i + \sum_{i=1}^n N_i \frac{h_i}{2} \zeta (\nu_{x,1i} \beta_{1i} - \nu_{x,2i} \beta_{2i}) \quad (2)$$

$$v = \sum_{i=1}^n N_i v_i + \sum_{i=1}^n N_i \frac{h_i}{2} \zeta (\nu_{y,1i} \beta_{1i} - \nu_{y,2i} \beta_{2i}) \quad (3)$$

$$w = \sum_{i=1}^n N_i w_i + \sum_{i=1}^n N_i \frac{h_i}{2} \zeta (\nu_{z,1i} \beta_{1i} - \nu_{z,2i} \beta_{2i}) \quad (4)$$

式中: u 、 v 、 w 为整体坐标系下 x 、 y 、 z 方向的位移; n 为壳元节点数; N_i 为节点 i 的形函数; h_i 为节点 i 处壳元厚度; $\nu_{x,1i}$ 为节点 i 的节点坐标系 ν_1 与 x 轴夹角余弦值(其余类推).

基于实体退化壳得到的分层壳单元具有良好的数值稳定性^[20-21].同时文献[11]中利用大变形杆单元模拟预应力筋,利用节点线位移协调推导了一种杆壳组合单元,已对相应结构进行了全过程分析,表明在预应力混凝土梁中,预应力钢筋是梁内主要受力筋,其在梁体中考虑用组合单元处理.本文利用空间梁单元模拟预应力钢筋,根据节点线位移和转角

位移协调性,推导非线性壳梁组合单元。壳梁组合单元如图 2 所示,其中预应力钢筋用空间梁单元模拟如图 3 所示,预应力钢筋单元节点用 A 和 B 表示。图 3 中 u_A, v_A, w_A 为节点 A 在整体坐标系下 x, y, z 方向的线位移, $\theta_{xA}, \theta_{yA}, \theta_{zA}$ 为节点 A 在整体坐标系下绕 x, y, z 轴的转角位移,节点 B 的位移变量依此类推。

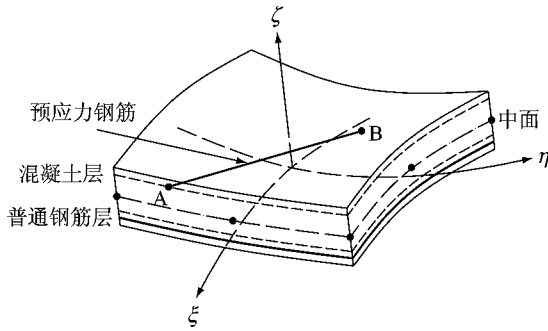


图 2 预应力混凝土梁的单元模型

Fig.2 Element model of the prestressed concrete beam
转角位移场通过形函数插值由式(5)~(7)表示如下:

$$\theta_x = -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial z} v_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial y} w_i \quad (5)$$

$$\begin{bmatrix} u_A \\ v_A \\ w_A \\ \theta_{xA} \\ \theta_{yA} \\ \theta_{zA} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} N_{Ai} & 0 & 0 & N_{Ai} \frac{h_i}{2} \zeta_{A\nu_{x,1i}} & -N_{Ai} \frac{h_i}{2} \zeta_{A\nu_{x,1i}} \\ 0 & N_{Ai} & 0 & N_{Ai} \frac{h_i}{2} \zeta_{A\nu_{y,1i}} & -N_{Ai} \frac{h_i}{2} \zeta_{A\nu_{y,1i}} \\ 0 & 0 & N_{Ai} & N_{Ai} \frac{h_i}{2} \zeta_{A\nu_{z,1i}} & -N_{Ai} \frac{h_i}{2} \zeta_{A\nu_{z,1i}} \\ 0 & -\frac{\partial N_{Ai}}{2\partial z} & \frac{\partial N_{Ai}}{2\partial y} & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_{Ai}}{2\partial z} & 0 & -\frac{\partial N_{Ai}}{2\partial x} & 0 & 0 \\ -\frac{\partial N_{Ai}}{2\partial y} & \frac{\partial N_{Ai}}{2\partial x} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \beta_{1i} \\ \beta_{2i} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \mathbf{R}_{Ai} \boldsymbol{\delta}_i \quad (8)$$

$$\begin{bmatrix} u_B \\ v_B \\ w_B \\ \theta_{xB} \\ \theta_{yB} \\ \theta_{zB} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} N_{Bi} & 0 & 0 & N_{Bi} \frac{h_i}{2} \zeta_{B\nu_{x,1i}} & -N_{Bi} \frac{h_i}{2} \zeta_{B\nu_{x,2i}} \\ 0 & N_{Bi} & 0 & N_{Bi} \frac{h_i}{2} \zeta_{B\nu_{y,1i}} & -N_{Bi} \frac{h_i}{2} \zeta_{B\nu_{y,2i}} \\ 0 & 0 & N_{Bi} & N_{Bi} \frac{h_i}{2} \zeta_{B\nu_{z,1i}} & -N_{Bi} \frac{h_i}{2} \zeta_{B\nu_{z,2i}} \\ 0 & -\frac{\partial N_{Bi}}{2\partial z} & \frac{\partial N_{Bi}}{2\partial y} & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_{Bi}}{2\partial z} & 0 & -\frac{\partial N_{Bi}}{2\partial x} & 0 & 0 \\ -\frac{\partial N_{Bi}}{2\partial y} & \frac{\partial N_{Bi}}{2\partial x} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \beta_{1i} \\ \beta_{2i} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \mathbf{R}_{Bi} \boldsymbol{\delta}_i \quad (9)$$

式中: N_{Ai}, N_{Bi} 分别为形函数 N_i 在预应力筋单元起点 A 和终点 B 的值; ζ_A, ζ_B 分别为预应力筋单元起

$$\theta_y = -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial x} w_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial z} u_i \quad (6)$$

$$\theta_z = -\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial y} u_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial N_i}{\partial x} v_i \quad (7)$$

式中: $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ 为绕整体坐标系 x, y, z 方向的转角位移场。

利用位移插值关系式(2)~(7),则预应力钢筋单元的起点 A 和终点 B 线位移和转角位移可用退化单元的节点位移表示为

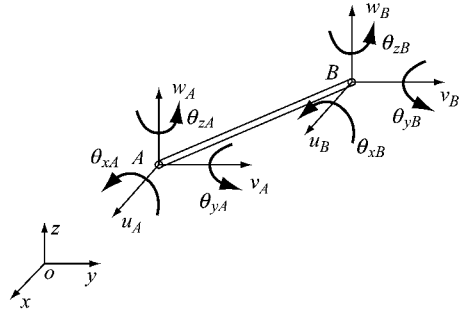


图 3 预应力钢筋的空间梁单元

Fig.3 Spacial beam element of the prestressed reinforcement

点 A 和终点 B 的 ζ 局部坐标; $\mathbf{R}_{Ai}, \mathbf{R}_{Bi}$ 分别为预应力筋单元起点 A 和终点 B 的转换矩阵; $\boldsymbol{\delta}_i$ 为壳单元的

节点 i 位移列阵, 并记: $\delta_S = [u_A \quad v_A \quad w_A \quad \theta_{xA} \quad \theta_{yA} \quad \theta_{zA} \quad u_B \quad v_B \quad w_B \quad \theta_{xB} \quad \theta_{yB} \quad \theta_{zB}]^T, \mathbf{R}_i = [(\mathbf{R}_{Ai})^T (\mathbf{R}_{Bi})^T]^T, \mathbf{R} = [\mathbf{R}_1 \quad \mathbf{R}_2 \quad \cdots \quad \mathbf{R}_n], \delta_C = [\delta_1^T \quad \delta_2^T \quad \cdots \quad \delta_n^T]^T$, 则式(8)和式(9)可写为

$$\delta_S = \mathbf{R}\delta_C \quad (10)$$

应用虚功原理^[13], 推得预应力筋单元对组合单元刚度矩阵的贡献如下:

$$\mathbf{K}_P = \mathbf{R}^T \bar{\mathbf{K}}_S \mathbf{R} \quad (11)$$

式中: \mathbf{K}_P 为预应力筋单元对组合单元刚度矩阵的贡献; $\bar{\mathbf{K}}_S$ 为整体坐标系下预应力筋单元刚度矩阵^[5]. 壳梁组合单元刚度矩阵为

$$\mathbf{K}_e = \sum_{k=1}^m \mathbf{K}_{Ck} + \mathbf{K}_S + \mathbf{K}_P \quad (12)$$

式中: \mathbf{K}_e 为组合单元刚度矩阵; m 为混凝土层数; \mathbf{K}_{Ck} 为第 k 层混凝土的刚度矩阵; \mathbf{K}_S 为普通钢筋层的刚度矩阵.

2 预应力混凝土 T 梁的非线性效应

2.1 混凝土的非线性描述

对于混凝土的材料非线性, 考虑其屈服、强化、拉伸刚化和压碎过程. 本文选用 Owen 混凝土双参数屈服准则和 Hinton 压碎准则. Owen 混凝土双参数屈服准则表达式为

$$f(I_1, J_2) = (\alpha I_1 + 3\beta J_2)^{1/2} = \sigma_0 \quad (13)$$

式中: I_1 为应力张量第一不变量; J_2 为应力偏量第二不变量; σ_0 为等效应力; α, β 为材料参数, α 取 1.355, β 取 0.355.

Hinton 压碎准则表达式为

$$\epsilon(I'_1, J'_2) = (\alpha I'_1 + 3\beta J'_2)^{1/2} = \epsilon_u \quad (14)$$

式中: I'_1 为应变张量第一不变量; J'_2 为应变偏量第二不变量; ϵ_u 为混凝土极限压应变, 取为 0.003 5. 混凝土强化准则中的强化参数和后继屈服面由 Madrid 抛物线准则确定, 拉伸刚化效应采用三折线

模型^[4].

2.2 钢筋的非线性描述

本文假定普通钢筋和预应力钢筋均为力学性能是单向的理想弹塑性材料, 以模拟其材料非线性特性. 普通钢筋采用壳元中等效厚度的层单元考虑^[13]. 假定每一钢筋层的力学性能是单向的, 只能承受沿钢筋方向的轴向力. 预应力效应的准确模拟对结构分析至关重要, 本文预应力钢筋采用空间梁单元考虑^[5]. 沿梁单元局部坐标的轴向方向, 输入估算得到的有效预应力作为初始预应力, 并将其处理为等效节点荷载施加于预应力混凝土梁进行结构分析.

3 非线性分析的收敛准则

收敛准则一般分为: 力系收敛准则和位移收敛准则. 在预应力混凝土结构非线性分析中, 不平衡力常可形成一些平衡力系, 使得解不能单调收敛, 因此采用位移收敛准则, 取

$$\frac{\|\delta_{i+1} - \delta_i\|_2}{\|\delta_{i+1}\|_2} < \epsilon \quad (15)$$

式中: δ_i 为第 i 增量步的非线性方程组迭代时的收敛解, 即预应力混凝土 T 梁第 i 增量步整体位移向量; δ_{i+1} 为第 $i+1$ 增量步的非线性方程组迭代时的收敛解; ϵ 为收敛容差(可取为 5%).

4 算例分析

4.1 试验梁资料

为研究预应力混凝土 T 梁的非线性受力性能, 交通部第二勘察设计院进行了二根装配式后张法全预应力混凝土简支 T 梁的试验^[12]. 预应力混凝土 T 梁尺寸如图 4 所示(图中, p 为荷载). 采用 40 号混凝土, 预应力钢筋采用 24 Φ 5 的冷拉碳素钢丝, 极限抗拉强度 1 600 MPa, 控制张拉应力 1 200 MPa. 混

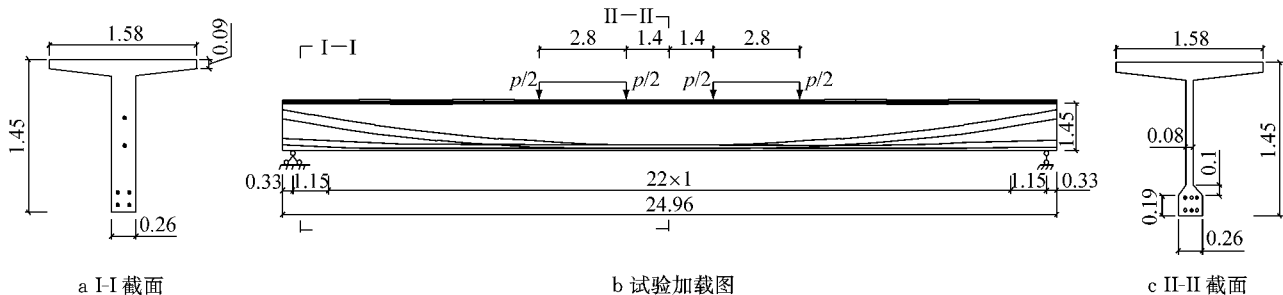


图 4 预应力钢筋混凝土 T 梁的构造及加载方式(单位: m)

Fig. 4 Configuration and loading type of the prestressed reinforced concrete T beam (unit: m)

混凝土抗压强度 36 MPa,抗拉强度 3.35 MPa. 混凝土弹性模量 36 GPa,预应力钢筋弹性模量 220 GPa. 6 根预应力钢筋沿 T 梁纵向位置坐标以及普通钢筋等构造详见文献[12].

4.2 荷载挠度曲线及刚度折减规律

为进行预应力混凝土试验 T 梁非线性受力性能分析,建立非线性力学分析模型,共分 176 个单元,759 个节点,其中壳梁组合单元 48 个,分层壳单元

128 个.对普通钢筋和混凝土均采用分层壳单元模拟,对预应力钢筋用壳梁组合单元模拟.由试验方法测得二根试验梁的极限承载力为 1 104 kN 和 1 125.8 kN.利用本文的壳梁组合单元方法,计算得预应力混凝土 T 梁的极限承载力为 1 100 kN.梁体 1/4跨和跨中梁底的荷载-挠度曲线分别如图 5 和图 6 所示,典型加载步下梁的裂缝发展模式如图 7 所示.

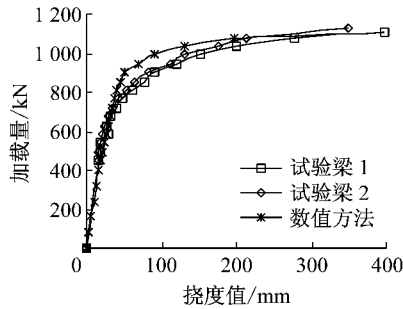


图 5 1/4 跨荷载-挠度曲线

Fig.5 load-deflection curve of the 1/4 span

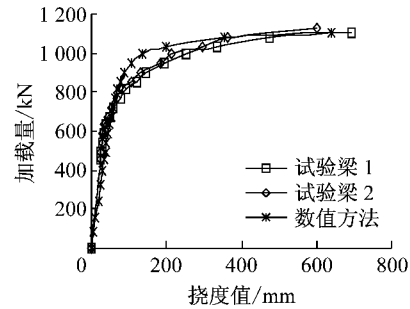


图 6 跨中荷载-挠度曲线

Fig.6 load-deflection curve of the half span



图 7 典型加载步下预应力混凝土 T 梁的裂缝发展图

Fig.7 Crack development diagram of the prestressed concrete T beam at typical loading step

由图 5 和图 6 的计算结果知,本文方法与试验结果吻合程度良好,说明非线性壳梁组合单元计算方法为正确.由图 7 可知,本文所得混凝土简支梁的裂缝发展规律与已有资料相符^[9,11].本文定义“刚度折减系数”,主要描述在不同加载阶段,梁体刚度的变化情况.刚度折减系数的表达式为

$$\beta = (1 - \frac{p_t/s_t}{p_0/s_0}) \times 100\% \quad (16)$$

式中: β 为梁体刚度折减系数; p_t 为 t 时刻的加载量; s_t 为 t 时刻的梁跨中挠度值; p_t/s_t 为 t 时刻的梁割线刚度; p_0/s_0 为梁的初始割线刚度.由图 6 计算结果可知跨中刚度变化规律(刚度折减系数)见表 1.

表 1 中,刚度折减系数 $18.19 = (1 - 10.95/13.55) \times 100\%$.由表 1 可知,在加载初期,T 梁处于弹性阶段,刚度未出现明显折减.其后随着加载量增大,T 梁刚度折减系数越来越大,表明其继续承受荷载的能力越来越小.本文对预应力筋采用了梁单元处理,也可以采用层单元和杆单元模拟,这在相关成

果中已得到了验证^[20-21].

表 1 预应力混凝土 T 梁跨中的刚度折减

Tab.1 Stiffness reduction in the half span of the prestressed concrete T beam

荷载步	荷载/kN	跨中挠度/mm	荷载与跨中挠度之比/(kN·mm ⁻¹)	刚度折减系数/%	所处阶段
1					弹性
9	585.6	44.42	13.55		
13	765.6	61.64	12.42	8.54	非线性
15	855.6	78.16	10.95	18.19	
17	945.8	105.58	8.96	32.05	
19	1 035.8	199.50	5.19	59.58	
21	1 100	641.47	1.71	86.19	

4.3 预应力筋的应力重分布规律

预应力混凝土 T 梁典型截面的梁底预应力钢筋的应力-荷载曲线如图 8 所示.由图 8 计算结果可知,接近破坏时,跨中截面的预应力筋已达 1 547.02 MPa.跨中预应力筋的应力增长速度最快,1/4 跨预应力筋的应力增长速度次之,1/8 跨预应力筋的应

力增长缓慢,而支座处预应力筋的应力-荷载曲线基本保持水平。

本文提出“应力重分布系数”来描述不同加载阶段应力增量对相应荷载增量的变化率与弹性阶段的应力增量对相应荷载增量的变化率之比值,分析应力的变化速度.应力重分布系数表达式为

$$\eta = \frac{\Delta\sigma_t / \Delta p_t}{\Delta\sigma_0 / \Delta p_0} \quad (17)$$

式中: η 为应力重分布系数; Δp_t 为 $t-1$ 至 t 时段的荷载增量; $\Delta\sigma_t$ 为与荷载增量 Δp_t 为 $t-1$ 至 t 时段的应力增量; Δp_0 为弹性阶段的荷载增量; $\Delta\sigma_0$ 为弹性阶段的应力增量.由图 8 可得跨中预应力筋的应力重分布规律(应力增长率和应力重分布系数)见表 2.

表 2 预应力混凝土 T 梁跨中预应力筋的应力重分布

Tab.2 Stress redistribution of prestressing tendons of the half span in the prestressed concrete T beam

荷载步	荷载 p/kN	应力 σ/MPa	荷载增量 $\Delta p/\text{kN}$	应力增量 $\Delta\sigma/\text{MPa}$	应力增长率 $\Delta\sigma/\Delta p$	重分布 系数	所处 阶段
0	0.0	1 000					
9	585.6	1 181.55	585.6	181.55	0.31	1	弹性
13	765.6	1 321.18	180.0	139.63	0.78	2.50	
15	855.6	1 401.47	90.0	80.29	0.89	2.88	
17	945.8	1 456.54	90.2	55.07	0.61	1.97	非线性
19	1 035.8	1 503.87	90.0	47.33	0.53	1.70	
21	1 100.0	1 547.02	64.2	43.15	0.67	2.17	

表 2 中, $90.20 = 945.8 - 855.6$; $55.07 = 1\,456.54 - 1\,401.47$; $0.61 = 55.07/90.2$; $1.97 = 0.61/0.31$.由表 2 可知,随着荷载增大,预应力筋的应力增长率和重分布系数都发生一定变化,其比弹性阶段相比都有增大.在加载过程中混凝土出现裂缝及压碎后,所施加的荷载逐渐转为由预应力钢筋来承担,故与弹性阶段相比,其应力增长速度较大.

5 结语

本文基于分层壳单元和梁单元计算模式,对预应力钢筋采用壳梁组合单元模拟,对普通钢筋和混凝土采用分层壳单元模拟,推导了壳梁组合单元并对预应力混凝土 T 梁的受力性能进行了分析.结合试验梁数据分析表明:本文推演的非线性壳梁组合单元用于此类结构分析是合适的,且所采用的 Owen 准则等能较为有效地描述混凝土 T 梁的材料非线性;预应力筋的空间预应力效应可采用空间梁单元进行较为准确地模拟;随着加载量增大,预应力混凝土 T 梁刚度折减系数增大,预应力钢筋的应力增长率较弹性阶段增大,直至结构失效破坏.

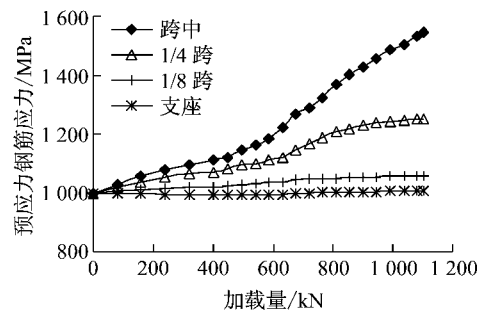


图 8 梁底预应力筋的应力-荷载曲线

Fig.8 Stress-load curve of the prestressed tendons at the bottom of the beam

参考文献:

- [1] 江胜华,侯建国,何英明.考虑预应力损失的 CFRP 布加固钢筋混凝土梁正常使用极限状态可靠度研究[J].土木工程学报,2015,48(11):36.
JIANG Shenghua, HOU Jianguo, HE Yingming. Reliability research of serviceability limit states for RC beams strengthened with prestressed CFRP sheets considering prestress loss[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(11): 36.
- [2] 方志,杨剑.预应力 CFRP 筋混凝土 T 梁受力性能试验研究[J].建筑结构学报,2005,26(5):66.
FANG Zhi, YANG Jian. Experimental study on behavior of concrete T beam prestressed with CFRP tendons[J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(5): 66.
- [3] 张剑,周储伟,俞博,等.预应力高性能混杂纤维增强布加固 HPC 梁的 DNLC 单元研究[J].复合材料学报,2017,34(5):1152.
ZHANG Jian, ZHOU Chuwei, YU Bo, et al. Research on DNLC element for HPC beams strengthened with high performance prestressed HFRP sheet[J]. Acta Materiae Compositae Sinica, 2017, 34(5): 1152.
- [4] 卢亦焱,胡玲,梁鸿骏,等.CFRP 布与钢板复合加固的钢筋混凝土梁受弯疲劳性能试验研究[J].建筑结构学报,2015,36(11):64.
LU Yiyang, HU Ling, LIANG Hongjun, et al. Experimental research on flexural fatigue behavior of RC beams strengthened

- with combination of CFRP and steel plates [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(11): 64.
- [5] WEN Q J. Long-term effect analysis of prestressed concrete box-girder bridge widening [J]. *Construction and Building Materials*, 2011, 25(4): 1580.
- [6] 张剑, 叶见曙, 王景全, 等. 预应力混杂碳/玻璃(C/G)纤维布加固RC梁的应力重分布[J]. *交通运输工程学报*, 2017, 17(1): 45.
ZHANG Jian, YE Jianshu, WANG Jingquan, *et al.* Stress redistribution of RC beams strengthened with prestressed hybrid carbon/glass (C/G) fiber cloth [J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2017, 17(1): 45.
- [7] FRAGIACOMO M, AMADIO C, MACORINI M L. Finite-element model for collapse and long-term analysis of steel-concrete composite beams [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(3): 489.
- [8] 张宇锋. 沪宁高速公路扩建工程桥梁极限状态实桥试验研究试验[R]. 南京: 江苏省交通科学研究院, 2006.
ZHANG Yufeng. Test and study on the ultimate state of the bridge in the expansion project of Hu-Ning Expressway [R]. Nanjing: Jiangsu Academy of traffic Sciences, 2006.
- [9] 叶见曙, 张剑, 黄剑峰. 预应力混凝土多T梁桥的极限承载力[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2009, 39(1): 106.
YE Jianshu, ZHANG Jian, HUANG Jianfeng. Analysis of ultimate loads of prestressed concrete multi-T girder bridge [J]. *Journal of Southeast University(Natural Science Edition)*, 2009, 39(1): 106.
- [10] WENDEL M S, RICHARD E. Nonlinear FE analysis of steel-concrete composite structures [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(6): 662.
- [11] 张峰, 叶见曙, 徐向锋. 预应力混凝土梁非线性分析单元模型[J]. *交通运输工程学报*, 2007, 7(5): 68.
ZHANG Feng, YE Jianshu, XU Xiangfeng. Nonlinear analysis element model of prestressed concrete beam [J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2007, 7(5): 68.
- [12] 杨耀铨. 跨径25米的装配式后张法预应力混凝土筒支梁静载试验报告[R]. 北京: 交通部第二公路勘察设计院, 1979.
YANG Yaoquan. Report on static load test of prestressed concrete simple supported beam with 25 meters span [R]. Beijing: Second Highway Survey and Design Institute of Ministry of communications, 1979.
- [13] 汪光庐. 整体多片式T梁结构空间分析[D]. 上海: 同济大学, 2002.
WANG Guanglu. An analysis of the cross sectional frame effect of monolithic multi-piece T beam [D]. Shanghai: Tongji University, 2002.
- [14] DENG L Z, MICHEL G, ALES Z, *et al.* Nonlinear flexural behavior of prestressed concrete girder bridges [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2001, 6(4): 276.
- [15] WONSEOK C, ELISA D S. Nonlinear finite-element analysis of composite steel girder bridges [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131(2): 304.
- [16] THABET A, HALDANE D. Three-dimensional simulate-on of nonlinear response of reinforced concrete members subjected to impact-loading [J]. *Journal of Structure*. 2000, 97(5): 689.
- [17] SHEN D J, DENG S C, ZHANG J Y, *et al.* Behavior of reinforced concrete box beam with initial cracks repaired with basalt fiber-reinforced polymer sheet [J]. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 2015, 34(18) 1540.
- [18] 吕西林, 金国芳, 吴晓涵. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用[M]. 上海: 同济大学, 1999.
LÜ Xilin, JIN Guofang, WU Xiaohan. Nonlinear finite element theory and application of reinforced concrete structure [M]. Shanghai: Tongji University press, 1999.
- [19] 王家林. 钢筋混凝土结构空间有限元分析的体梁组合单元 [J]. *工程力学*, 2002, 19(6): 131.
WANG Jialin. A brick-beam combination element for three-dimensional finite element analysis of reinforced concrete structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2002, 19(6): 131.
- [20] YE X, ZHANG J, MA Y, *et al.* Study on mechanical properties of the continuous U-shaped beam [J]. *Advanced Materials Research*, 2014(889-890): 1425.
- [21] 汪锋, 苏林, 张剑, 等. 预应力混凝土刚构U形梁的受力性能研究[J]. *新技术新工艺*, 2017, 37(11): 32.
WANG Feng, SU Lin, ZHANG Jian, *et al.* Analysis of mechanical performances of rigid frame U shaped beam [J]. *New Technology & New Process*, 2017, 37(11): 32.