

报告编号:

# 新型预制装配式梁柱节点 有限元模拟分析报告



同济大学土木工程学院建筑工程系

二零一四年九月十日



报告编号：

# 同济大学土木工程学院 建筑工程系研究报告

报告名称：新型预制装配式梁柱节点有限元模拟分析报告

委托单位：\*\*\*\*\*

方案设计：\*\*\*\*\*

数值分析：晏小欢

报告编制：任晓丹

审 核：高向玲

审 定：\*\*\*\*\*

同济大学土木工程学院建筑工程系

二零一四年九月十日



# 目 录

<b>1 概况</b> .....	<b>1</b>
<b>2. 计算模型</b> .....	<b>3</b>
2.1 数值模拟平台介绍 .....	3
2.2 材料本构关系 .....	3
2.2.1 混凝土本构关系 .....	3
2.2.2 钢材本构关系 .....	5
2.2 单元分析模型 .....	6
2.3 结构分析模型 .....	6
<b>3. 有限元模型与分析结果</b> .....	<b>8</b>
3.1 预制节点 1 .....	8
3.2 预制节点 2 .....	11
3.3 预制节点 3 .....	15
3.4 预制节点 4 .....	18
3.5 预制节点 5 .....	22
3.6 预制节点 6 .....	25
<b>4. 结论与建议</b> .....	<b>29</b>
<b>5. 参考资料与文献</b> .....	<b>30</b>

## 1 概况

国外的建筑工业化发展早在二战之后便已经初具规模。战后为了快速修补战争造成的基础设施损失，满足快速增长的经济和城市人口的需要，各国便积极发展、推广建筑工业化，形成了自己的建筑工业化体系。在上世纪八十年代，我国受当时标准化、工业化生产的理念的影响，推动了以预制混凝土结构为代表的建筑工业化发展的迅速发展。然而进入到九十年代，由于当时预制结构构件的技术限制和现浇结构技术的长足发展，预制结构体系逐渐为现浇结构所取代。特别是在几次地震中间，现浇结构体系都表现出了较为优异的抗震性能，这就更加笃定了现浇结构体系在我国工程建设中的统治性地位。

然而近年来，随着我国整体工业化水平的不断提高，建筑工业化的发展趋势也越来越明显。科技界和工程界对于预制混凝土结构体系的认识又发生了一系列深刻的变化。一方面，由于构件制作技术和现场拼装技术的提高，预制结构整体性接近甚至达到现浇结构体系已经成为可能。另一方面，由于国民经济的发展，用钢量已不再成为建造成本的制约性因素，而建造质量和效率成为大家更加关心的目标。这些变化推动了预制结构的回归，也掀起了科技界和工程界针对预制结构研究的热潮。

现代预制装配式混凝土结构技术的核心问题之一仍然是预制构件之间的连接问题。针对这一问题，近年来产生了诸多研究成果。本研究中心在国内外成果的基础上，借鉴现代钢-混凝土组合结构的优点，开发了一系列预制节点设计方案，并进行了系统的试验研究和数值模拟分析研究。

针对 1 个标准现浇节点和 6 个新型装配式混凝土节点进行拟静力试验研究，并通过与现浇节点对比，研究了各类装配式节点力学特征。实验装置如图 1 所示。作动器采用铰接方式连接于两梁端，采用同步加载模式（一拉一推），并通过位移和力传感器分别采集梁端位移和所施加荷载。柱头和柱脚均采用平面铰连接方式模拟反弯点边界条件，并采用钢系杆将柱顶耳板固定于剪力墙，同时借助反力架，通过千斤顶施加柱轴力。试验加载过程由预加载、荷载控制及位移控制三部分组成，加载方案如图 2 所示：整个加载过程由预加载、荷载控制及位移控制阶段组成。荷载控制阶段预先加载一次 10kN 循环，以检查设备和加载装置工作情况，此后进行一次  $0.5P_y$ （约 35kN）的循环。根据标准节点试验结果，纵筋屈服时的梁端加载点位移  $\Delta_y$  约为 30mm，故在位移加载阶段，以  $\mu=\Delta/\Delta_y=1、2$  和 3 进行低周反复加载，每级加载进行三次反复循环。

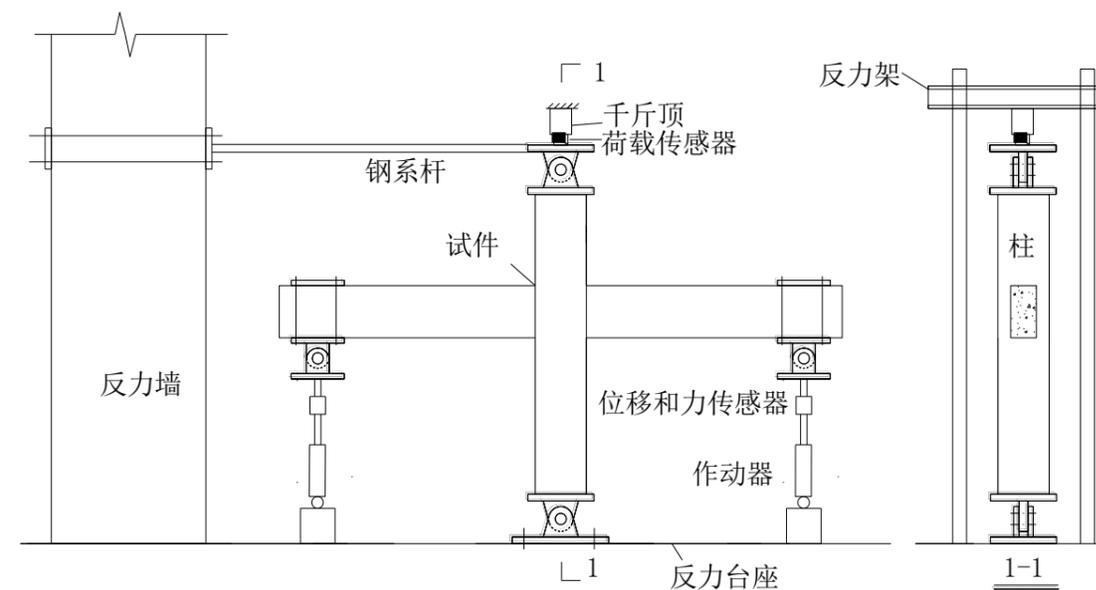


图 1 实验装置图

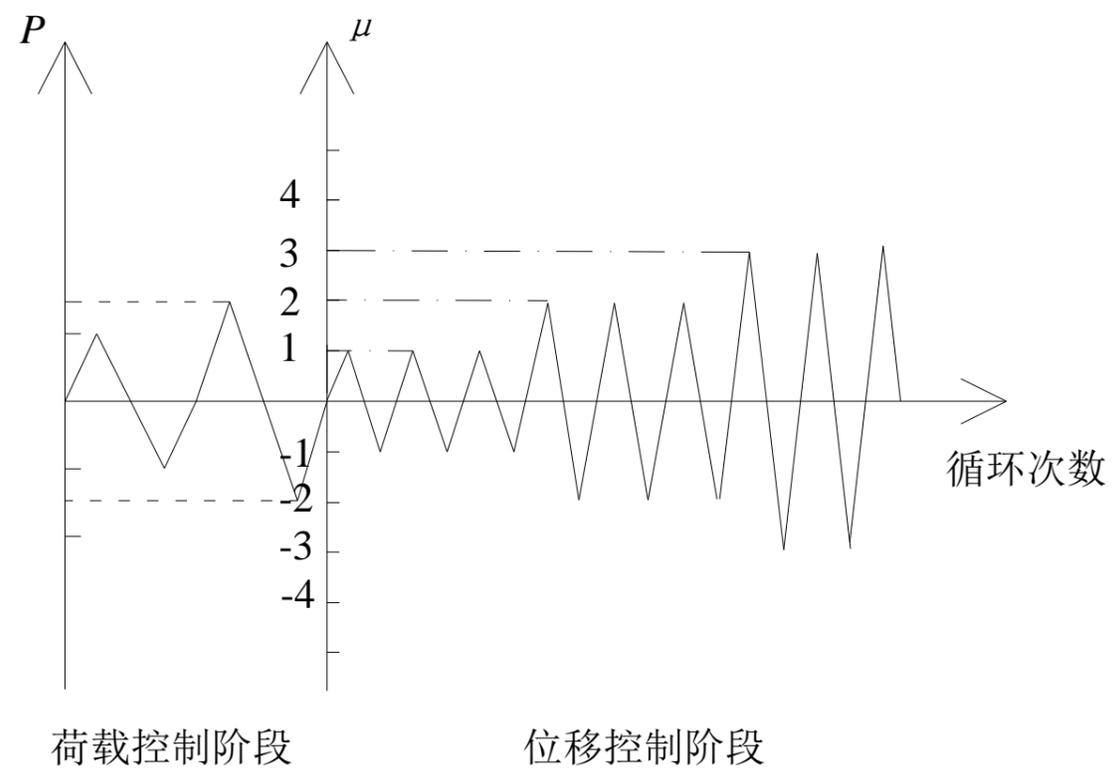


图 2 加载方案

本报告的主要目的，在于根据预制节点方案，建立合理的数值分析模型，并开展分析结果与实验结果的对比分析研究。在此基础上，提出具有一般性的预制结构节点的非线性全过程数值分析和模拟方案，并针对预制节点方案的性能给出较为全面的评估结果。本研究对预制结构构件的工程实践具有指导意义。



## 2. 计算模型

### 2.1 数值模拟平台介绍

采用结构有限元通用分析程序 ABAQUS 对结构模型进行三维计算分析。ABAQUS 是一套功能强大的工程模拟的有限元软件, 包括一个丰富的、可模拟任意几何形状的单元库。并拥有各种类型的材料模型库, 可以模拟典型工程材料的性能。同时, ABAQUS 提供了单元开发与材料本构关系开发的通用接口, 易于与最新的研究成果直接对接, 可以分析复杂的固体学结构系统, 特别是能够驾驭非常庞大复杂的问题和模拟高度非线性问题, 被广泛地认为是功能最强的有限元软件。

### 2.2 材料本构关系

#### 2.2.1 混凝土本构关系

同济大学李杰教授课题组从考虑损伤和塑性的耦合效应入手, 引入弹塑性 Helmholtz 自由能势, 基于损伤能释放率建立损伤准则, 形成了具有热力学基础的双标量弹塑性损伤模型。在这一模型中, 首先将应变分解为弹性应变与塑性应变两部分, 有

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p$$

有效应力定义为弹性变形在无损伤材料上引起的应力, 有

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon}^e$$

式中, 四阶张量  $\mathbf{C}_0$  表示无损材料的弹性刚度。

为了考虑受拉、受压对混凝土非线性行为的不同影响, 将有效应力分解为正、负两个分量:

$$\begin{cases} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ = \mathbf{P}^+ : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \\ \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- = \bar{\boldsymbol{\sigma}} - \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ = \mathbf{P}^- : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \end{cases}$$

式中,  $:$  表示两个张量的双点积,  $\mathbf{P}^+$  和  $\mathbf{P}^-$  为四阶投影张量, 定义为:

$$\mathbf{P}^+ = \sum_i H(\tilde{\sigma}_i) (\mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i)$$

$$\mathbf{P}^- = \mathbf{I} - \mathbf{P}^+$$

式中,  $\tilde{\sigma}_i$  和  $\mathbf{p}_i$  为有效应力张量的第  $i$  阶特征值和特征向量,  $\otimes$  表示张量的并乘,  $\mathbf{I}$  为四阶一致(单位)张量。

在不可逆热力学框架内, 应基于 Helmholtz 自由能势建立弹塑性损伤理论。为此, 首先将总 Helmholtz 自由能势分解为弹性与塑性两个部分, 有

$$\begin{aligned} \psi(\boldsymbol{\varepsilon}^e, \boldsymbol{\kappa}^p, d^+, d^-) \\ = \psi^e(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+, d^-) + \psi^p(\boldsymbol{\kappa}^p, d^+, d^-) \end{aligned} \quad (1)$$

式中,  $\boldsymbol{\kappa}^p$  为塑性内变量,  $d^+$  和  $d^-$  分别为受拉、受压损伤标量。弹性 Helmholtz 自由能势可进一步分解为受拉、受压两个分量, 即

$$\psi^e(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+, d^-) = \psi^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+) + \psi^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^-) \quad (2)$$

$$\psi^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^+) = (1 - d^+) \psi_0^{e+}(\boldsymbol{\varepsilon}^e) = \frac{1}{2} (1 - d^+) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \boldsymbol{\varepsilon}^e$$

$$\psi^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e, d^-) = (1 - d^-) \psi_0^{e-}(\boldsymbol{\varepsilon}^e) = \frac{1}{2} (1 - d^-) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \boldsymbol{\varepsilon}^e$$

塑性 Helmholtz 自由能势也可分解为受拉、受压两个分量, 即

$$\psi^p(\boldsymbol{\kappa}^p, d^+, d^-) = \psi^{p+}(\boldsymbol{\kappa}^p, d^+) + \psi^{p-}(\boldsymbol{\kappa}^p, d^-) \quad (3)$$

$$\psi^{p+}(\boldsymbol{\kappa}^p, d^+) = (1 - d^+) \psi_0^{p+}(\boldsymbol{\kappa}^p)$$

$$\psi^{p-}(\boldsymbol{\kappa}^p, d^-) = (1 - d^-) \psi_0^{p-}(\boldsymbol{\kappa}^p)$$

材料的损伤过程和塑性流动过程都是不可逆热力学过程, 由热力学第二定律可知, 其能量耗散应非负值, 且必须满足热力学的不可逆条件, 即 Clausius-Duheim 不等式。在等温绝热条件下, 该不等式为:

$$\boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\psi} \geq 0 \quad (4)$$

将式(1)代入式(4), 整理后可得不等式(4)满足的必要条件为如下:

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{\partial \psi^e}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} \quad (5)$$

$$\boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p - \frac{\partial \psi^p}{\partial \boldsymbol{\kappa}^p} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}^p \geq 0 \quad (6)$$

$$-\frac{\partial \psi}{\partial d^+} \dot{d}^+ - \frac{\partial \psi}{\partial d^-} \dot{d}^- \geq 0 \quad (7)$$

将式(2)代入式(5), 整理后可得:



$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma} &= (1-d^+) \frac{\partial \psi_0^{e+}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} + (1-d^-) \frac{\partial \psi_0^{e-}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} \\ &= (1-d^+) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + (1-d^-) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- = (\mathbf{I} - \mathbf{D}) : \bar{\boldsymbol{\sigma}} = (\mathbf{I} - \mathbf{D}) : \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon}^e \end{aligned} \quad (8)$$

其中四阶损伤张量为：

$$\mathbf{D} = d^+ \mathbf{P}^+ + d^- \mathbf{P}^-$$

将式(3)与式(8)代入不等式(6)，整理可得

$$(1-d^+) \left( \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p - \frac{\partial \psi_0^{p+}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^p} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}^p \right) + (1-d^-) \left( \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p - \frac{\partial \psi_0^{p-}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^p} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}^p \right) \geq 0 \quad (9)$$

由于  $d^+$  与  $d^-$  的任意性，式(9)可化为如下两个等式：

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p - \frac{\partial \psi_0^{p+}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^p} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}^p = 0 \quad (10)$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p - \frac{\partial \psi_0^{p-}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^p} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}^p = 0 \quad (11)$$

式(10)、(11)分别对时间积分，可得初始塑性 Helmholtz 自由能表达式如下：

$$\psi_0^{p+} = \int_0^t \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : d\boldsymbol{\varepsilon}^p$$

$$\psi_0^{p-} = \int_0^t \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : d\boldsymbol{\varepsilon}^p$$

在实际应用过程中，一般认为拉应力作用下塑性变形很小，可以忽略，于是有  $\psi_0^{p+} \approx 0$ 。式(7)定义了损伤演化的热力学对偶力，即损伤能释放率，有：

$$Y^+ = -\frac{\partial \psi}{\partial d^+} = \psi_0^{e+} + \psi_0^{p+} \approx \psi_0^{e+}$$

$$Y^- = -\frac{\partial \psi}{\partial d^-} = \psi_0^{e-} + \psi_0^{p-}$$

不可逆热力学认为：内变量的演化由其热力学对偶力控制。因此，可将损伤准则定义为损伤能释放率的函数，有

$$g^+(Y^+, r^+) = Y^+ - r^+ \leq 0$$

$$g^-(Y^-, r^-) = Y^- - r^- \leq 0$$

式中： $r^+$  与  $r^-$  分别为受拉、受剪损伤能释放率的阈值，用以控制损伤的发展。

采用基于 D-P 型的塑性势函数，推导得到了损伤能释放率的表达式为：

$$Y^+ = \frac{1}{2E_0} \left\{ \frac{2(1+\nu_0)}{3} 3\bar{J}_2^+ + \frac{1-2\nu_0}{3} (\bar{I}_1^+)^2 - \nu_0 \bar{I}_1^+ \bar{I}_1^- \right\}$$

式中， $E_0$  与  $\nu_0$  分别为材料的弹性模量和泊松比； $\bar{I}_1^+$  与  $\bar{I}_1^-$  分别为有效应力正、负分量的第一不变量； $\bar{J}_2^+$  与  $\bar{J}_2^-$  为有效应力偏量  $\bar{\mathbf{s}}$  正、负分量的第二不变量。

$$Y^- \approx b \left[ \alpha \bar{I}_1^- + \sqrt{3\bar{J}_2^-} \right]^2$$

式中  $\alpha$  和  $b$  均为材料参数。

基于物理损伤一致性条件，进一步得到了能量等效应变表达式：

$$\varepsilon_{\text{eq}}^+ = \sqrt{\frac{2Y^+}{E_0}}$$

$$\varepsilon_{\text{eq}}^- = \frac{1}{(\alpha-1)E_0} \sqrt{\frac{Y^-}{b}}$$

因此，多维受力条件下的损伤演化可以由能量等效应变直接代入一维损伤演化得到。分析中采用《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 附录 C 建议表达式描述损伤演化。

受拉损伤变量  $d^+$  表达式为：

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases}$$

$$x = \frac{\varepsilon_{\text{eq}}^+}{\varepsilon_{t,r}}$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}}$$

式中： $\alpha_t$  是单轴受拉应力-应变曲线下降段参数； $f_{t,r}$  是单轴抗拉强度代表值， $\varepsilon_{t,r}$  是混凝土单轴受拉峰值应变， $d^+$  是单轴受拉损伤演化参数，取值越大，混凝土越接近受拉开裂。 $d^+$  接近 1.0 表明对应部位混凝土已发生严重的受拉开裂。

受压损伤变量  $d^-$  的表达式为：



$$d^- = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n}, & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x}, & x > 1 \end{cases}$$

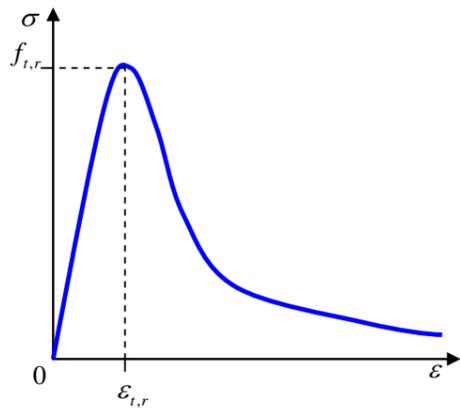
$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}}$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}}$$

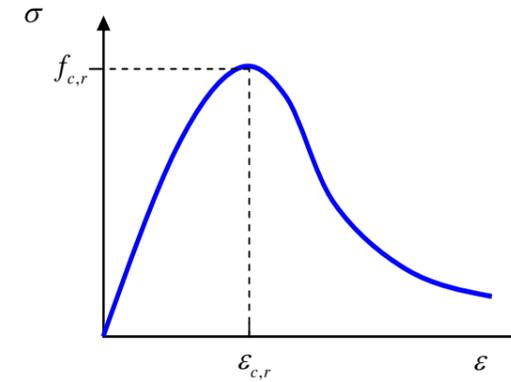
$$x = \frac{\varepsilon_{eq}^-}{\varepsilon_{c,r}}$$

式中： $\alpha_c$  是单轴受压应力-应变曲线下降段参数； $f_{c,r}$  是单轴抗压强度代表值， $\varepsilon_{c,r}$  是混凝土单轴受压峰值应变， $d^-$  是单轴受压损伤演化参数，取值越大，混凝土越接近受压破碎。 $d^-$  接近 1.0 表明对应部位混凝土被压碎。

混凝土典型受拉、受压全曲线如图所示：



(a) 单轴受拉应力应变曲线



(b) 单轴受压应力应变曲线

图 3 考虑损伤的混凝土应力应变全曲线

在数值模拟过程中，采用了基于上述研究成果开发的能较为准确地模拟混凝土非线性性能，并且保证数值模拟稳定、高效的混凝土一维与多维本构关系计算模块。该模块在本课题组以往的研究中经过了大量试验结果的验证，计算精度与捕捉混凝土非线性行为的能力均证明较好。

### 2.2.2 钢材本构关系

实际非线性分析中，钢筋一般看作弹塑性材料，采用弹塑性本构关系模拟。本研究中，将钢筋（钢丝）模拟为理想弹塑性材料，其应力应变关系为：

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & \varepsilon \leq \frac{f_y}{E_s} \\ f_y & \varepsilon > \frac{f_y}{E_s} \end{cases}$$

其中  $f_y$  为钢筋屈服强度。理想弹塑性材料应力应变曲线为：

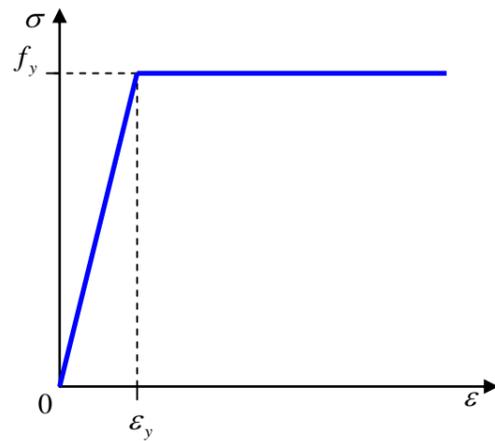


图 4 理想弹塑性材料应力应变曲线

将型钢模拟为三段式弹塑性模型, 其应力应变关系为

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y + k(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_s \\ f_s & \varepsilon > \varepsilon_s \end{cases}$$

其中  $f_s$  为极限强度,  $\varepsilon_s$  为极限强度对应应变,  $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$  为屈服应变,  $k = \frac{f_s - f_y}{\varepsilon_s - \varepsilon_y}$  为硬化模量。

三段式弹塑性模型应力应变关系如下图:

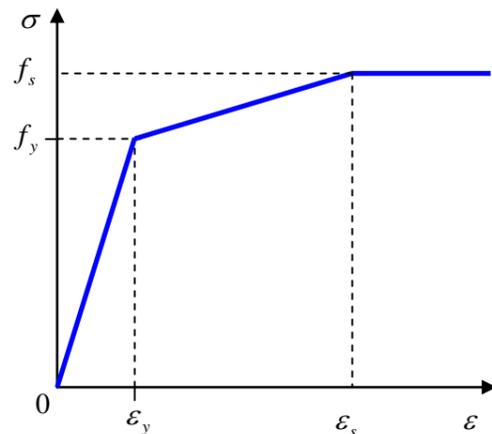


图 5 三段式弹塑性材料应力应变曲线

## 2.2 单元分析模型

混凝土采用 C3D8R 实体单元模拟, 严格按照设计图建立有限元模型并划分较为细致的网格。型钢采用 S4R 三维壳单元进行建模和模拟。钢筋采用 T3D2 桁架单元模拟, 严格按照设计图建立钢筋模型, 并形成完整的钢筋网。采用嵌入技术按钢筋的实际布置埋植入实体混凝土单元中, 嵌入技术可以很好的模拟钢筋和混凝土的共同作用。

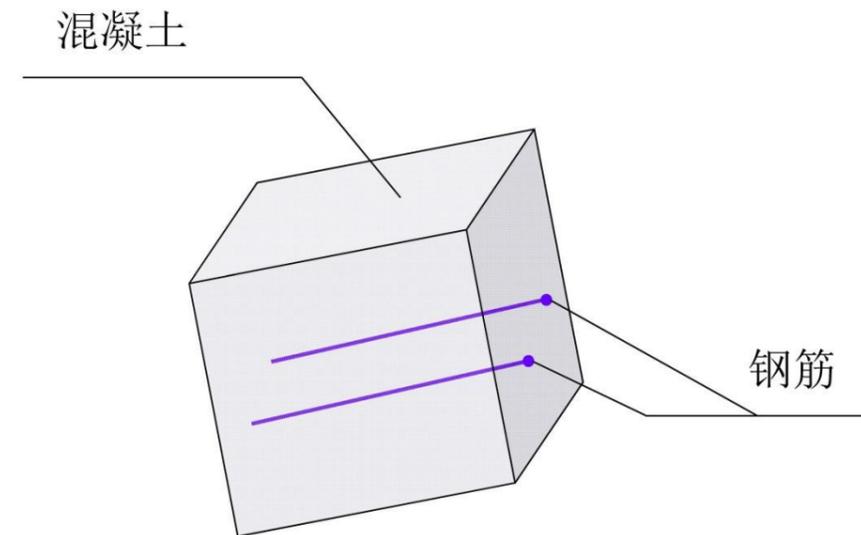


图 6 型钢、钢筋嵌入示意图

## 2.3 结构分析模型

从平衡方程出发, 引入弱形式表达, 可以建立结构有限元分析的基本表达式。考虑如下结构平衡方程:

$$\sigma_{ij,j} + b_i = \mu \dot{u}_i + \rho \ddot{u}_i \quad (12)$$

其中  $\sigma_{ij}$  为应力张量,  $b_i$  为体力向量, 等式右面第一项为阻尼力, 与速度相关, 第二项为惯性力, 与加速度相关。考虑应变的定义

$$\varepsilon_{ij} = \frac{u_{i,j} + u_{j,i}}{2}$$

平衡方程(12)的变分形式如下:



$$\int_{\Omega} \delta u_i \rho \ddot{u}_i d\Omega + \int_{\Omega} \delta u_i \mu \dot{u}_i d\Omega + \int_{\Omega} \delta \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} d\Omega = \int_{\partial\Omega} \delta u_i t_i dS + \int_{\Omega} \delta u_i b_i d\Omega \quad (13)$$

材料本构关系定义为：

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}$$

代入式(13)，并考虑有限元划分和插值函数构造，可得结构动力方程：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}^{\text{ext}}$$

其中  $\mathbf{u}$  为位移向量，质量矩阵

$$\mathbf{M} = \sum_e \int_{\Omega_e} \mathbf{N}_e^T \rho \mathbf{N}_e d\Omega$$

阻尼矩阵

$$\mathbf{C} = \sum_e \int_{\Omega_e} \mathbf{N}_e^T \mu \mathbf{N}_e d\Omega$$

刚度矩阵

$$\mathbf{K} = \sum_e \int_{\Omega_e} \mathbf{B}_e^T \mathbf{D} \mathbf{B}_e d\Omega$$

外力向量

$$\mathbf{f} = \sum_e \int_{\partial\Omega_e} \mathbf{N}_e^T t dS + \sum_e \int_{\Omega_e} \mathbf{N}_e^T \mathbf{b} d\Omega$$

结构动力方程的求解需借助动力时程积分方法，其中最常用的是 Newmark 法。这里采用三段式 Newmark 方法表达式：

• 预估：

$$\begin{cases} \tilde{\mathbf{d}}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \mathbf{v}_n \Delta t + \frac{\Delta t^2}{2} (1-2\beta) \mathbf{a}_n \\ \tilde{\mathbf{v}}_{n+1} = \mathbf{v}_n + (1-\gamma) \mathbf{a}_n \Delta t \end{cases}$$

• 求解：

$$\begin{cases} (\mathbf{M} + \gamma \Delta t \mathbf{C} + \beta \Delta t^2 \mathbf{K}) \mathbf{a}_{n+1} = \mathbf{f}_{n+1}^{\text{ext}} - \tilde{\mathbf{f}}_{n+1}^{\text{int}} \\ \tilde{\mathbf{f}}_{n+1}^{\text{int}} = \mathbf{C} \tilde{\mathbf{v}}_{n+1} + \mathbf{K} \tilde{\mathbf{v}}_{n+1} \end{cases}$$

• 校正：

$$\begin{cases} \mathbf{d}_{n+1} = \tilde{\mathbf{d}}_{n+1} + \beta \Delta t^2 \mathbf{a}_{n+1} \\ \mathbf{v}_{n+1} = \tilde{\mathbf{v}}_{n+1} + \gamma \mathbf{a}_{n+1} \Delta t \end{cases}$$

上式所定义的动力方程求解是整个 Newmark 方法核心，式中质量矩阵与阻尼矩阵在加载过程中可认为是不变的（对于少数质量重分布较为明显的问题，质量矩阵可能会有变化，此处不予考虑），而刚度矩阵则与结构的位移和变形之间有着复杂的非线性关系，所以对于非线性方程的求解，一般采用基于迭代法的隐式求解方法。当结构进入损伤软化阶段，刚度矩阵可能出现负定，此时一般的迭代求解方法失效。为了去除负定刚度矩阵的影响，可考虑 Newmark 系数  $\beta = 0$ ，此时式简化为

$$(\mathbf{M} + \gamma \Delta t \mathbf{C}) \mathbf{a}_{n+1} = \mathbf{f}_{n+1}^{\text{ext}} - (\mathbf{C} \tilde{\mathbf{v}}_{n+1} + \mathbf{K} \tilde{\mathbf{v}}_{n+1})$$

再采用集中质量矩阵与集中阻尼矩阵表达式，那么上式即不再是联立方程，可以逐个求解，并且不需要迭代。基于此建立的结构动力求解方法称为显式方法。

显式方法由于不需要考虑结构的刚度矩阵，所以刚度矩阵负定等问题不会影响其求解，所以这一类非常健壮（robust）的数值求解方法。另一方面，显式方法不用求解联立方程，而是每个自由度独立求解，所以这一类方法非常适用于并行计算。当然，显式方法的缺点也需要注意。由于式是原动力方程的非常粗略的近似，所以显式方法所要求的时间积分步长非常小，一般为  $10^{-7} \sim 10^{-5} \text{ s}$ ，所以这一类方法只是用于瞬态问题，如爆炸冲击问题的求解，而对于较长持时的问题，如地震反应分析和拟静态问题，则需要大量的计算资源与之相配合。

在一般静力与动力荷载作用下，结构变形和损伤较小，此时隐式方法由于其良好的计算稳定性，可以在较大的时间步长的基础上取得收敛的结果，故此时隐式方法效率较高，应用较为广泛。而在强震等强动力荷载的作用下，结构往往发生极大的变形，从而使得结构变形进入强非线性阶段，同时材料发生严重的损伤和破坏。此时，传统的基于隐式求解的结构有限元求解体系将很难取得收敛的结果，最终导致模拟的失败。对于大变形强非线性的结构有限元求解问题，往往采用显式有限元求解格式，同时需要配合大型计算分析系统。



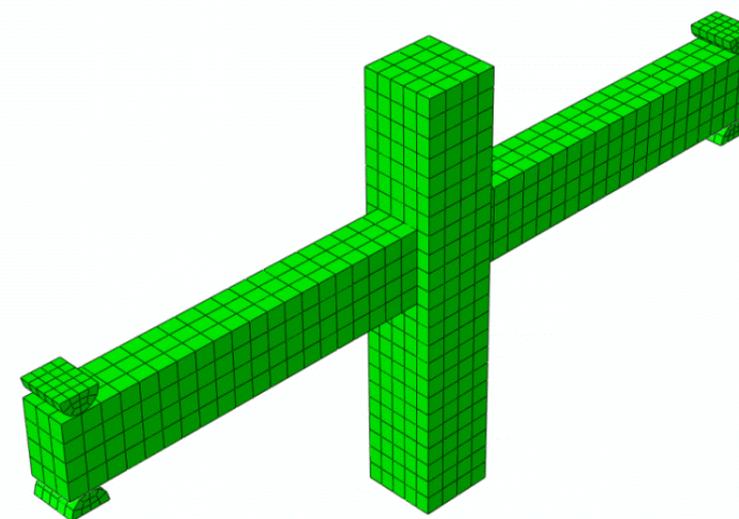
### 3. 有限元模型与分析结果

#### 3.1 预制节点 1

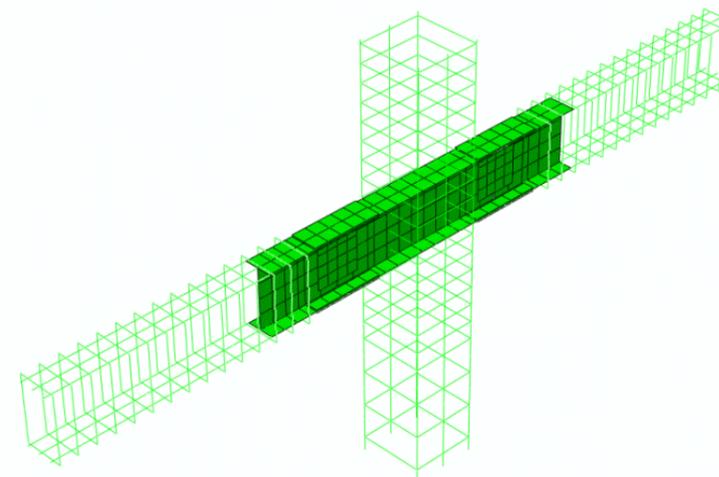
略

图 7 节点 1 设计方案

如图 7 所示，节点 1 代号 I-400-D，节点梁截面  $400 \times 250\text{mm}$ ，梁柱连接部位采用工字型型钢，预制梁内钢筋与型钢采用搭接焊的方式连接，且预制梁内腹板处布置有栓钉。图 8 给出了节点 1 的有限元分析模型。混凝土采用三维实体单元，型钢采用壳单元，钢筋采用杆单元，将钢筋、型钢直接埋置到混凝土基体之中。混凝土采用弹塑性损伤本构关系，钢材采用三段式塑性本构关系。节点 1 数值模拟结果见图 9~图 12。

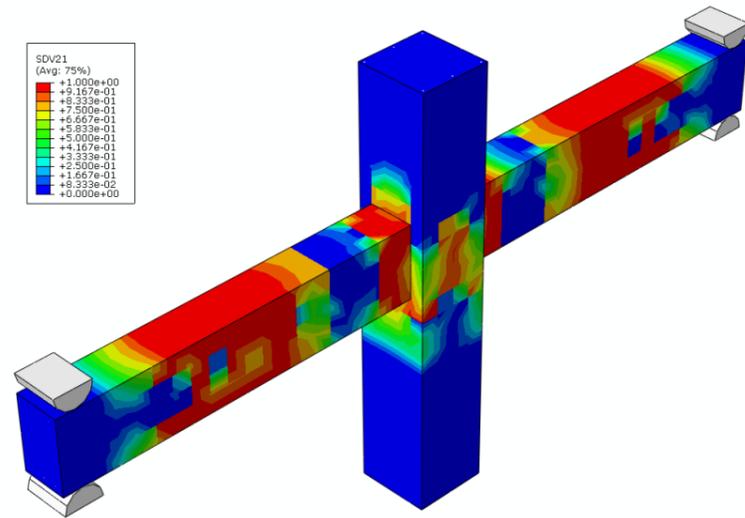


(a) 混凝土有限元划分

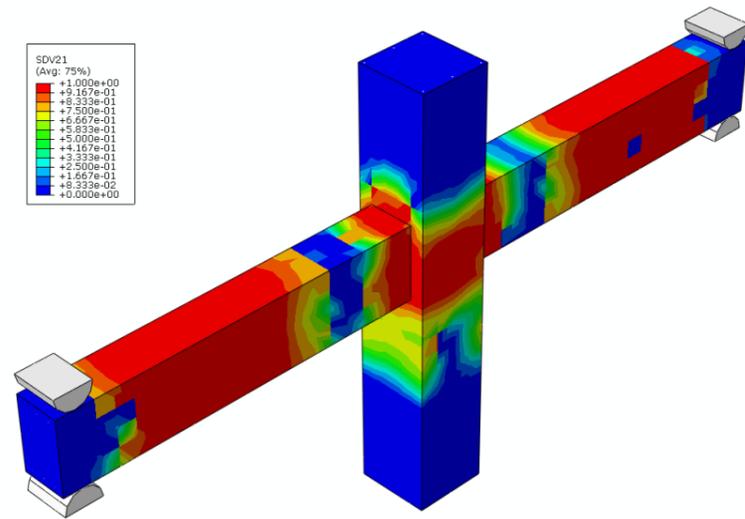


(b) 型钢、钢筋有限元模型

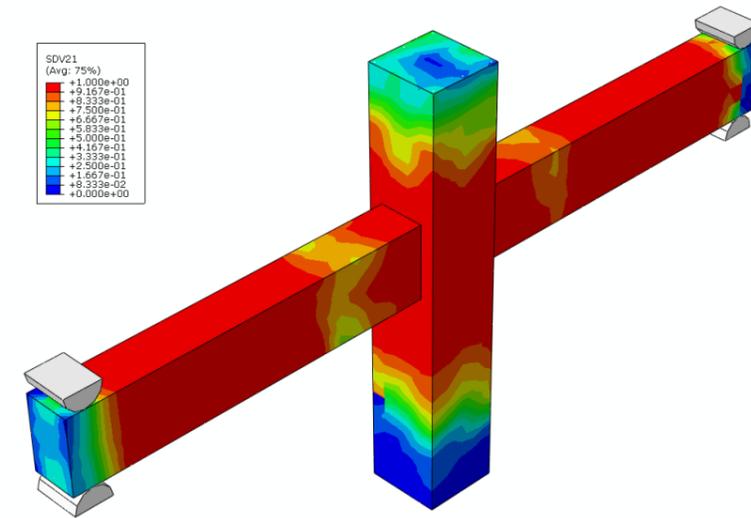
图 8 节点 1 有限元模型



a. 位移为 30mm 的循环结束时

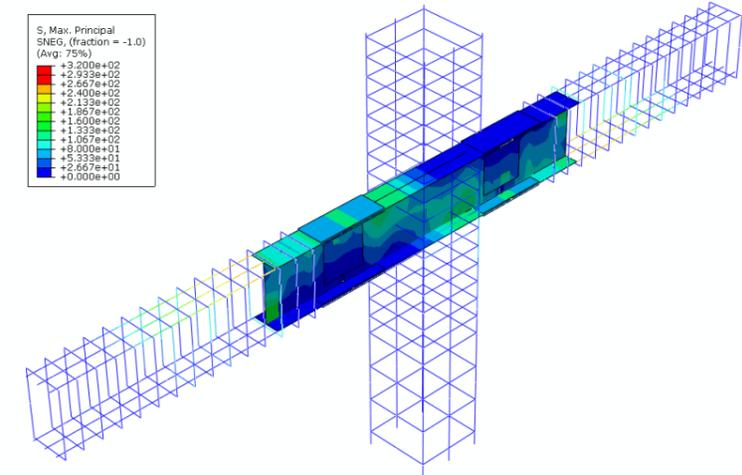


b. 位移为 60mm 的循环结束时

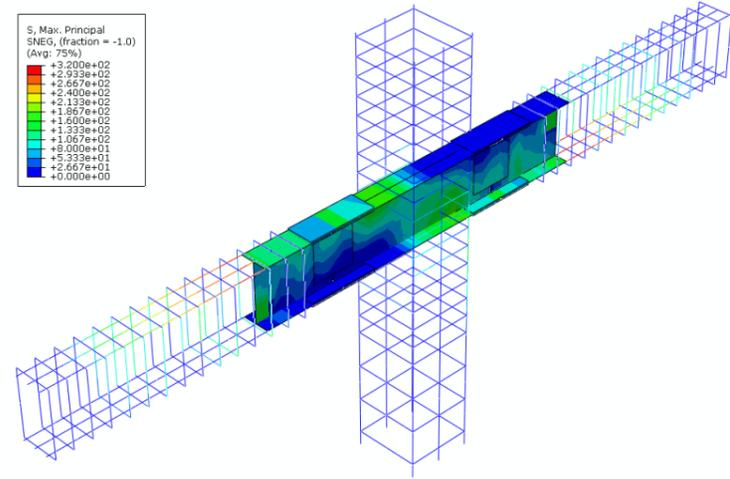


c. 位移为 90mm 的循环结束时

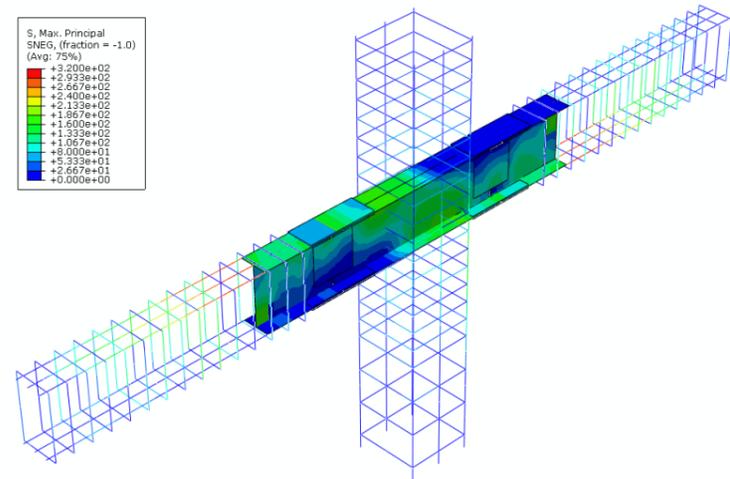
图 9 混凝土受拉损伤云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值

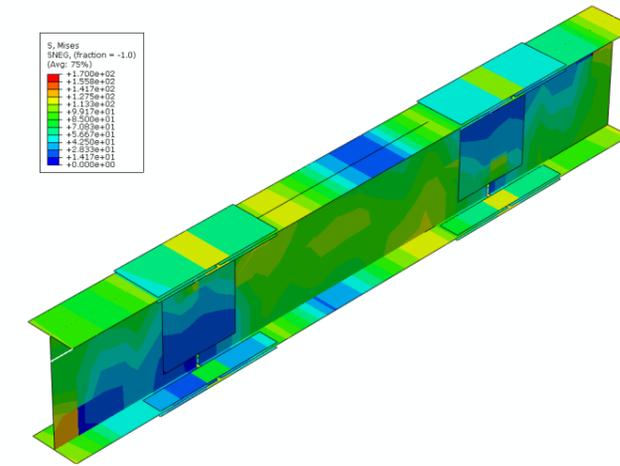


b. 位移为 60mm 的最后峰值

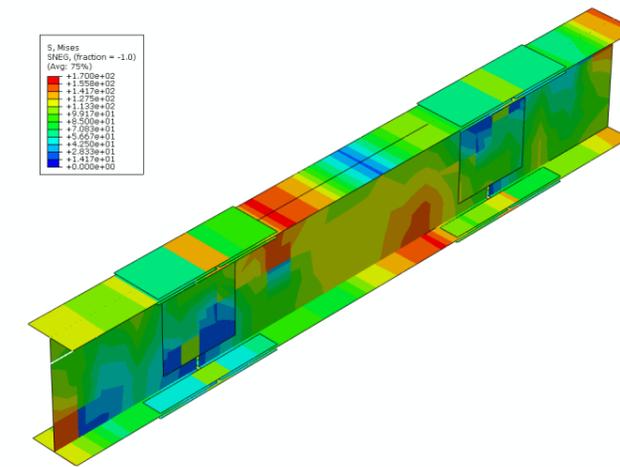


c. 位移为 90mm 的最后峰值

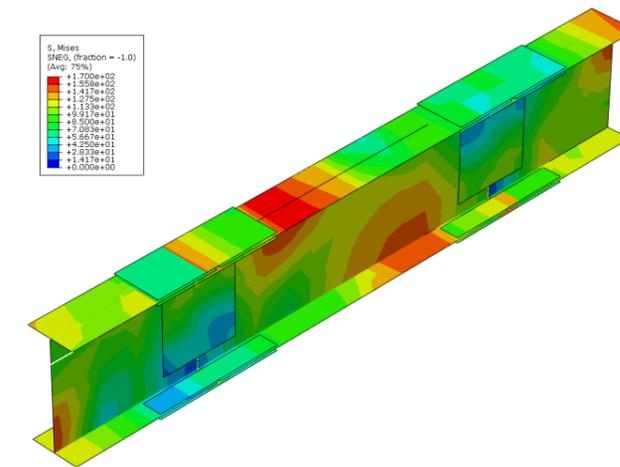
图 10 型钢、钢筋最大拉应力云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值



b. 位移为 60mm 的最后峰值



c. 位移为 90mm 的最后峰值

图 11 型钢 Mises 应力云图

### 3.2 预制节点 2

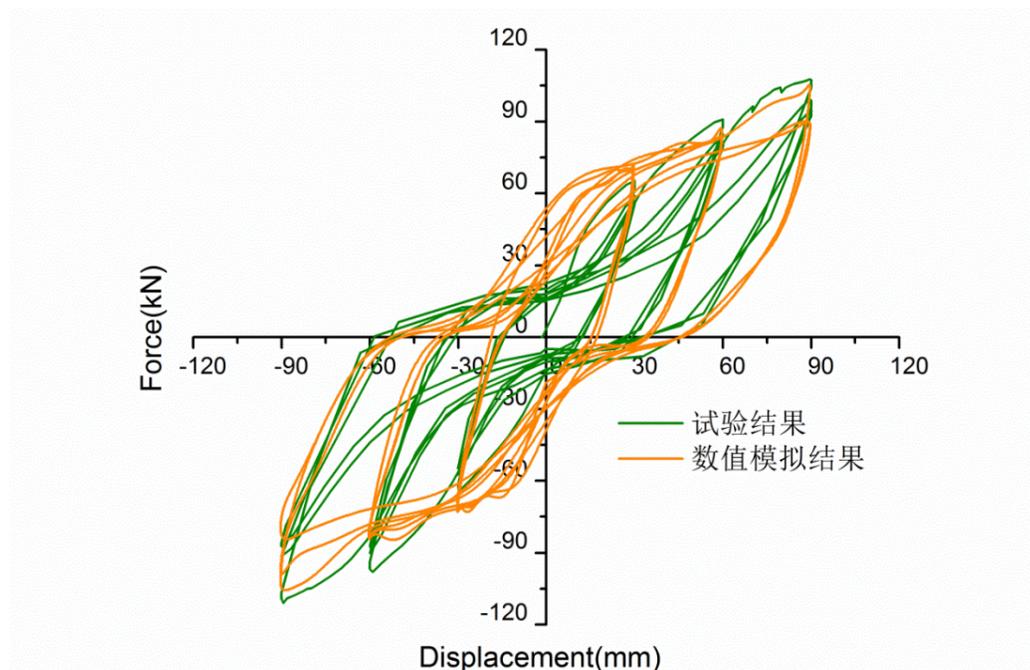


图 12 模拟滞回曲线与试验滞回曲线对比



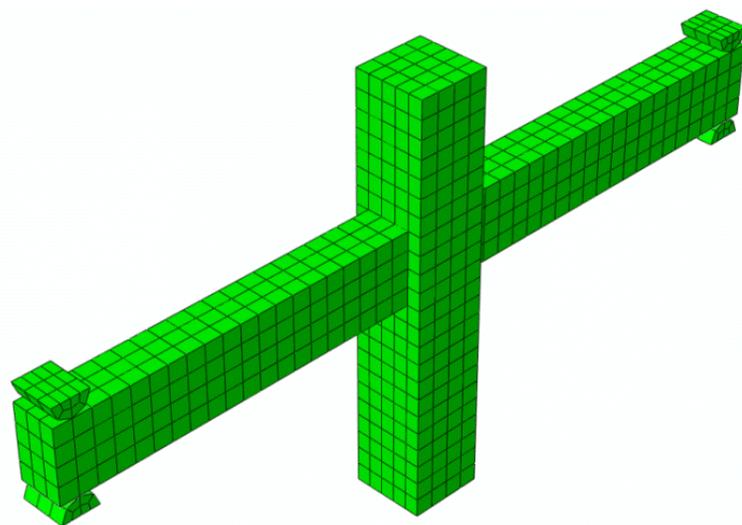
图 13 实测节点 1 主要裂缝分布

根据试验结果：当位移加载到 30mm 时，核心区出现沿对角方向的主斜裂缝，梁、柱受弯裂缝变宽变长；当位移加载到 60mm 时，核心区斜裂缝变宽、增多，梁、柱受弯裂缝分别向加载点和柱脚点扩散发展，当卸载后，拼装处受弯缝无法闭合，而核心区斜裂缝基本闭合；当位移加载到 90mm 时，梁根及拼装截面的裂缝较宽，且根部受弯缝延伸为核心区的斜缝，在反复荷载作用下，混凝土和型钢间逐步发生粘结滑移破坏（发出明显的摩擦声），最终核心区混凝土（靠近梁端）因缺少有效约束而发生剪切破坏（挤压脱落）。图 9 所示受拉损伤与图 13 所示节点核心区裂缝分布具有一致性。从图 10、图 11 的钢筋、型钢应力分布可以明确地看到节点梁受拉区与受压区的变化和过度。图 12 所示滞回曲线结果，计算结果与实测结果具有一定的一致性，模拟结果与实测结果的承载力几乎一致，耗能能力稍大。

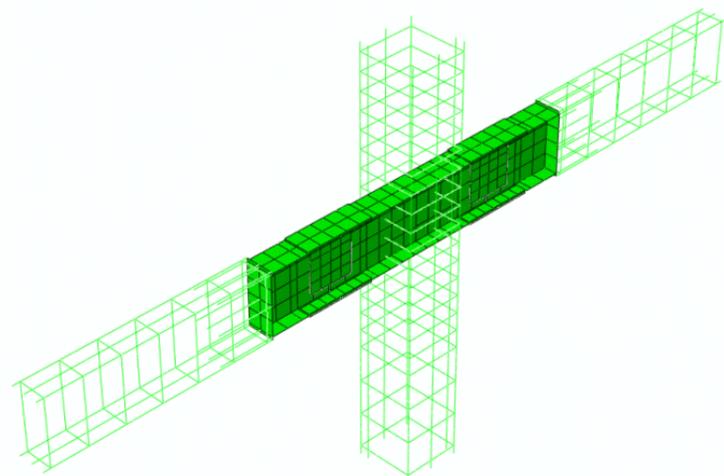
略

图 14 节点 2 设计方案

如图 14 所示，节点 2 代号 I-400-S，梁截面为 400×250mm，梁柱连接采用工字钢，与节点 1 不同，预制梁内钢筋与型钢采用预埋钢板塞焊的方式连接，型钢表面无栓钉。节点 2 有限元模型如图 15 所示，混凝土采用三维实体单元，型钢采用壳单元，钢筋采用杆单元，混凝土采用损伤本构关系，钢材采用三段式弹塑性硬化本构关系。模拟结果如图 16~图 19 所示。

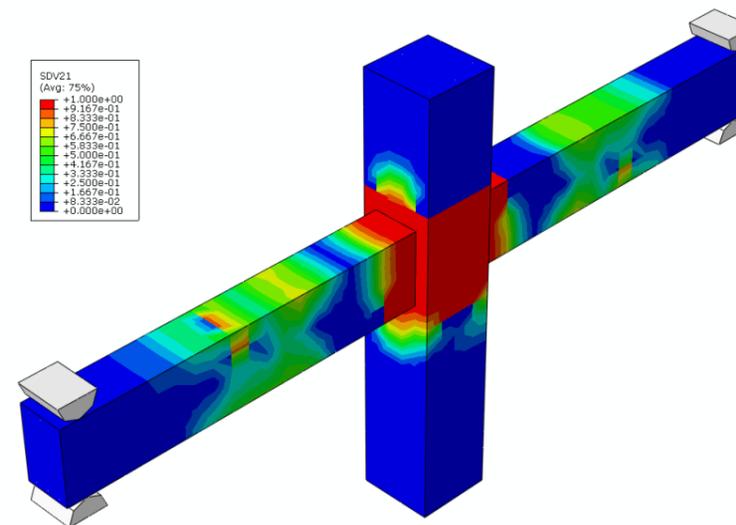


(a) 混凝土有限元划分

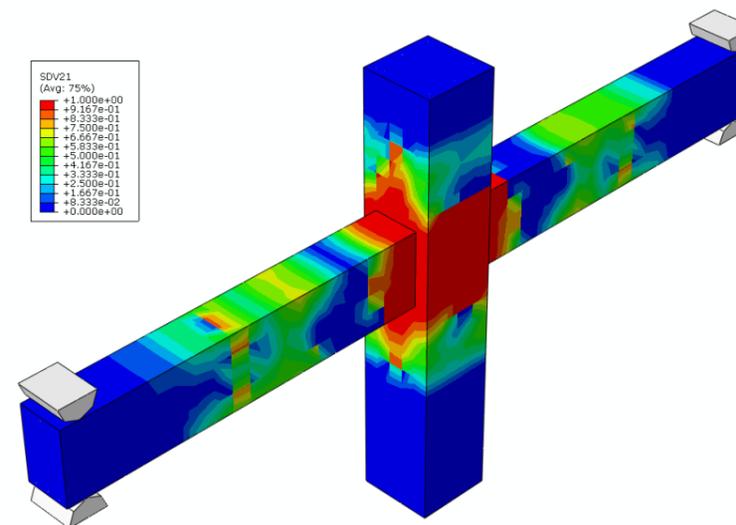


(b) 型钢、钢筋有限元模型

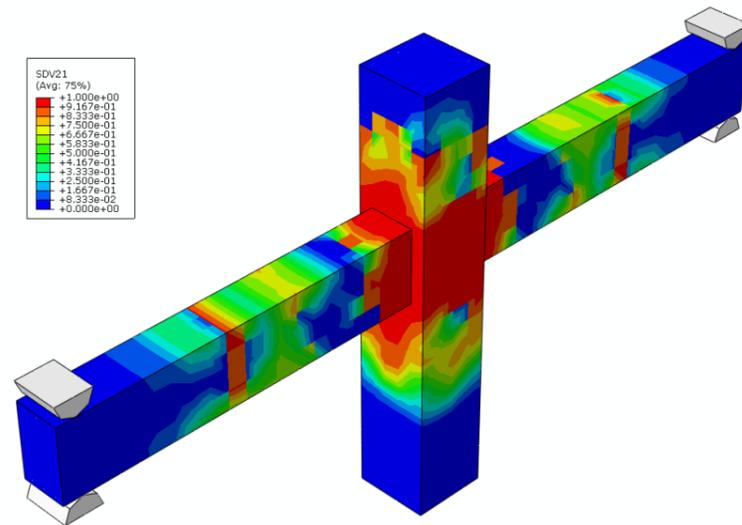
图 15 节点 2 有限元模型



a. 位移为 30mm 的循环结束时

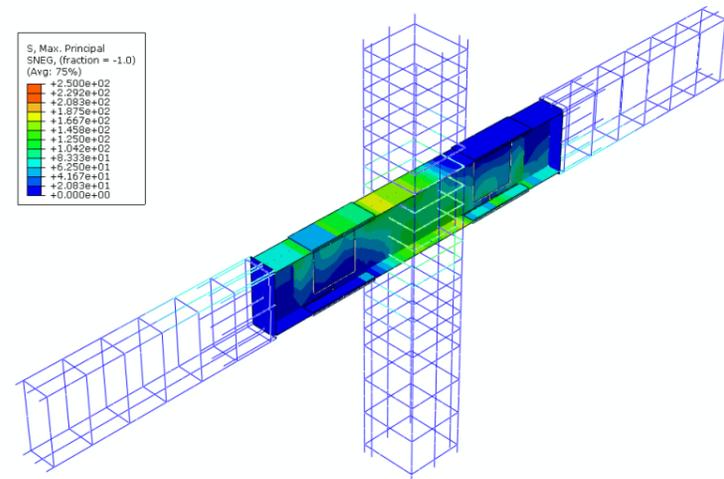


b. 位移为 60mm 的循环结束时

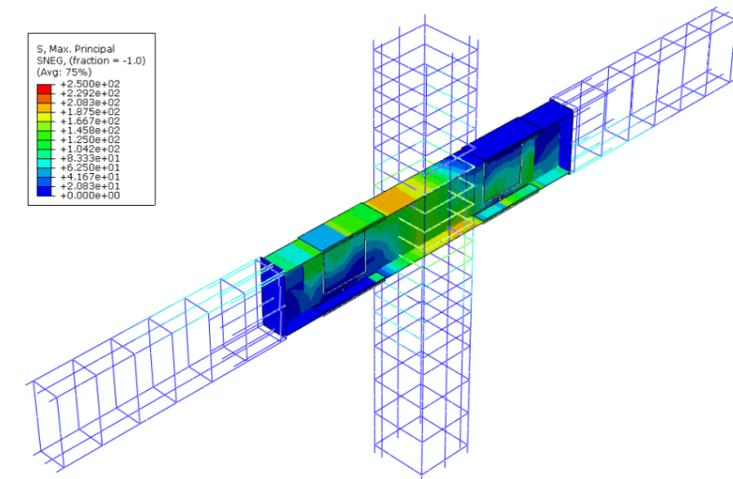


c. 位移为 90mm 的循环结束时

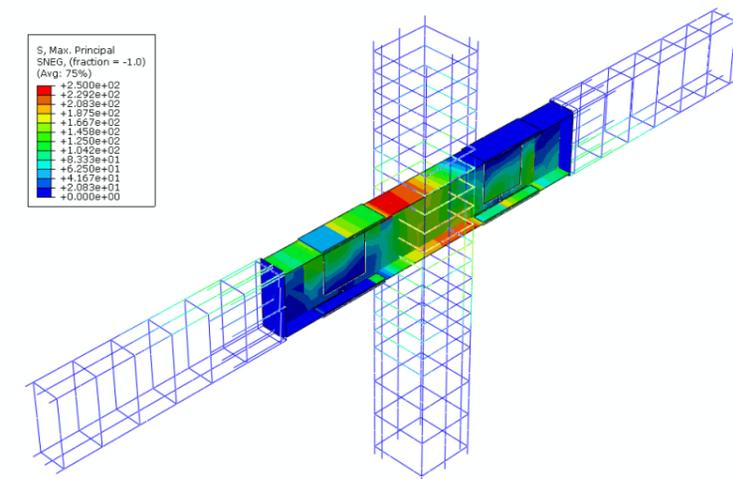
图 16 混凝土损伤云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值

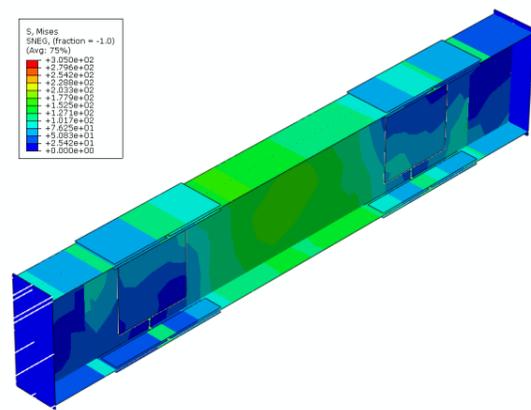


b. 位移为 60mm 的最后峰值

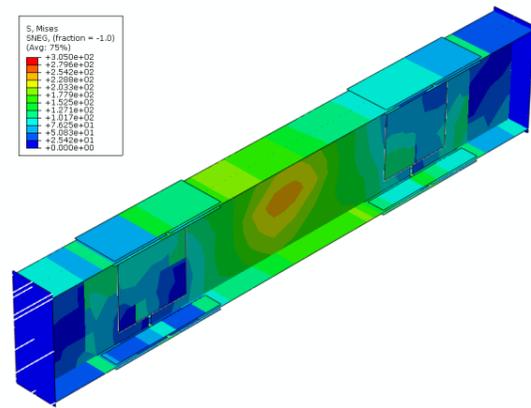


c. 位移为 90mm 的最后峰值

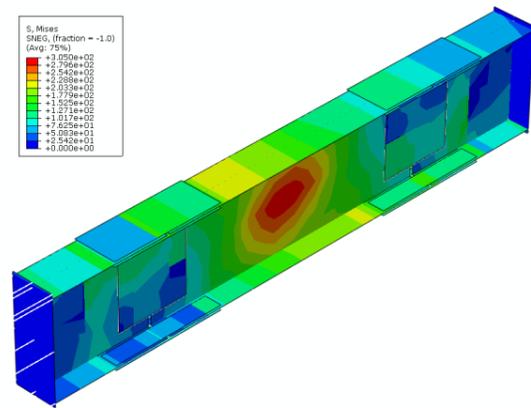
图 17 钢筋、型钢主拉应力云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值



b. 位移为 60mm 的最后峰值



c. 位移为 90mm 的最后峰值

图 18 型钢 Mises 应力云图

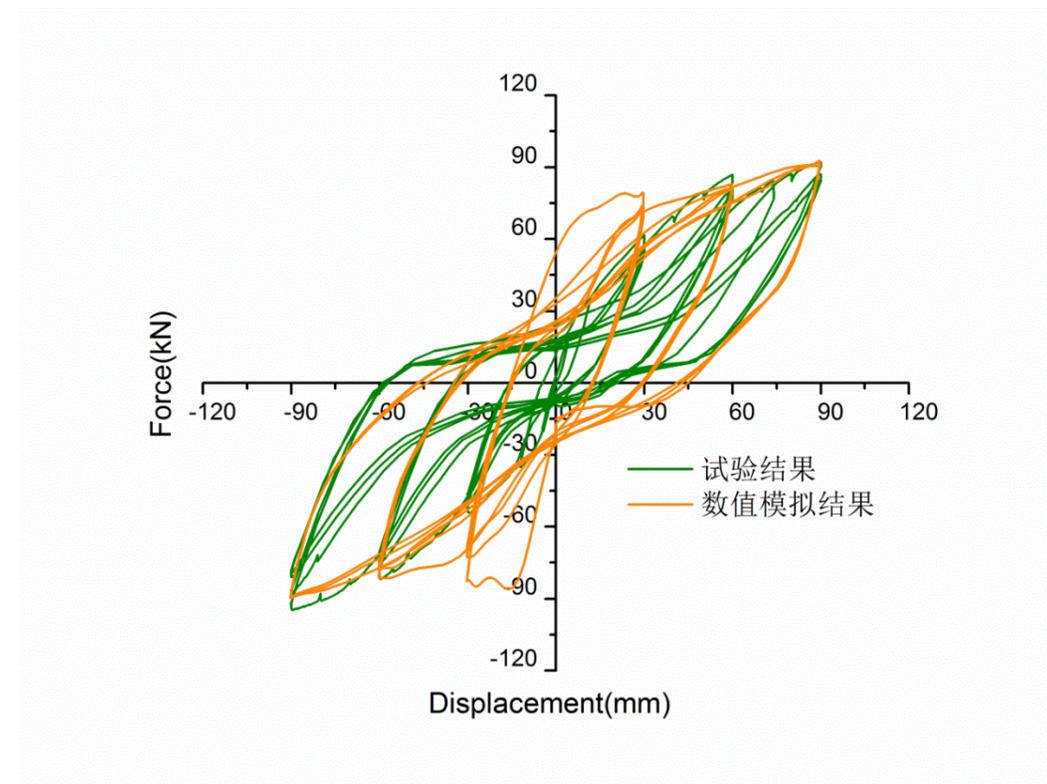


图 19 模拟滞回曲线与试验滞回曲线对比



图 20 节点 2 开裂情况

根据试验结果：当位移加载到 30mm 时，核心区由受拉梁筋侧向核心区发展形成多条斜裂缝，梁、柱受弯裂缝分别向加载点和柱脚点扩散发展；当位移加载到 60mm 时，正向加载下核心区出现 1 条斜裂缝，原有斜缝变宽，梁拼装处受弯缝变宽，反向加载下，核心区靠西侧梁出现多条短斜缝，卸载后，除拼装处受弯缝和核心区靠西侧梁斜缝裂外，其余斜裂缝和受弯缝均基本闭合；当位移加载到 90mm 时，下柱根部裂缝变宽，且受压侧出现沿轴向的受压裂缝，东侧梁预埋端板附近出现斜裂缝，核心区靠梁侧的斜裂缝明显变宽、延长并连通，在反复荷载作用下，最终核心区（近西侧梁端）混凝土压坏脱落。从图 16 所示混凝土损伤云图可见损伤主要集中在核心区，与图 20 所示节点 2 开裂情况有一定的一致性。图 19 所示模拟滞回曲线与实测滞回曲线符合良好，但是在第一周卸载段与试验结果相比有一定的误差，值得进一步研究。

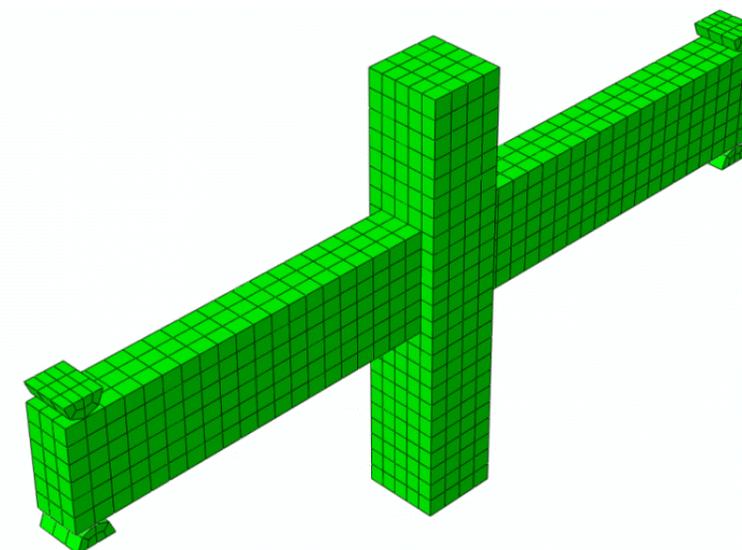


### 3.3 预制节点 3

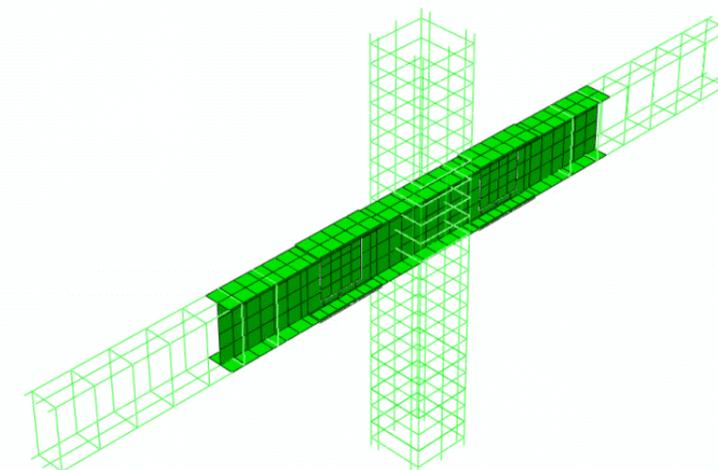
略

图 21 节点 3 设计方案

节点 3 设计方案如图 21 所示，节点 3 代号为 I550-D，梁截面为  $550 \times 250\text{mm}$ ，梁柱连接仍采用工字钢，预制梁内钢筋与型钢连接采用搭焊，预制梁内腹板处以及非拼装区域上下翼缘均布置栓钉。有限元模型如图 22 所示，混凝土采用三维实体单元，型钢采用壳单元，钢筋采用杆单元，混凝土采用损伤本构关系，钢材采用三段式弹塑性硬化本构关系。模拟结果如图 23~图 26 所示。

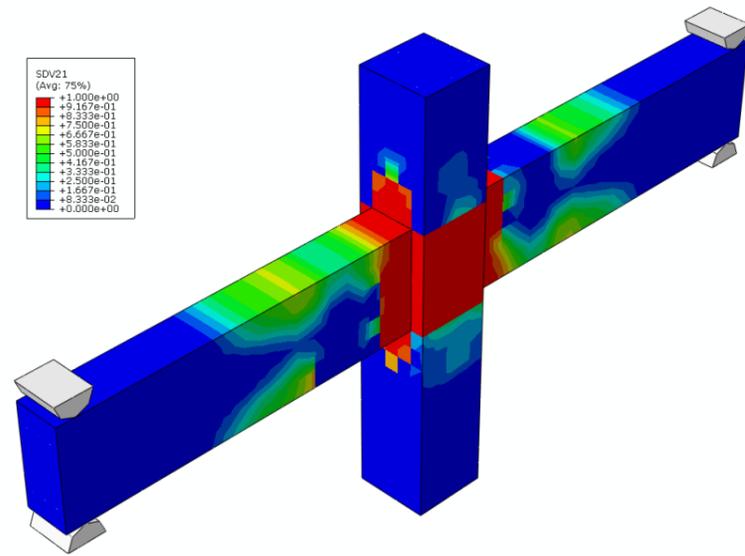


(a) 混凝土有限元划分

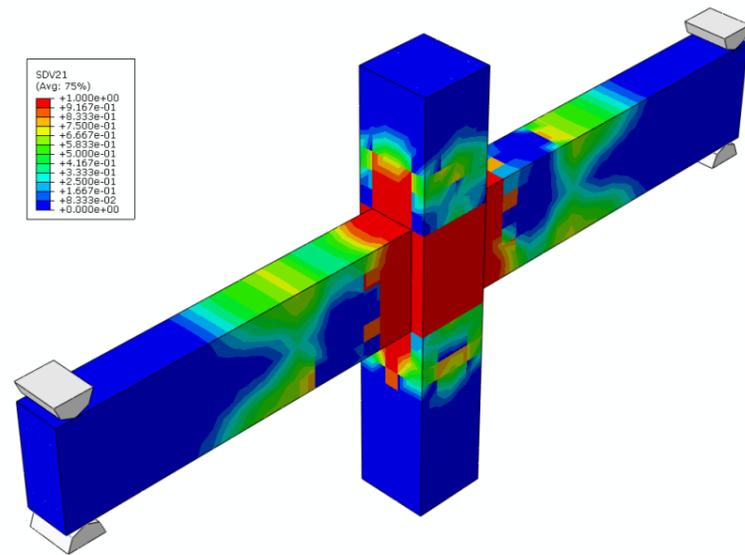


(b) 型钢、钢筋有限元模型

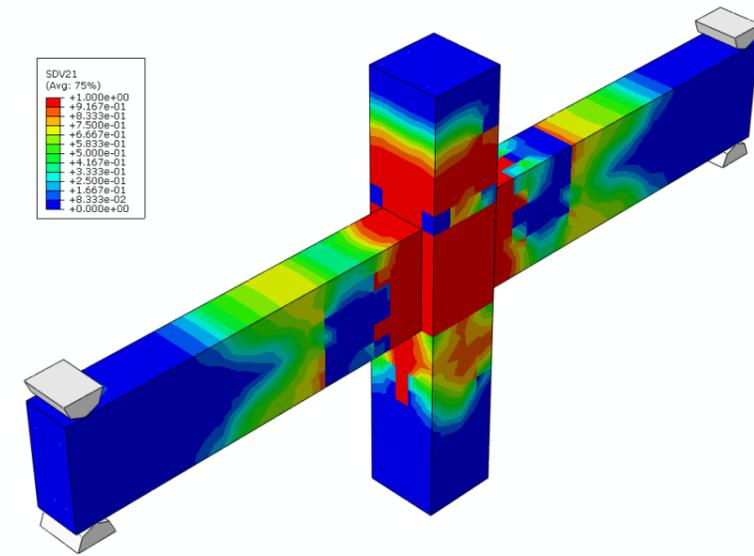
图 22 节点 3 有限元模型



a. 位移为 30mm 的循环结束时

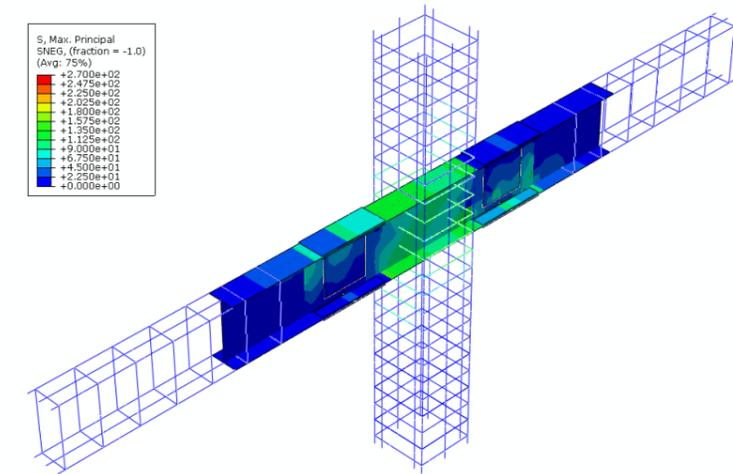


b. 位移为 60mm 的循环结束时

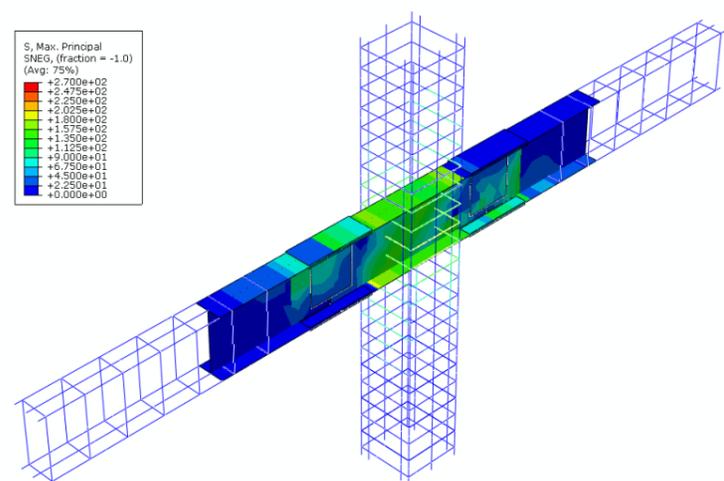


c. 位移为 90mm 的循环结束时

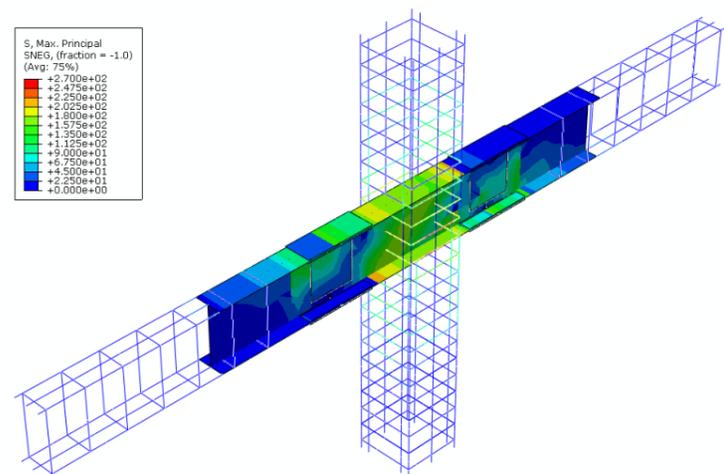
图 23 混凝土损伤云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值

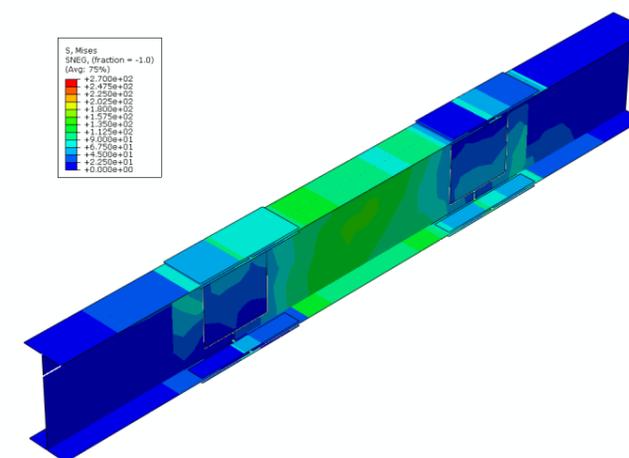


b. 位移为 60mm 的最后峰值

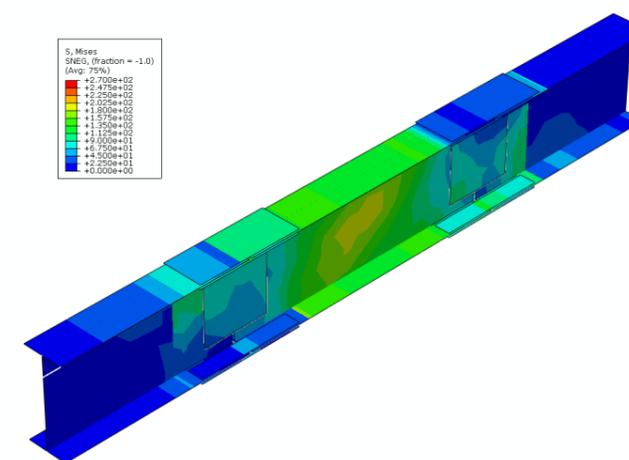


c. 位移为 90mm 的最后峰值

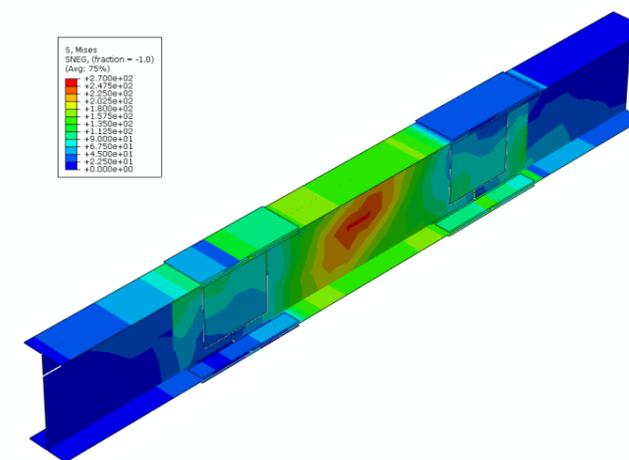
图 24 型钢、钢筋主拉应力云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值



b. 位移为 60mm 的最后峰值



c. 位移为 90mm 的最后峰值

图 25 型钢 Mises 应力云图

### 3.4 预制节点 4

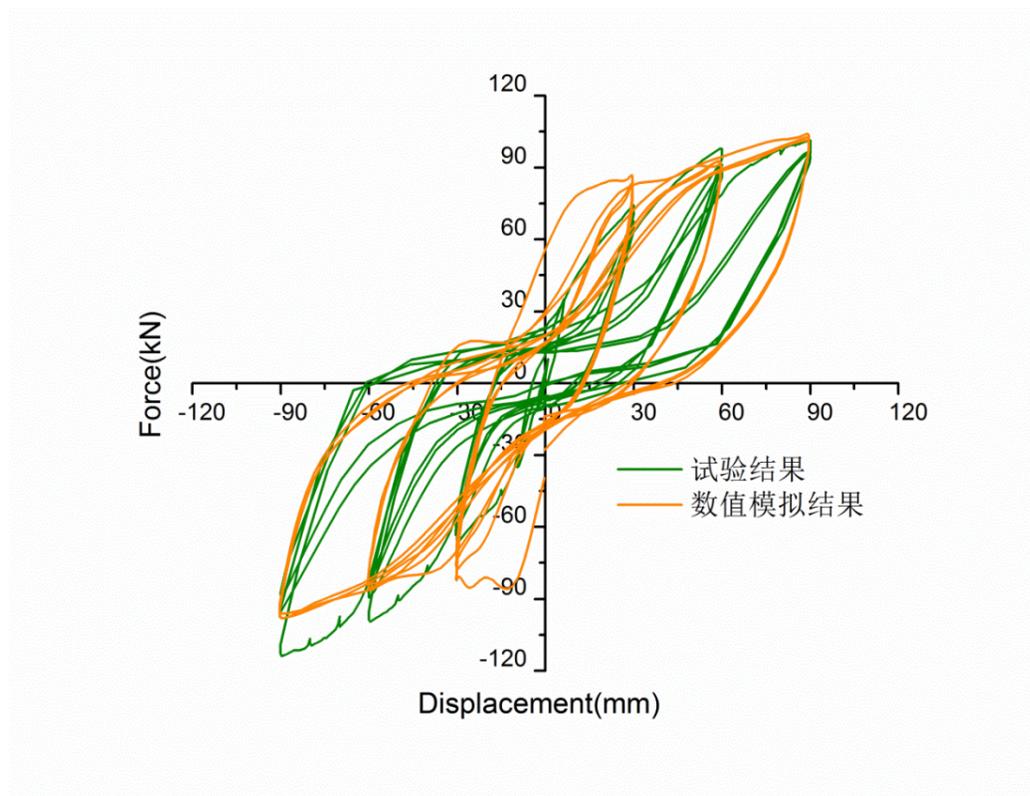


图 26 模拟滞回曲线与实测滞回曲线



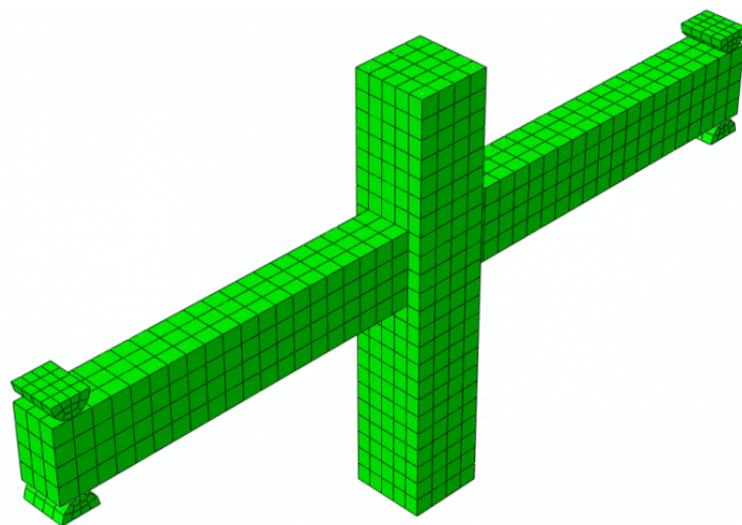
图 27 混凝土开裂情况

根据试验结果：当位移加载到 30mm 时，梁、柱截面受弯缝继续发展，核心区靠近受拉梁筋侧出斜裂缝；当位移加载到 60mm 时，正向加载下核心区斜裂缝增宽延长；当位移加载到 90mm 时，核心区靠梁侧的斜裂缝明显变宽、延长并连通，在反复荷载作用下，最终核心区靠侧梁的混凝土继续发生破坏脱落，荷载峰值略有降低，除梁后浇段弯缝和核心区斜缝外，其余部位裂缝均已停止发展且基本闭合。数值模拟所得节点核心区损伤情况图 23 与实测图 27 具有一致性。模拟和实测滞回曲线（图 26）都表明梁截面的增加提高了节点的刚度，但是对于承载力的改进并不明显。

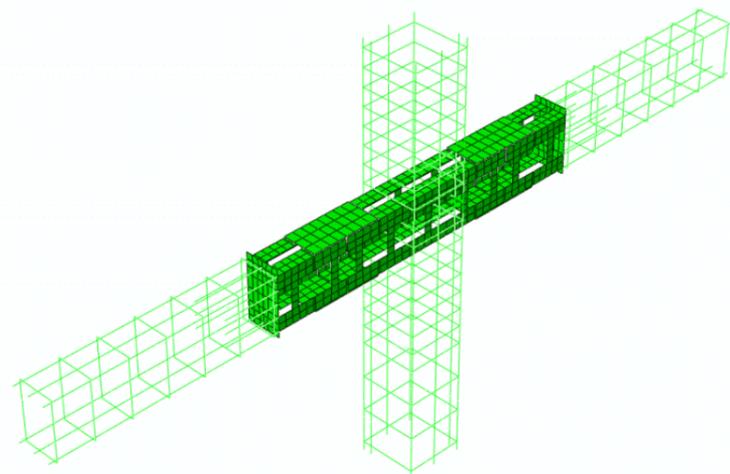
略

图 28 节点 4 设计方案

图 28 给出了节点 4 的设计方案，节点 4 代号 L-400-S，梁截面  $400 \times 250\text{mm}$ ，梁柱连接型钢采用角钢，预制梁内钢筋与型钢采用预埋钢板塞焊，型钢表面无栓钉。图 29 给出了节点 4 有限元模型。图 30~图 33 给出了计算结果。

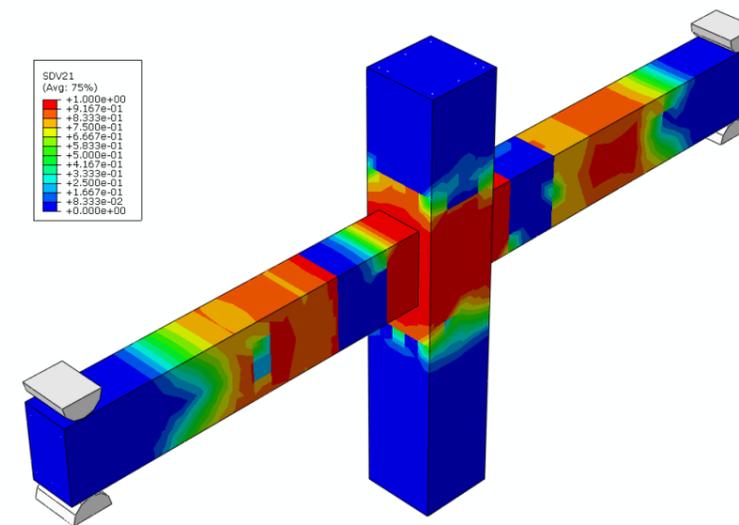


(a) 混凝土有限元划分

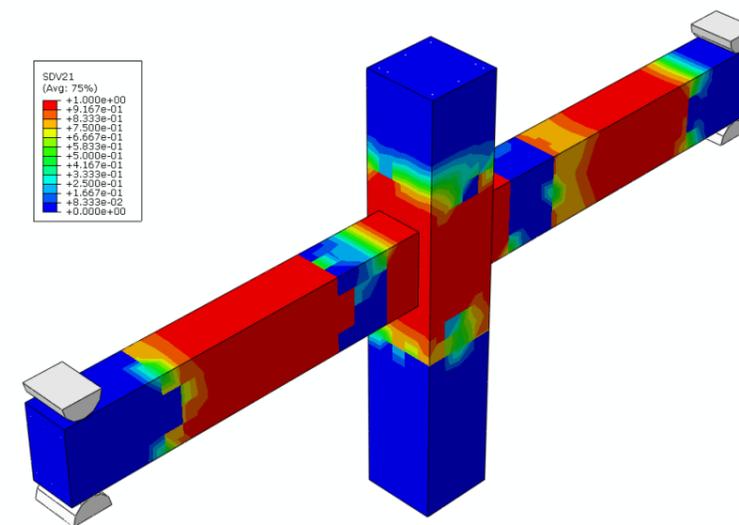


(b) 型钢、钢筋有限元模型

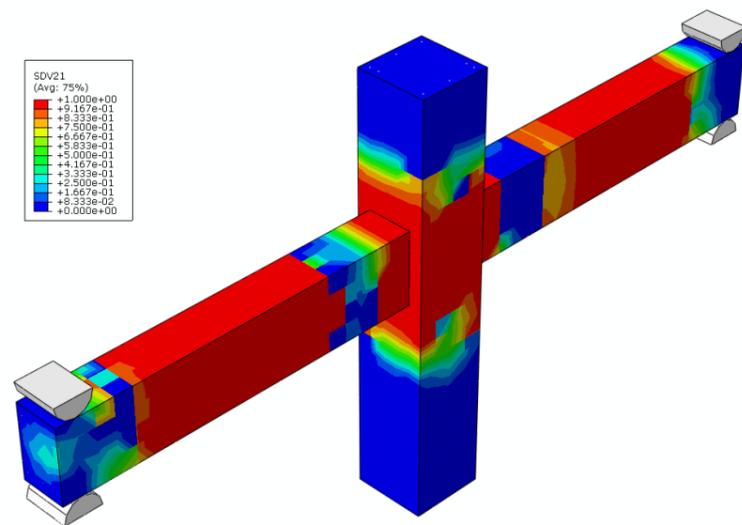
图 29 节点 4 有限元模型



a. 位移为 30mm 的循环结束时

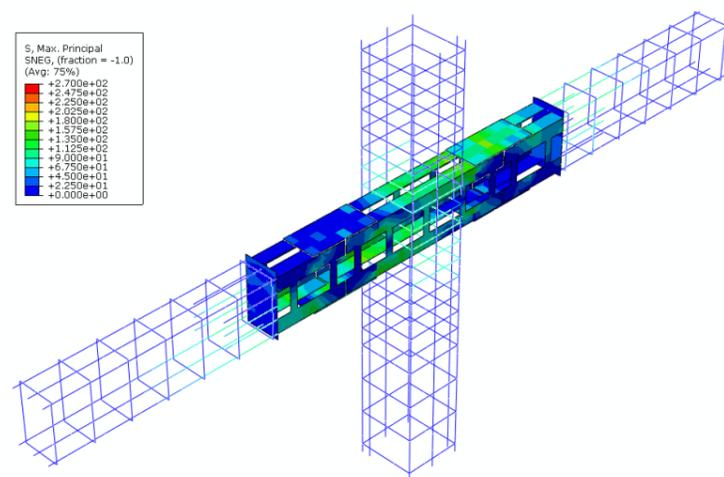


b. 位移为 60mm 的循环结束时

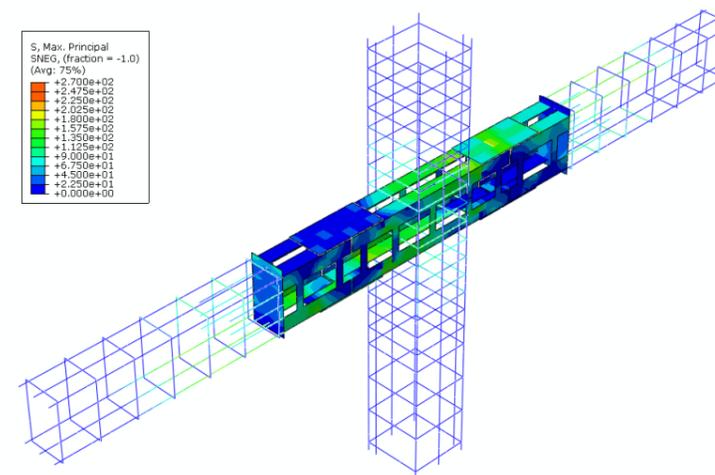


c. 位移为 90mm 的循环结束时

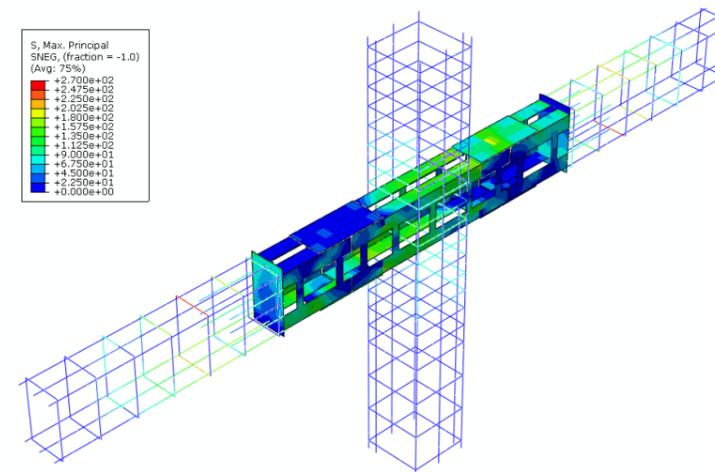
图 30 混凝土损伤云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值

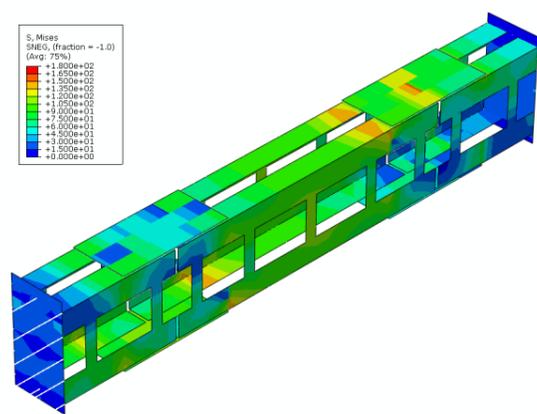


b. 位移为 60mm 的最后峰值

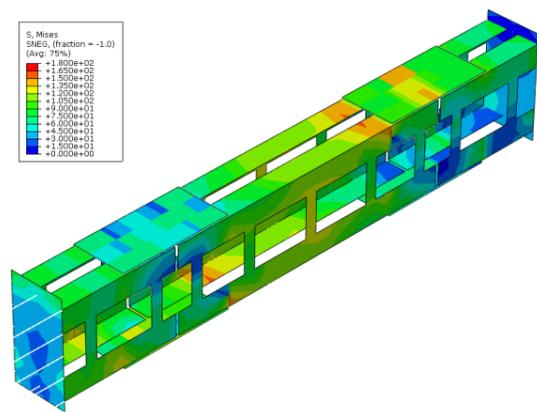


c. 位移为 90mm 的最后峰值

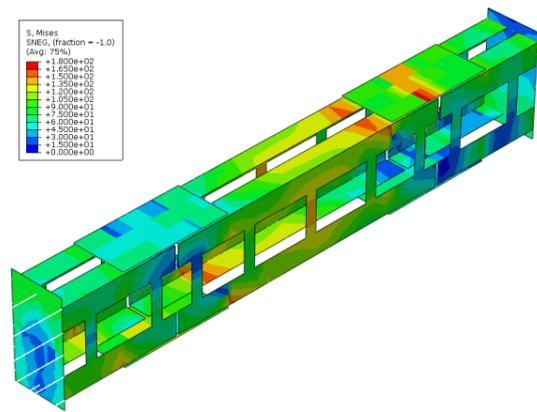
图 31 钢筋、型钢最大拉应力云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值



b. 位移为 60mm 的最后峰值



c. 位移为 90mm 的最后峰值

图 32 型钢 Mises 应力云图

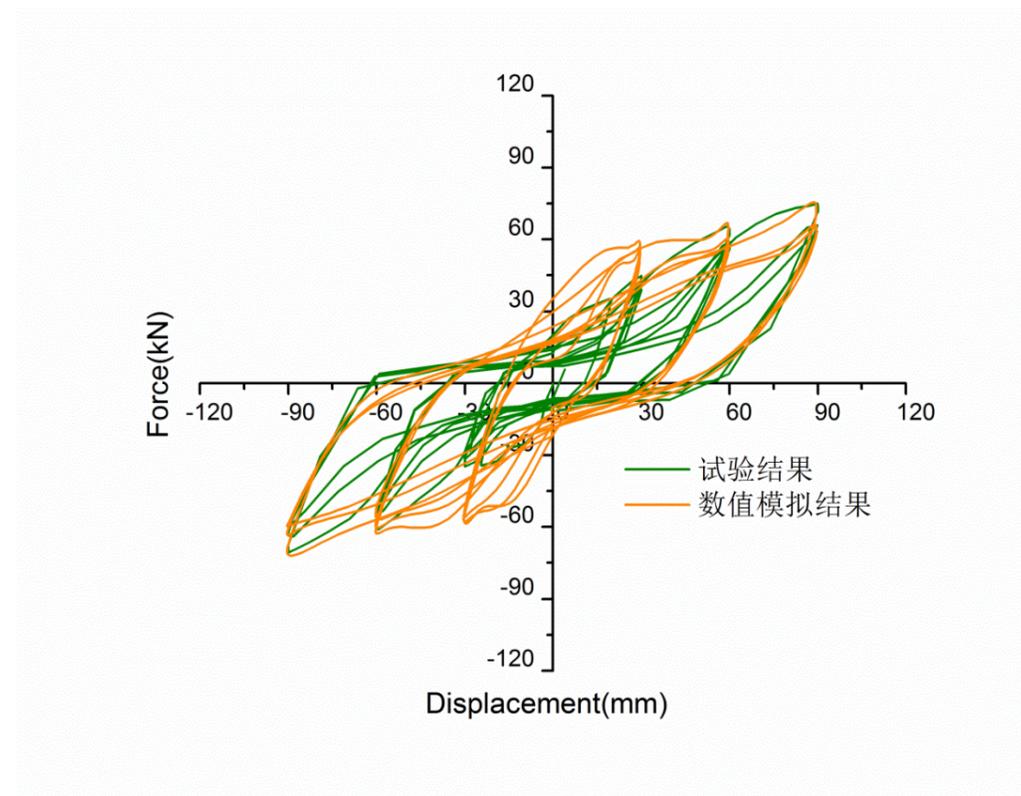


图 33 模拟滞回曲线与实测滞回曲线

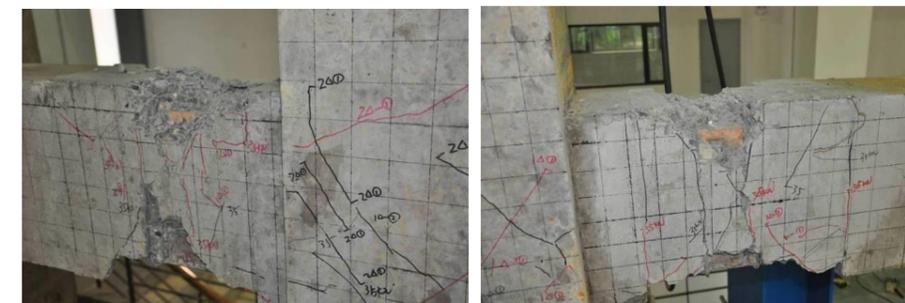


图 34 实测开裂情况

试验结果表明：当位移加载到 30mm 时，梁截面受弯缝继续发展，核心区出现沿对角方向主斜裂缝，第三循环时，梁受压区出现沿轴向的受压裂缝；当位移加载到 60mm 时，核心区出现新的斜裂缝，原有柱、梁受弯缝变宽，梁受压区沿轴向的受压裂缝继续发展；当位移加载到 90mm 等级时，荷载随着位移增加而提高的趋势明显变缓，节点最后为梁端弯曲破坏，节点核心区只产生了少量斜裂缝（图 34）。模拟结果（图 30）表明构件节点在梁上和节点核心区均发生了明显的受拉损伤，模拟所得节点核心区的损伤较之实测结果偏大，需进一步研究。图 33 所示模拟滞回曲线与实测滞回曲线均符合很好，不论是承载力还是耗能能力，数值分析模型均能很好地反映节点的性能。

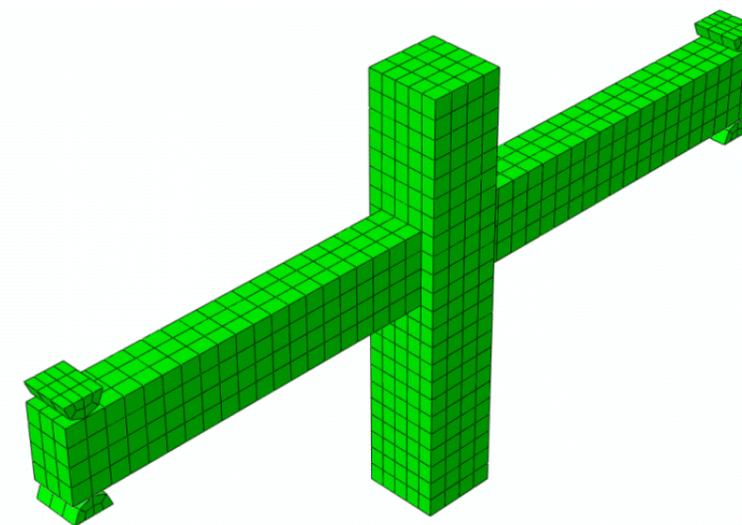


### 3.5 预制节点 5

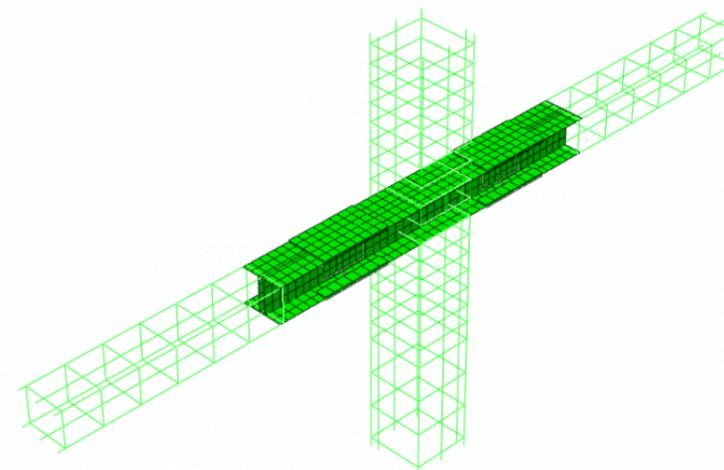
略

图 35 节点 5 设计方案

图 35 为节点 5 设计方案，节点 5 代号 II-400-D，节点梁截面为  $400 \times 250\text{mm}$ ，节点区型钢采用双腹板工字钢，预制梁内钢筋与型钢连接采用搭焊，非拼装区域工字钢上下翼缘增加栓钉。节点 5 有限元模型如图 36 所示。计算结果见图 37~图 40。

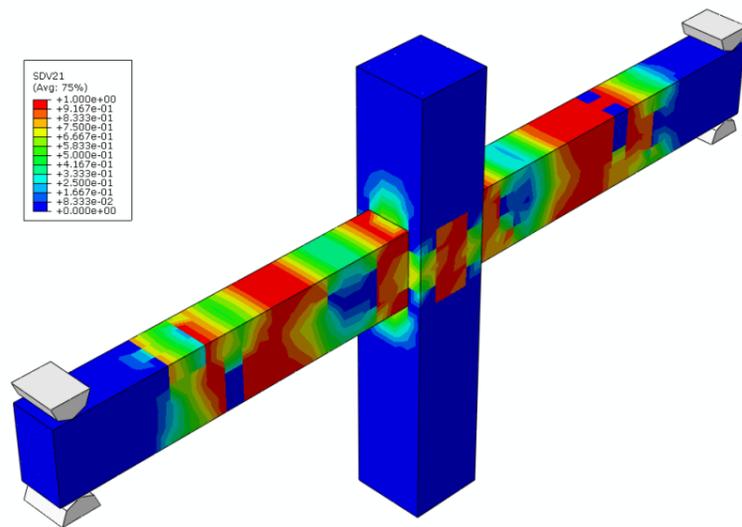


(a) 混凝土有限元划分

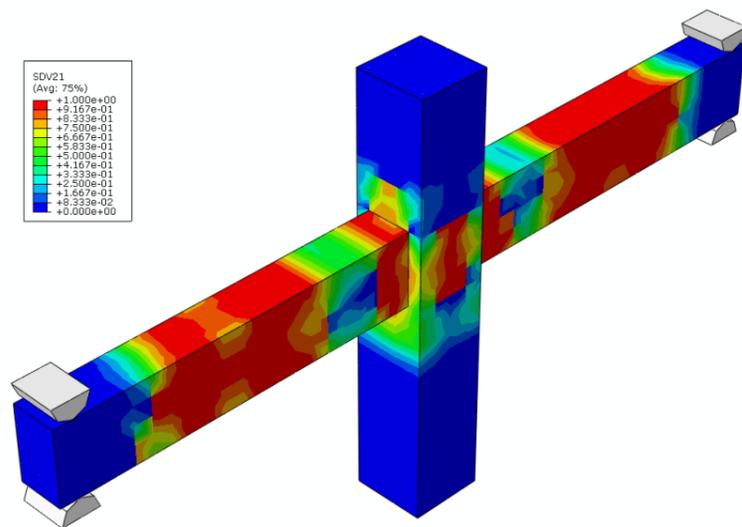


(b) 型钢、钢筋有限元模型

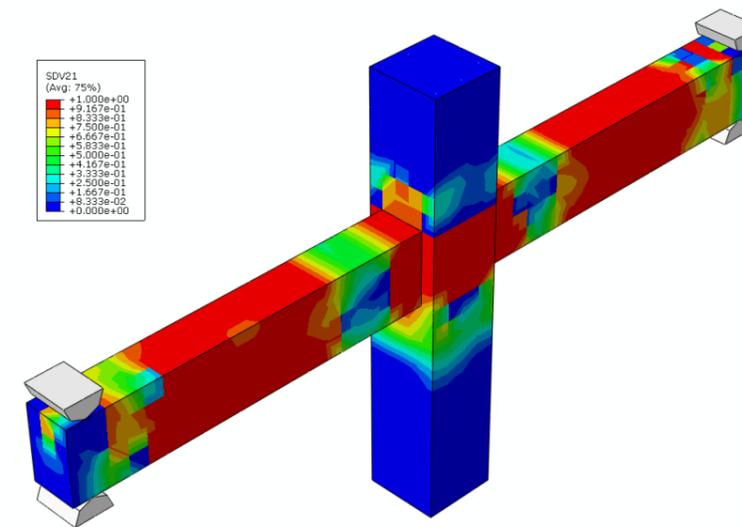
图 36 节点 5 有限元模型



a. 位移为 30mm 的循环结束时

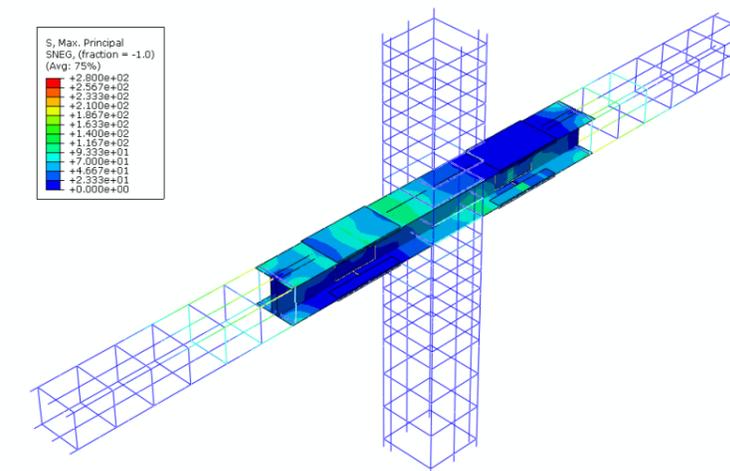


b. 位移为 60mm 的循环结束时

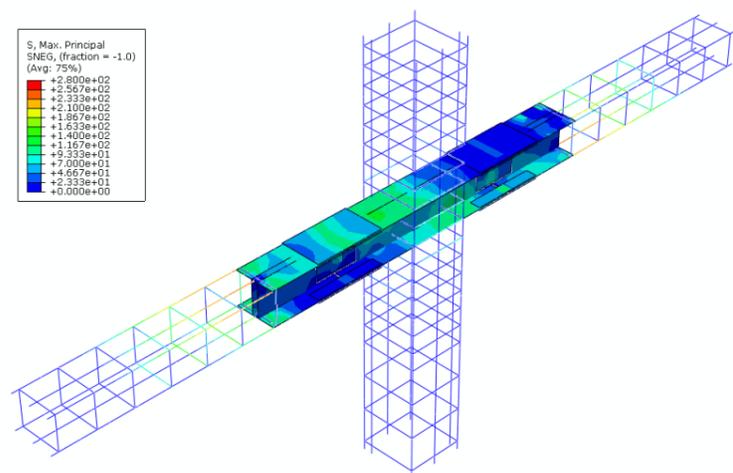


c. 位移为 90mm 的循环结束时

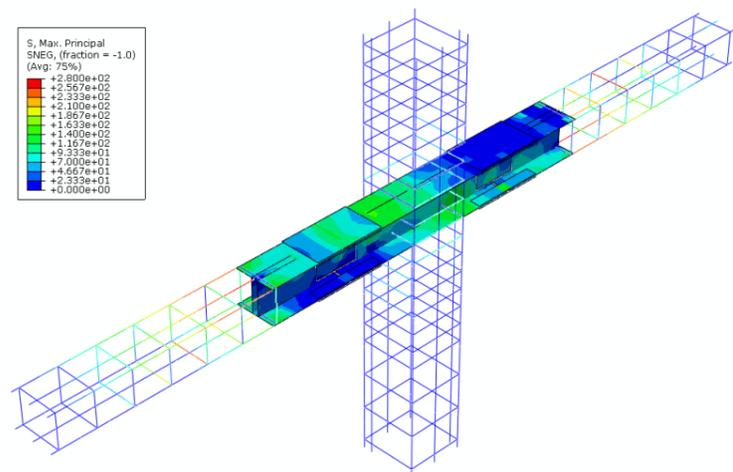
图 37 混凝土损伤云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值

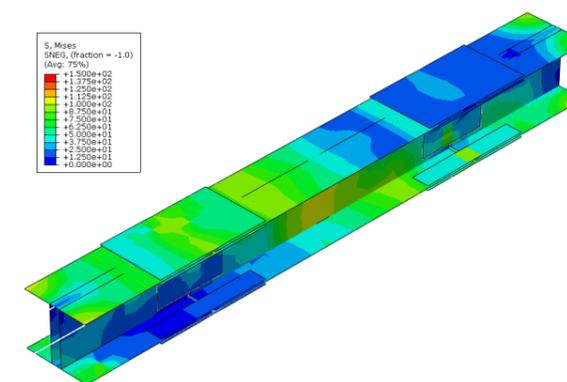


b. 位移为 60mm 的最后峰值

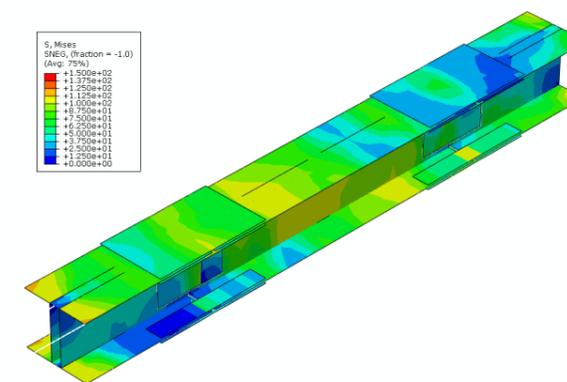


c. 位移为 90mm 的最后峰值

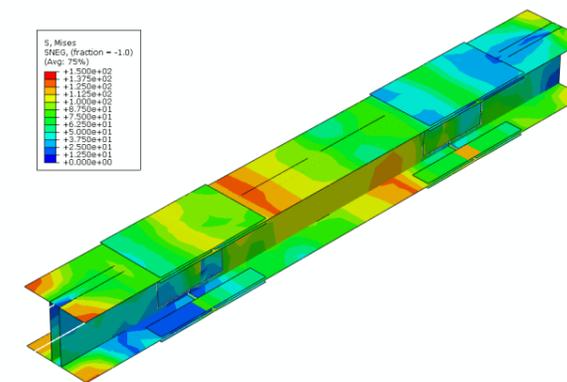
图 38 钢筋、型钢最大拉应力云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值



b. 位移为 60mm 的最后峰值



c. 位移为 90mm 的最后峰值

图 39 型钢 Mises 应力云图

### 3.6 预制节点 6

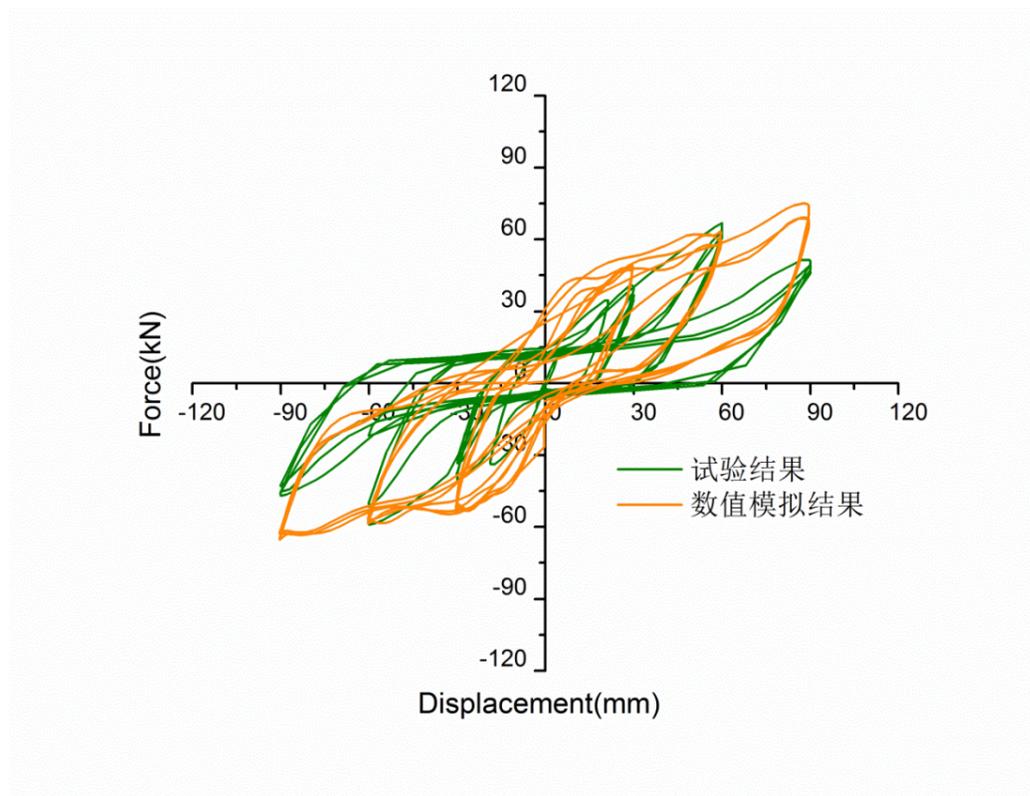


图 40 模拟滞回曲线与实测滞回曲线



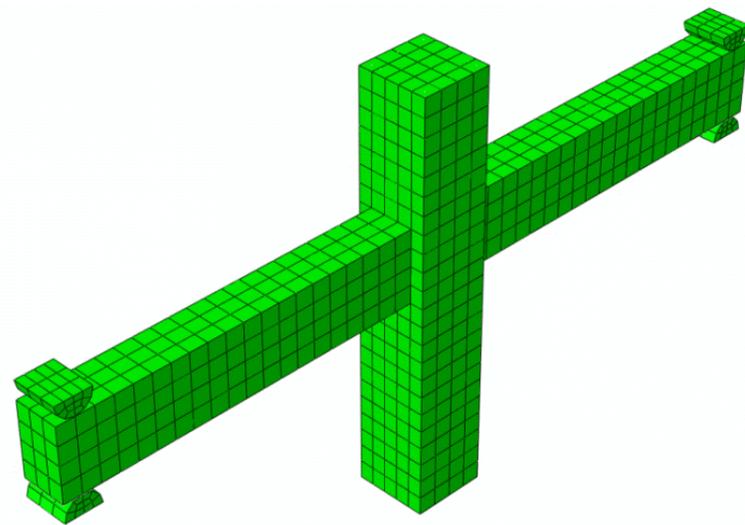
图 41 实测节点核心区开裂

试验结果表明：当位移加载到 30mm 时，梁后浇段截面受弯缝继续发展变宽，在距西侧梁根部 850mm 截面位置（预制梁内栓钉附近）出现弯剪斜裂缝，同时，核心区出现新斜裂缝；当位移加载到 60mm 时，梁后浇段截面受弯缝继续发展变宽，在距东侧梁根部 870mm 截面位置（预制梁内栓钉附近）出现斜裂缝；当位移加载到 90mm 时，荷载降低到最大承载力的 85% 以下，节点最后破坏为拼装处型钢翼缘钢板外侧混凝土脱落，节点核心区只存在少量斜裂缝（图 41）。由于计算量的限值，分析中并没有采用非常细密的有限元网格，所以模拟结果未能体现混凝土的脱落（图 37）。图 40 所示，模拟所得滞回曲线与实测结果有一定的一致性，能够体现节点区的滞回耗能 and 捏拢效应，但是对于最后一个加载循环的承载力下降问题，数值分析结果也未能很好地反映，需要进一步研究。

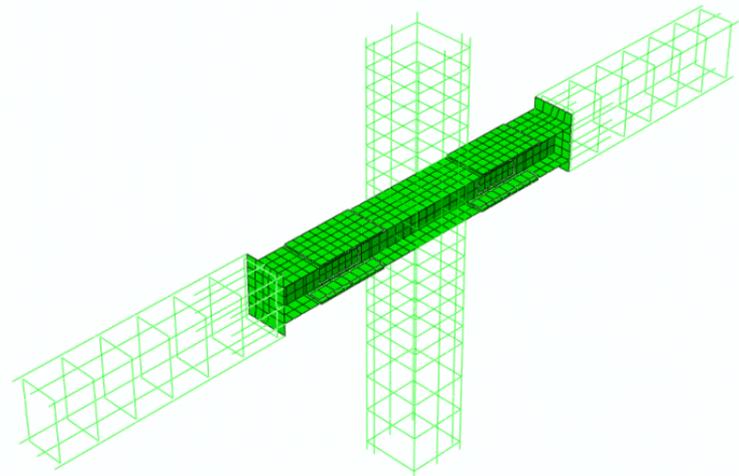
略

图 42 节点 6 设计方案

图 42 给出了节点 6 的设计方案，节点 6 代号 II-400-S，节点梁截面 400×250mm，型钢采用双腹板工字钢，预制梁内钢筋与型钢采用预埋钢板塞焊连接，在型钢的非拼装其余上下翼缘增加栓钉。有限元模型如图 43 所示，混凝土采用三维实体单元，型钢采用壳单元，钢筋采用杆单元。数值模拟结果如图 44~图 46。

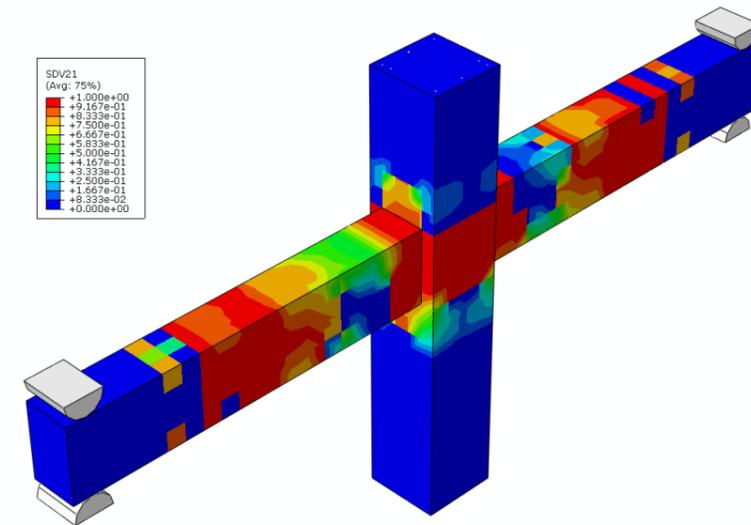


(a) 混凝土有限元划分

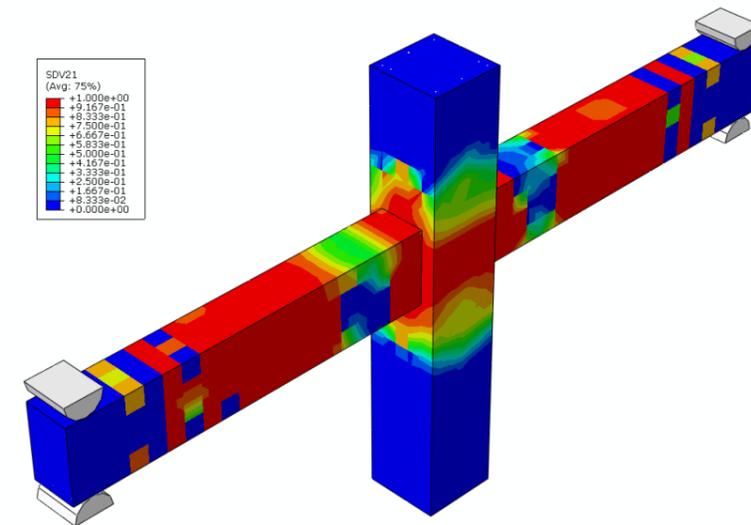


(b) 型钢、钢筋有限元模型

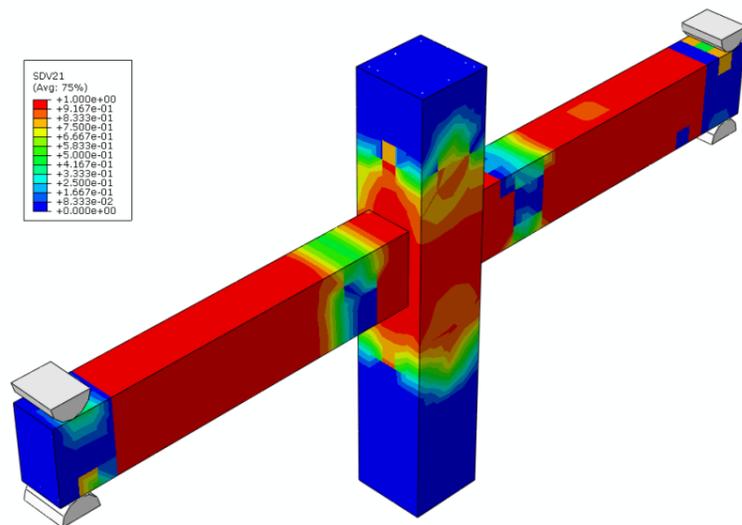
图 43 节点 6 有限元模型



a. 位移为 30mm 的循环结束时

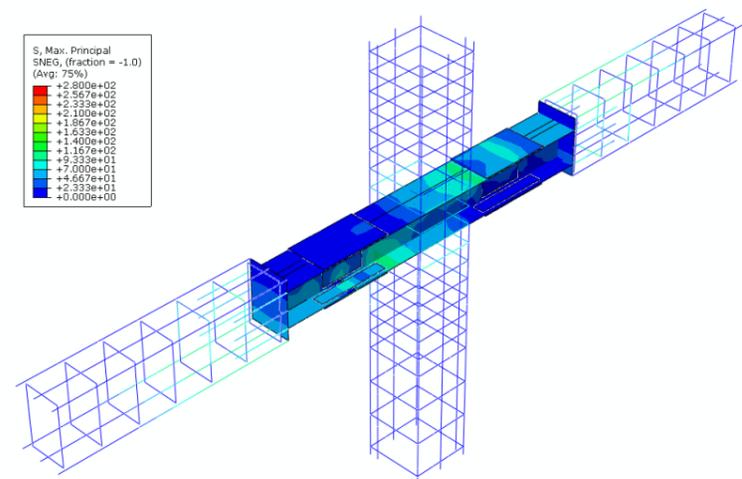


b. 位移为 60mm 的循环结束时

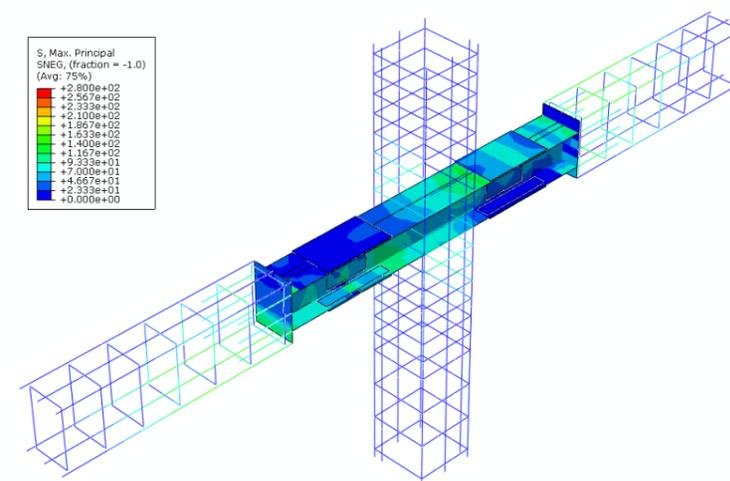


c. 位移为 90mm 的循环结束时

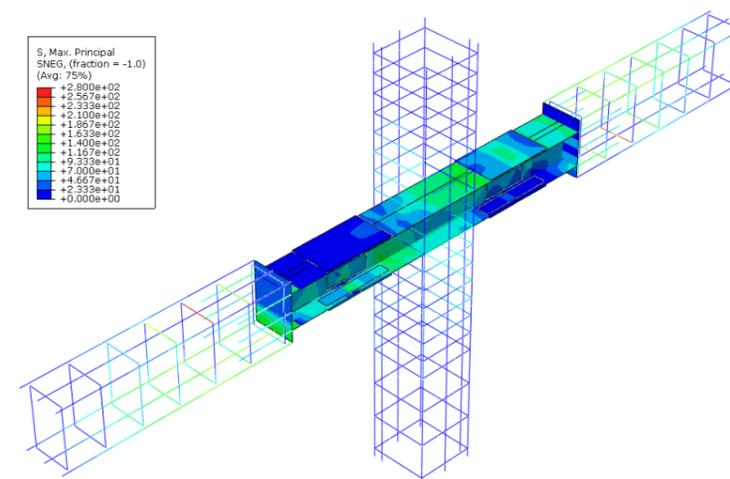
图 44 混凝土损伤云图



a. 位移为 30mm 的最后峰值

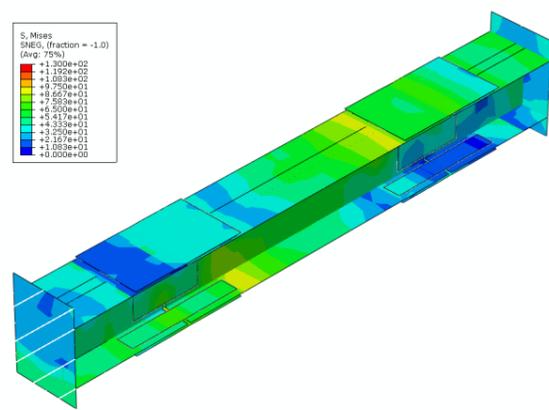


b. 位移为 60mm 的最后峰值

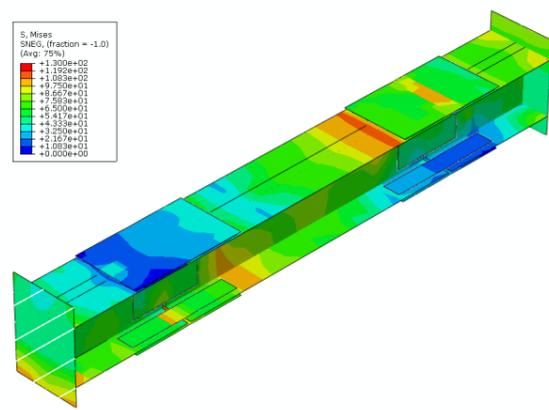


c. 位移为 90mm 的最后峰值

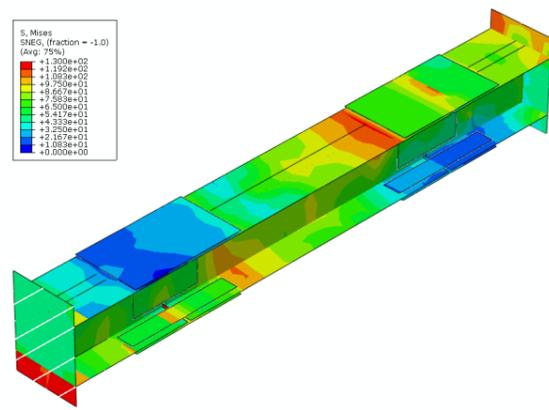
图 45 钢筋、型钢拉应力分布



a. 位移为 30mm 的最后峰值



b. 位移为 60mm 的最后峰值



c. 位移为 90mm 的最后峰值

图 46 型钢 Mises 应力分布

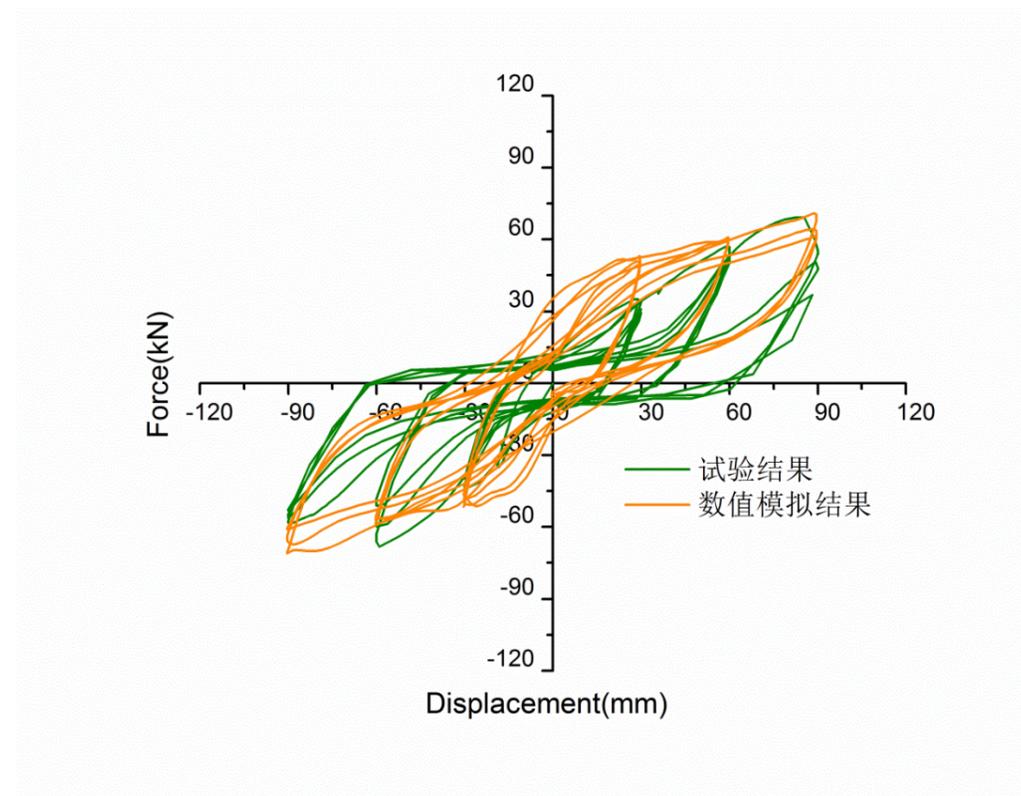


图 47 模拟滞回曲线与实测滞回曲线

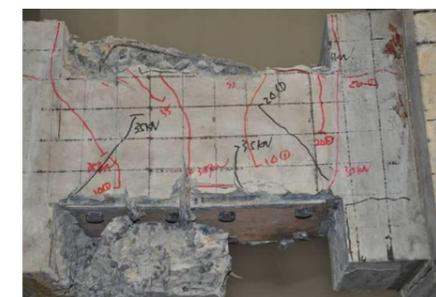


图 48 节点 6 裂缝分布

试验结果表明:，当位移加载到 30mm 时，梁后浇段截面受弯裂缝继续发展变宽，型钢翼缘处裂缝明显，核心区靠近受拉梁筋侧出现新斜裂缝；当位移加载到 60mm 时，梁后浇段截面受弯缝继续发展变宽，同时核心区裂缝继续发展；当位移加载到 90mm 时，节点最后破坏为拼装处型钢翼缘钢板外侧混凝土脱落，翼缘拼装钢板与型钢翼缘间存在明显的滑移，节点核心区存在的少量斜裂缝基本闭合（图 48）。分析中并没有采用非常细密的有限元网格，所以模拟结果未能体现混凝土的脱落（图 44）。图 47 所示模拟滞回曲线比较接近实测滞回曲线，模拟所得曲线的滞回耗能能力略弱一些。



## 4. 结论与建议

对新型预制装配式梁柱节点进行了系统的数值模拟研究，根据数值模拟结果与试验结果，得到如下结论：

第一，基于损伤本构关系和精细有限元网格建立的数值分析模型能够较为准确地模拟新型预制装配式梁柱节点的非线性行为，模拟结果能够再现通过实验测得状态量的取值范围和分布规律。

第二，数值模拟所得节点的滞回曲线结果与实测结果符合较好，本报告采用数值分析模型能够较好地反映实际结构的承载力和滞回耗能能力。

第三，基于损伤模型的结构数值模拟能够给出构件的损伤分布和发展规律，并且与结构实测的开裂规律基本一致。

第四，目前方案中搭焊与塞焊均能保证焊接部位不发生破坏，所以在实验结果与模拟结果中，焊接方式对结果的影响不大。

第五，由于型钢的刚度较大，导致工字型型钢节点的破坏主要为节点区混凝土破碎，此种破坏形式不利于节点的抗震性能，需要在设计中再补充附加钢筋等措施。

第六，角钢节点型钢刚度较小，与混凝土基体搭配较好，滞回曲线比较饱满，节点性质较好，值得深入研究。

第七，节点梁、柱的刚度比，型钢、混凝土核心区的刚度比，这两个指标可能是控制节点破坏形式的主要指标。

第八，如果想要获取更加详尽的信息，比如混凝土开裂过程、剥落过程等，需要采用更加细密的网格，可在进一步研究中展开尝试。



## 5. 参考资料与文献

- [1] 《混凝土结构设计规范》 (GB 50010-2010)
- [2] 《建筑抗震设计规范》 (GB 50011-2010)
- [3] 《高层建筑混凝土结构技术规程》 (JGJ3-2010)
- [4] ABAQUS Documentations.
- [5] Simulia. Fracture and Failure Simulation with ABAQUS.
- [6] 李杰, 吴建营, 陈建兵. 混凝土随机损伤力学. 北京, 科学出版社. 2014.
- [7] 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. 上海, 同济大学出版社. 1997.
- [8] 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析. 上海, 同济大学出版社. 1984.
- [9] Maekawa K, Pimanmas A and Okamura H. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. Spon Press. London and New York. 2003.
- [10] 周颖, 吕西林. 建筑结构振动台模型试验方法与技术. 北京, 科学出版社. 2012.
- [11] Belytschko, T., Liu, W.K., Moran, B. and Elkhodary, K., Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. New York, John-Wiley & Sons. 2014.
- [12] Hughes, T.J.R. The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis. New York, Dover Publication. 2003