

同济大学土木工程学院建筑工程系

二零一六年二月

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:复杂钢管混凝土节点有限元模拟分析报告

- 数值分析:任晓丹、白琼、范伟达

报告编制:任晓丹

同济大学土木工程学院建筑工程系

二零一六年二月

报告编号:



2.	计算模型	
2.1	粉店描却平台介绍	3
2.1	1	3
2.2	- 771	3
4	2.2.1 花蕨工平均入示	5
22) 单元分析樟刑	6
2.2	2	б
2.5		
3. 3	有限元模型与分析结果	
• •		
3.1	Ⅰ 计算结果汇总表	
3.2	2 节点一模型及计算结果	
\succ	工况 1	
\triangleright	工况 2	
\triangleright	工况 3	
\triangleright	工况 4	
3.3	3 节点二(方案1)模型及计算结果	
\triangleright	工况 1	
\succ	工况 2	
≻	工况 3	
\succ	工况 4	
3.4	4 节点二(方案2)模型及计算结果	
\succ	工况 1	
\succ	工况 2	
\triangleright	工况 3	
\triangleright	工况 4	
3.5	5 节点二(方案 3)模型及计算结果	
\triangleright	工况 1	
\triangleright	工况 2	
\triangleright	工况 3	
≻	工况 4	
3.6	5 节点二(改进方案)模型及计算结果	
\triangleright	工况 3	
4.	结论与建议	

1 概况

本项目位于美国*****,按照美国规范设计。抗震设防烈度较高,结构整体设计抗震能力 较为充裕。因为建筑功能要求,内部设施较为复杂,进而导致结构布置难度较大,钢管混凝土 柱与梁板交接节点处受力较复杂,需要利用有限元方法进行精细建模、分析,进而校核节点的 安全性。

选取三类节点进行有限元分析。

节点一位于地下室顶板,节点二、三位于上层。

节点一方案如图1所示。

节点二首先考虑了三个设计方案。方案1、2、3如图2、、3、4所示。另外尝试了一个补充 方案的计算,主要是增加了4根抗冲切钢筋,并引入了一对抗剪销,以改善剪力的传递,保证 节点顶部抗冲切的安全性。改进方案的结果请参照本报告第 3.6 节。改进方案只计算了控制性 加载工况 3.













SECTION 2



图 1 节点一





SECTION 37

图 3 节点二(方案 2)

图 4 节点二 (方案 3)

本研究报告的主要目的,在于根据设计方案,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,并针对节点方案的性能给出评估结果。本研究对预制结构构件的 工程实践具有指导意义。

SECTION 38

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 (V6.13-4) 对结构模型进行三维计算分析。 ABAOUS 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材料上引起的应力,有

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

式中,四阶张量C。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:

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

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:

$$\mathbf{P}^{+} = \sum_{i} \mathbf{H}(\tilde{\overline{\sigma}}_{i})(\mathbf{p}_{i} \otimes \mathbf{p}_{i} \otimes \mathbf{p}_{i} \otimes \mathbf{p}_{i})$$

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

式中, $\tilde{\sigma}_i$ 和 **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, **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

 $\psi(\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{e}},\boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}},d^{+},d^{-})$

式中, κ^{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

V

塑性 Helmholtz 自由能势

$$\psi^{e}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}, d^{+}, d^{-}) = \psi^{e+}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}, d^{+}) + \psi^{e-}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}, d^{-})$$

$$\psi^{e+}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}, d^{+}) = (1 - d^{+})\psi_{0}^{e+}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}) = \frac{1}{2}(1 - d^{+})\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+} : \boldsymbol{\epsilon}^{e}$$

$$\psi^{e-}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}, d^{-}) = (1 - d^{-})\psi_{0}^{e-}(\boldsymbol{\epsilon}^{e}) = \frac{1}{2}(1 - d^{-})\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{-} : \boldsymbol{\epsilon}^{e}$$

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

$$(3)$$

 $\psi^{\mathrm{p}+}(\boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}},d^{+}) = (1-d^{+})\psi_{0}^{\mathrm{p}+}(\boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}})$

 $\psi^{\mathbf{p}-}(\boldsymbol{\kappa}^{\mathbf{p}},d^{-}) = (1-d^{-})\psi_{0}^{\mathbf{p}-}(\boldsymbol{\kappa}^{\mathbf{p}})$

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 耗散应为非负值,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:

> $\boldsymbol{\sigma}: \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\psi}} \ge 0$ (4) (5) $r^{p} \geq 0$ (6)

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:

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{\partial \boldsymbol{\psi}^{\mathrm{e}}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{e}}}$$

$$\boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{p}} - \frac{\partial \boldsymbol{\psi}^{\mathrm{p}}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}}} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}$$

 $-\frac{\partial \psi}{\partial d^{+}}\dot{d}^{+}-\frac{\partial \psi}{\partial d^{-}}\dot{d}^{-}\geq 0$

将式(2)代入式(5),整理后可得:

$$= \psi^{\mathrm{e}}(\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathrm{e}}, d^{+}, d^{-}) + \psi^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}}, d^{+}, d^{-})$$

(1)

(7)

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d^{+}) \frac{\partial \psi_{0}^{e^{+}}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{e}} + (1 - d^{-}) \frac{\partial \psi_{0}^{e^{-}}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{e}}$$
$$= (1 - d^{+}) \overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+} + (1 - d^{-}) \overline{\boldsymbol{\sigma}}^{-} = (\mathbf{I} - \mathbf{D}) : \overline{\boldsymbol{\sigma}} = (\mathbf{I} - \mathbf{D}) : \mathbf{C}_{0} : \boldsymbol{\varepsilon}^{e}$$

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

$$(1-d^{+})\left(\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{p}}-\frac{\partial \boldsymbol{\psi}_{0}^{\mathrm{p}+}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}}}\cdot\dot{\boldsymbol{\kappa}}^{\mathrm{p}}\right)+(1-d^{-})\left(\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{-}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{p}}-\frac{\partial \boldsymbol{\psi}_{0}^{\mathrm{p}-}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}}}\cdot\dot{\boldsymbol{\kappa}}^{\mathrm{p}}\right)\geq0$$

由于*d*⁺与*d*⁻的任意性,式(9)可化为如下两个等式:

$$\overline{\boldsymbol{\sigma}}^{+}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{p}}-\frac{\partial\boldsymbol{\psi}_{0}^{\mathrm{p}+}}{\partial\boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}}}\cdot\dot{\boldsymbol{\kappa}}^{\mathrm{p}}=0$$
(10)

$$\overline{\mathbf{\sigma}}^{-} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{p}} - \frac{\partial \psi_{0}^{\mathrm{p}-}}{\partial \boldsymbol{\kappa}^{\mathrm{p}}} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}}^{\mathrm{p}} = 0$$
⁽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:

 $\psi_0^{\rm p+} = \int_0^t \overline{\mathbf{\sigma}}^+ : \mathrm{d}\mathbf{\epsilon}^{\rm p}$ $\psi_0^{\mathrm{p}-} = \int_0^t \overline{\mathbf{\sigma}}^- : \mathrm{d}\mathbf{\epsilon}^{\mathrm{p}}$

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

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

$$g^{-}(Y^{-},r^{-}) = Y^{-} - r^{-} \le 0$$

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:

$$Y^{+} = \frac{1}{2E_{0}} \left\{ \frac{2(1+v_{0})}{3} 3\overline{J}_{2}^{+} + \frac{1-2v_{0}}{3} (\overline{I}_{1}^{+})^{2} - v_{0}\overline{I}_{1}^{+}\overline{I}_{1}^{-} \right\}$$

式中, $E_0 = v_0$ 分别为材料的弹性模量和泊松比; $\overline{I}_1 + \overline{I}_1 -$ 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{s} 正、负分量的第二不变量。

$$Y^{-} \approx b \bigg[\alpha \overline{I}_{1}^{-} + \sqrt{3} \bigg]$$

式中 α 和b均为材料参数。 (9)

(8)

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:

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

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

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:

$$d_{t} = \begin{cases} 1 - \rho_{t} \left[1.2 - 0.2x^{5} \right], x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_{t}}{\alpha_{t} (x - 1)^{1.7} + x}, x > 1 \end{cases}$$
$$x = \frac{\varepsilon_{eq}^{+}}{\varepsilon_{t,r}}$$
$$\rho_{t} = \frac{f_{t,r}}{E_{c} \varepsilon_{t,r}}$$

式中: α_t 是单轴受拉应力-应变曲线下降段参数; f_{tr} 是单轴抗拉强度代表值, ε_{tr} 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, 混凝土越接近受拉断裂。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 ₫ 的表达式为:

$$\overline{J}_2^-$$

$$\frac{Y^{-}}{b}$$



式中: α_{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 5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:



其中f,为钢筋屈服强度。理想弹塑性材料应力应变曲线为:





图 6 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, ε_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 7 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。







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:

$$\sigma_{ij,j}$$
+ $b_i = \mu \dot{u}_i$ +

其中 σ_{ii} 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

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

平衡方程(12)的变分形式如下:

 $+\rho \ddot{u}_i$

(12)

j,i

$$\int_{\Omega} \delta u_{i} \rho \ddot{u}_{i} d\Omega + \int_{\Omega} \delta u_{i} \mu \dot{u}_{i} d\Omega + \int_{\Omega} \delta \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} d\Omega$$

=
$$\int_{\partial \Omega} \delta u_{i} t_{i} dS + \int_{\Omega} \delta u_{i} b_{i} d\Omega$$
 (13)

材料本构关系定义为:

σ=Dε

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

刚度矩阵

 $\mathbf{K} = \sum_{e} \int_{\Omega_{e}} \mathbf{B}_{e}^{T} \mathbf{D} \mathbf{B}_{e} d\Omega$

 $\mathbf{C} = \sum_{e} \int_{\Omega_{e}} \mathbf{N}_{e}^{T} \boldsymbol{\mu} \mathbf{N}_{e} d\Omega$

外力向量

$$\mathbf{f} = \sum_{e} \int_{\partial \Omega_{e}} \mathbf{N}_{e}^{T} \mathbf{t} dS + \sum_{e} \int_{\Omega_{e}} \mathbf{N}_{e}^{T} \mathbf{b} d\Omega$$

有限元方程求解的方法有隐式方法和显式方法两大类。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。

本报告中计算结果均使用隐式方法求解得到。

3. 有限元模型与分析结果

▶ 材料属性:

混凝土弹性模量 28GPa, 轴心抗压强度 35MPa, 轴心抗拉强度 3.7MPa。 钢筋弹性模量 200GPa, 屈服强度 415MPa, 极限强度 620MPa。 钢管弹性模量 200GPa, 屈服强度 345MPa, 极限强度 450MPa。



图 9 混凝土本构应力-应变曲线

▶ 分析单元

混凝土采用实体单元 钢筋采用杆单元 钢管采用壳单元 钢筋与钢管与混凝土位移协调,不考虑粘结滑移 非线性分析时,钢材采用弹塑性线性硬化模型,混凝土采用连续损伤模型

▶ 荷载工况:

- 节点一
- 工况 1: 1.4DEAD
- 工况 2: 1.2DEAD+1.6LIVE
- 工况 3: 1.4347DEAD+1.0LIVE+1.3S
- 工况 4: 1.4347DEAD+1.0LIVE-1.3S

- 节点二
- 工况 1: 1.4DEAD
- 工况 2: 1.2DEAD+1.6LIVE
- 工况 3: 1.4347DEAD+1.0LIVE+2.5S
- 工况 4: 1.4347DEAD+1.0LIVE-2.5S

3.1 计算结果汇总表

▶ 节点一分析结果汇总:

表 1 节点一非线性分析结果汇总

	混凝土最大 拉应力 (MPa)	混凝土最大 压应力 (MPa)	混凝土最大 开裂应变	钢筋最大应 力(MPa)	钢管最大应 力(MPa)
	3.44	20.5	0.0042	218	107.5
上仇 1	梁顶	下柱顶梁底	梁顶	梁顶	上柱底
	3.41	24.4	0.0052	229	120.2
上 <i>1</i> 兀 Z	梁顶	下柱顶梁底	梁顶	梁顶	上柱底
	3.57	25.8	0.0051	231	150.7
上/几 3	梁顶	下柱顶梁底	梁顶	梁顶	上柱底
	3.40	26.0	0.0055	263	183.4
工况 4	梁顶 下柱底	梁底 下柱顶	梁顶	梁顶	上柱底

注:开裂应变乘以单元尺度(本模型为100mm)为估算裂纹宽度(mm)。

▶ 节点二(方案1)分析结果汇总:

	表 2 节点二非线性分析结果汇总					
	混凝土最 拉应力 (MPa)	大	混凝土最大 压应力 (MPa)	混凝土最大 开裂应变	钢筋最大应 力(MPa)	钢管最大应 力(MPa)
	3.51		27.74	0.0077	267.0	178.5
上优 1	梁顶、柱	侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶
TUDA	2.86		30.43	0.0077	276.3	195.4
上/冗 2	梁顶、柱	侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶
	3.38		38.03	0.0097	416.4	298.2
上/优 3	梁顶、柱	侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶
	2.72		33.32	0.0096	320.4	200.2
上优 4	梁顶、柱	侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶

注:开裂应变乘以单元尺度(本模型为100mm)为估算裂纹宽度(mm)。

▶ 节点二 (方案 2) 分析结果汇总:

	混凝土最大 拉应力 (MPa)	混凝土最大 压应力 (MP a)	混凝土最大 开裂应变	钢筋最大应 力(MPa)	钢管最大应 力(MPa)
	2.84	30.83	0.0070	350.4	188.2
上仍1	柱侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶
	2.75	32.79	0.0079	360.3	207.5
上/尤 2	梁顶、柱侧	柱顶节点区	区 梁顶内角	梁顶节点区	柱顶
	3.08	41.15	0.0095	428.2	302.9
上/ 冗 3	梁顶、柱侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶
	2.84	36.36	0.0095	402.6	219
⊥/冗 4	梁顶、柱侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶

表 3 节点二非线性分析结果汇总

注:开裂应变乘以单元尺度(本模型为100mm)为估算裂纹宽度(mm)。

▶ 节点二 (方案 3) 分析结果汇总:

表 4 节点二非线性分析结果汇总

	混凝土最大 拉应力 (MP a)	混凝土最大 压应力 (MP a)	混凝土最大 开裂应变	钢筋最大应 力(MPa)	钢管最大应 力(MPa)
	3.43	29.60	0.0039	200.3	185.4
上仍 1	梁顶、柱侧	柱顶节点区	梁顶	梁顶节点区	柱顶
	2.62	32.33	0.0048	215.8	205.2
上仍 2	梁顶、柱侧	柱顶节点区	梁顶	梁顶节点区	柱顶
<u></u> ハ□ -	3.18	40.52	0.0050	321.3	302.8
上仍 3	粱顶、柱侧	柱顶节点区	梁顶	梁顶节点区	柱顶
工况 4	2.66	35.14	0.0043	268.6	214.0
	梁顶、柱侧	柱顶节点区	梁中节点区	梁顶节点区	柱顶

注:开裂应变乘以单元尺度(本模型为100mm)为估算裂纹宽度(mm)。

▶ 节点二(改进方案)分析结果汇总:

表 5 节点二非线性分析结果汇总

	混凝土最大 拉应力 (MPa)	混凝土最大 压应力 (MPa)	混凝土最大 开裂应变	钢筋最大应 力(MPa)	钢管最大应 力(MPa)
	2.87	40.9	0.0073	330	314
上况 3	梁顶、柱侧	柱顶节点区	梁顶内角	梁顶节点区	柱顶

注: 开裂应变乘以单元尺度(本模型为100mm)为估算裂纹宽度(mm)。

3.2节点一模型及计算结果



图 10 混凝土模型图



图 12 钢管模型图



图 14 钢筋模型图



图 11 混凝土网格划分图



图 13 钢管网格划分图

▶ 工况1



图 20 钢管内混凝土最大压应力云图





图 29 钢管内混凝土最大拉应力云图

图 30 钢管内混凝土最大压应力云图





图 38 梁截面最大压应力分布





S, Mises

z z

(Avg: 75%)

SNEG, (fraction = -1.0)

 $\begin{array}{l} g; \ 75\%) \\ = +1.507e+02 \\ = +1.387e+02 \\ = +1.267e+02 \\ = +1.148e+02 \\ = +1.028e+02 \\ = +9.086e+01 \\ = +7.800e+01 \end{array}$

+7.890e+01 +6.694e+01

+5.498e+01 +4.302e+01

+3.106e+01

图 39 钢管内混凝土最大拉应力云图



图 41 混凝土最大开裂应变云图



图 42 钢管应力云图 S, S11

图 44 梁钢筋应力云图



图 40 钢管内混凝土最大压应力云图

图 43 柱钢筋应力云图

▶ 工况 4



图 48 梁截面最大压应力分布

3.3节点二(方案 1)模型及计算结果



▶ 工况1



图 59 钢管内混凝土最大压应力云图

图 64 混凝土最大拉应力云图



第 15 页

图 65 混凝土最大压应力云图

钢管内混凝土最大压应力云图



rincipal	
)%)	
539e-01	
25e+00	
03e+00	
76e+01	
64e+01	
52e+01	
40e+01	
28e+01	
15e+01	
03e+01	







- S, Mises SNEG, (fraction = -1.0) (Avg: 75%) +2.002e+02 +1.815e+02 +1.627e+02 +1.40e+02 +1.252e+02 +1.065e+02 +8.772e+01 +5.021e+01 +3.146e+01 +1.271e+01
- 图 91 钢管应力云图



图 93 柱钢筋应力云图

3.4节点二(方案 2)模型及计算结果

×

图 94 混凝土模型图



图 96 钢管模型图





图 95 混凝土网格划分图



图 97 钢管网格划分图

≻ 工况1



图 99 混凝土最大拉应力云图



图 101 梁截面最大拉应力分布



1



图 100 混凝土最大压应力云图



图 102 梁截面最大压应力分布





图 103 钢管内混凝土最大拉应力云图



图 105 混凝土最大开裂应变云图



图 107 梁钢筋应力云图



图 104 钢管内混凝土最大压应力云图

图 106 钢管应力云图

▶ 工况 2

z

Y L X



S, Min. Principal (Avg: 100%) $\begin{array}{c} (Avg: 100\%) \\ +6.335e-01 \\ -2.709e+00 \\ -6.052e+00 \\ -9.395e+00 \\ -1.274e+01 \\ -1.6942e+01 \\ -2.277e+01 \\ -2.247e+01 \\ -2.2945e+01 \\ -3.279e+01 \end{array}$



图 108 混凝土最大拉应力云图







图 110 梁截面最大拉应力分布



图 109 混凝土最大压应力云图



图 111 梁截面最大压应力分布







图 112 钢管内混凝土最大拉应力云图



图 114 混凝土最大开裂应变云图



图 116 梁钢筋应力云图

图 113 钢管内混凝土最大压应力云图



图 115 钢管应力云图

▶ 工况3

z

Y L X



S, Min. Principal (Avg: 100%) $\begin{array}{c} (Avg; 100\%) \\ +6.612e\cdot01 \\ -3.520e+00 \\ -7.700e+00 \\ -1.188e+01 \\ -2.024e+01 \\ -2.2442e+01 \\ -2.2442e+01 \\ -2.860e+01 \\ -3.279e+01 \\ -3.697e+01 \\ -4.115e+01 \end{array}$



图 117 混凝土最大拉应力云图

z

γ 🛹







图 119 梁截面最大拉应力分布

第 20 页



图 118 混凝土最大压应力云图



图 120 梁截面最大压应力分布







图 121 钢管内混凝土最大拉应力云图



图 123 混凝土最大开裂应变云图



图 125 梁钢筋应力云图

图 122 钢管内混凝土最大压应力云图 S, Mises SNEG, (fraction = -1.0)



图 124 钢管应力云图

▶ 工况4





图 126 混凝土最大拉应力云图

图 127 混凝土最大压应力云图







图 128 梁截面最大拉应力分布





图 129 梁截面最大压应力分布





图 130 钢管内混凝土最大拉应力云图



图 132 混凝土最大开裂应变云图



图 134 梁钢筋应力云图

S, Mises SNEG, (fraction = -1.0) (Avg: 100%) +2.190e+02

图 131 钢管内混凝土最大压应力云图

图 135 混凝土模型图 图 137 钢管模型图

3.5节点二(方案 3)模型及计算结果

▲ 139 钢筋模型图



图 136 混凝土网格划分图



图 138 钢管网格划分图











图 159 混凝土最大压应力云图

图 161 梁截面最大压应力分布











图 177 混凝土网格划分图



图 179 钢管网格划分图



图 180 钢筋模型图





图 186 钢管内混凝土最大压应力云图







图 188 钢管应力云图



图 189 梁钢筋应力云图

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钢 管混凝土柱与钢筋混凝土梁节点的非线性行为,模拟结果可以作为设计参考。
- 第二,节点一的设计十分优异,在地震作用下也只在梁端发生了部分开裂,且钢筋应力 并不大,破坏形式预计为梁端受弯破坏,与设计初衷一致。钢管混凝土柱可以有 效承受上部结构传来的内力,采用双梁设计可以避免梁内钢筋穿过钢管,有效保 持了钢管的完整性和受力性能。下柱截面扩大既保证了下柱的刚度和承载力、实 现了强柱弱梁的抗震设计原则,**扩充部分钢筋混凝土可以作为双梁的梁拖,承担 梁传递给柱的剪力。**
- 第三,节点二作为转换层节点,没有上柱,四个转换层大量的荷载直接传递给下部钢管 混凝土柱,且转换层的地震荷载系数取值较大。计算结果表明:下柱在地震荷载 作用下受力较大,钢管应力较大;截至节点核心区边缘,梁的变形较为合理。
- 第四,节点二钢管与节点核心区接触部位的上部混凝土在设计荷载作用下有发生冲切破 坏的可能,设计中补充了一定量的抗冲切钢筋以保证抗冲切强度。分析结果显示: 仅仅依靠钢管侧面的摩擦力和节点顶部钢筋混凝土的抗冲切力承担四个转换梁传 来的较大的剪力似乎并不充裕,似可以依据《钢管混凝土结构技术规范》的建议, 考虑设置更加牢靠的剪力传递构造,如抗剪销、环形牛腿、独立(暗)牛腿等。 当然,上述措施需要考虑实际工程设计的要求。
- 第五, 节点二方案 3 在节点顶部冲切区域补充了充足的抗冲切钢筋, 计算结果较为合理, 可能的破坏区域有向梁端转移的趋势, 钢筋应力最大值也较为合理。

5. 参考资料与文献

- [1] 《混凝土结构设计规范》 (GB 50010-2010)
- [2] 《钢管混凝土结构技术规范》(GB50936-2014)
- [3] 《建筑抗震设计规范》 (GB 50011-2010)
- [4] 《高层建筑混凝土结构技术规程》 (JGJ3-2010)
- [5] ABAQUS Documentations.
- [6] Simulia. Fracture and Failure Simulation with ABAQUS.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] Maekawa K, Pimanmas A and Okamura H. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. Spon Press. London and New York. 2003.
- [11] 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.
- [12] Belytschko, T., Liu, W.K., Moran, B. and Elkhodary, K., Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. New York, John-Wiley & Sons. 2014.
- [13] Hughes, T.J.R. The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis. New York, Dover Publication. 2003