

图 3.4 现浇框架结构模型及梁柱配筋图

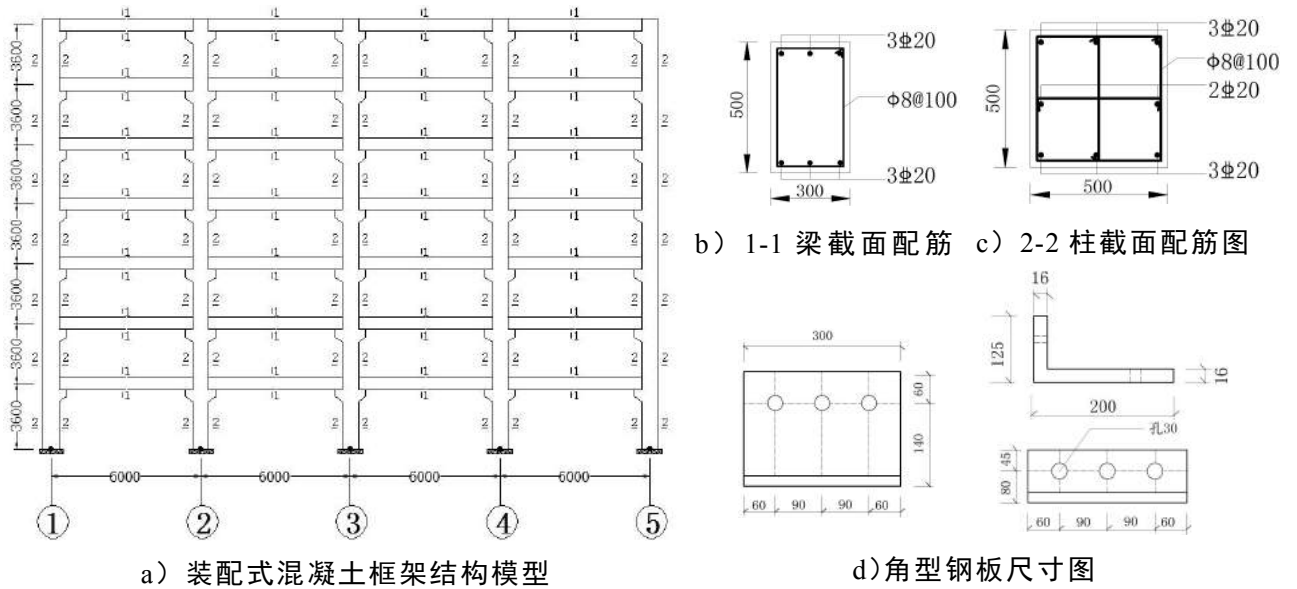


图 3.5 全装配式框架结构模型及梁柱配筋图

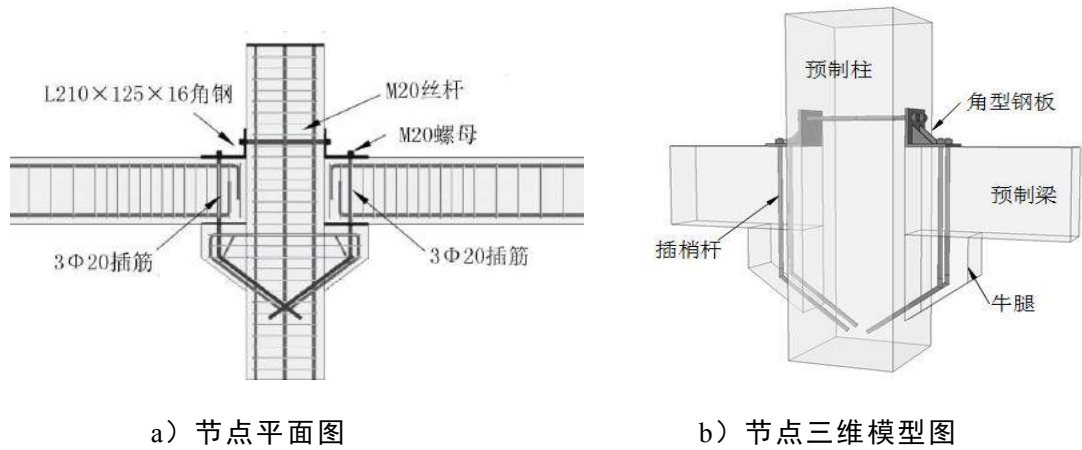


图 3.6 全装配式节点连接形式

### 3.3 基于 OpenSees 的多层有限元模型建立

#### 3.3.1 全装配式结构多层有限元模型建立

根据上一节中建立的装配式与现浇节点宏模型，基于OpenSees有限元软件，对单榀多层装配式与现浇框架建立如图3.7和图3.8所示的模型。在该有限元模型中，梁柱构件采用基于刚度法的非线性梁柱单元（Displacement-Based Beam-Column），对于混凝土牛腿-角型钢板-插梢杆连接的装配式节点建模方式如2.3.2节。对于现浇框架结构的节点有限元模型根据2.3.3节采用Joint2D节点模型。

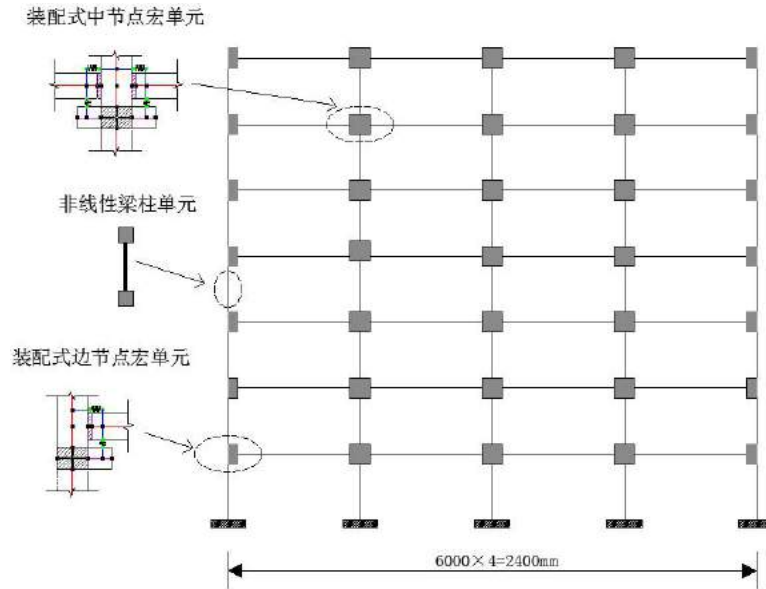


图 3.7 装配式框架结构有限元分析模型

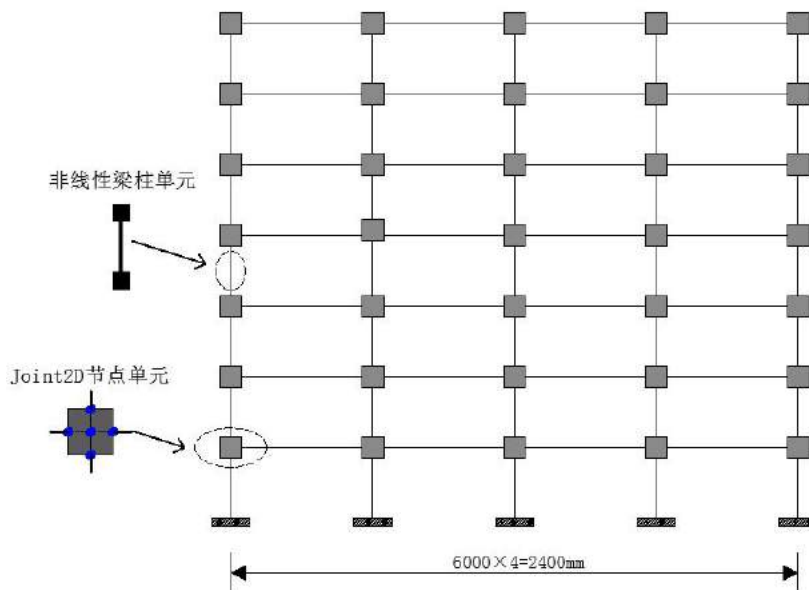


图 3.8 现浇多层结构有限元模型

### 3.3.2 全装配式框架结构有限元模型参数确定

#### 1. 混凝土材料的平均强度

混凝土选用C35等级的混凝土，在OpenSees材料库中选用Concrete02本构，根据《混凝土结构设计规范》，混凝土的轴心抗拉强度标准  $f_{ck} = 23.4 \text{ N/mm}^2$ ，轴心抗拉强度标准值  $2.2 \text{ N/mm}^2$ ，立方体抗压强度  $f_{cu} = 35 \text{ N/mm}^2$ ，弹性模量  $E_c = 31500 \text{ N/mm}^2$ ，混凝土受拉退化刚度  $E_{ts} = 0.125 \times E_c = 3937.5 \text{ N/mm}^2$ 。混凝土的标准强度是以95%的保证率计算的，由《混凝土结构设计规范》可得混凝土强度平均值与混凝土强度标准值有以下公式，混凝土弹性模量的平均值有以下公式。

$$\mu_{fc} = \frac{f_{ck}}{1-1.645\delta} \quad (3.1)$$

$$\mu_{ft} = \frac{f_{tk}}{1-1.645\delta} \quad (3.2)$$

$$\mu_{Ec} = \frac{10^5}{2.2+34.7/f_{cu}} \quad (3.3)$$

式中各参数意义如下：

- $\mu_{fc}$ ——混凝土强度平均值；
- $\mu_{ft}$ ——混凝土轴心抗拉强度平均值；
- $f_{ck}$ ——混凝土强度标准值；
- $\delta$ ——混凝土强度变异系数；
- $f_{cu}$ ——混凝土立方体抗压强度平均值；
- $\mu_{Ec}$ ——混凝土弹性模量平均值。

取变异系数 0.13 代入上式计算可得 C35 的混凝土材料参数如下表 3.1 所示。

表 3.1 混凝土材料参数

混凝土强度等级	强度标准值 $f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	强度平均值 $\mu_{fc}$ N/mm <sup>2</sup>	轴心抗拉强度平均值 $\mu_{ft}$ N/mm <sup>2</sup>	弹性模量平均值 $\mu_{Ec}$ N/mm <sup>2</sup>
C35	23.40	29.76	2.80	$3.13 \times 10^4$

#### 2. 混凝土材料模型参数

在 OpenSees 有限元分析中，采用纤维单元来模拟钢筋混凝土的作用，其中梁柱构件混凝土分为约束区混凝土与非约束区混凝土，约束区混凝土主要通过混凝土强度的增大系数  $K$  来考虑箍筋作用，非约束区混凝土为保护层混凝土。 $K$  值大小与梁、柱构件的体积配箍率以及混凝土的抗压强度相关，根据公式可分别计算出梁核心区约束混凝土与柱核心区混凝土的相关参数。

该多层框架结构的混凝土模型仍采用 OpenSees 软件中的 Concrete02 本构模

型，对于 C35 等级混凝土，采用材料的平均强度。梁、柱构件无约束区混凝土轴心抗压强度为  $29.76\text{N/mm}^2$ ，对应的应变  $0.002$ ，极限应变为  $0.04$ ，对应的极限应力为  $0$ （考虑保护层混凝土被压碎后应力应取  $0$ ），并且卸载刚度减少到  $0.005\mu_{Ec}$ 。混凝土轴心抗拉强度为  $2.8\text{N/mm}^2$ ，根据式 2.8 计算  $\varepsilon_t=0.0009$ ，受拉软化段  $\mu_{Etc} = 0.125\mu_{Ec}$ 。

梁、柱构件约束区混凝土模型参数确定方法与上一章相同，由截面配筋可知，全装配式框架与现浇框架结构梁构件的体积配箍率为  $1.25\%$ ，柱构件的体积配箍率为  $0.447\%$ ，箍筋屈服强度取  $339.04\text{N/mm}^2$ 。根据公式 2.4 分别计算梁、柱构件核心区混凝土强度增大系数  $K_{beam}$ 、 $K_{column}$  如下：

$$K_{beam} = 1.181$$

$$K_{column} = 1.065$$

由公式 2.1 与 2.6 可分别计算梁、柱构件约束区混凝土峰值抗压强度与对应的应变；由公式 2.3 与 2.7 可分别计算梁、柱构件约束区混凝土极限抗压强度与对应极限压应变，具体计算结果如表 3.2 所示。

表 3.2 梁、柱构件混凝土模型参数

单元	非约束区混凝土				约束区混凝土			
	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_0$	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_u$	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_0$	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_u$
梁	29.76	0.002	0	0.004	35.15	0.0024	7.03	0.0167
柱	29.76	0.002	0	0.004	31.69	0.0021	6.34	0.0085

### 3. 钢筋材料参数的确定

在多层框架结构模型中，纵向受力钢筋采用 HRB400，箍筋采用 HPB300，其它角钢采用 Q390。根据《混凝土结构设计规范》，对于 HRB400 级钢筋，其屈服强度标准值  $f_{yk} = 400\text{N/mm}^2$ ，其弹性模量  $E_s = 200000\text{N/mm}^2$ 。由规范附录 C.1 知，钢筋材料的强度平均值公式如下：

$$\mu_{fy} = \frac{f_{yk}}{1-1.645\delta} \quad (3.4)$$

式中：

$f_{yk}$ ——钢筋强度标准值；

$\mu_{fy}$ ——钢筋强度平均值；

$\delta$ ——钢筋强度变异系数，取  $0.07$ 。

根据公式，可分别计算钢筋参数如下表 3.3。

表 3.3 梁柱构件钢筋材料参数

钢筋型号	屈服强度标准值 (N/mm <sup>2</sup> )	屈服强度平均值 (N/mm <sup>2</sup> )	弹性模量 (N/mm <sup>2</sup> )
HRB400	400	452.05	2×10 <sup>5</sup>
HPB300	300	339.04	2×10 <sup>5</sup>
Q390 钢	390	440.75	2×10 <sup>5</sup>

对于多层框架结构的有限元分析模型，钢筋材料仍选取 OpenSees 材料库中的 Steel02 本构，需要确定的相关参数：钢筋的屈服强度值  $F_y$  与钢筋弹性模量  $E_s$  取平均值，钢筋的硬化率  $b$  取 1%，从弹性阶段过渡到硬化阶段的参数  $R_0$ 、 $cR_1$  和  $cR_2$  根据 OpenSees 软件用户手册<sup>[53]</sup>选取建议值 10、0.925、0.15。

#### 4. 单元选取与截面划分

在本章多层框架有限元模型分析中，为了保证为了保证模型在大变形下的反应特征且保证计算的收敛性，对于梁柱构件使用基于位移的非线性梁柱单元（Displacement-Based Beam-Column element）。单元对于梁柱构件截面恢复力模型仍然采用纤维截面模型（Fiber Section），考虑到计算精度与计算效率，梁柱构件的截面纤维划分如下图 3.9 所示。

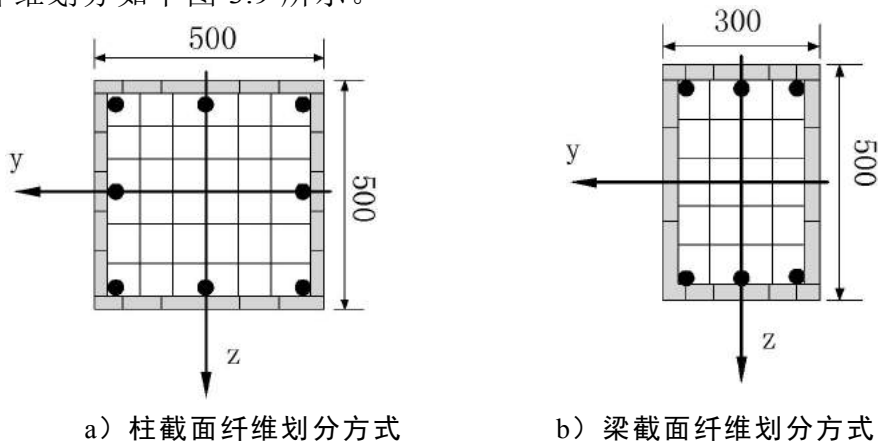


图 3.9 梁、柱构件纤维截面划分

#### 5. 坐标转换与荷载传递

在 OpenSees 中，可以通过几何变换来考虑结构分析过程中的大变形作用（P- $\delta$  效应）。在本章中对多层框架结构进行竖向连续倒塌分析时，可采用共转变换（Corotational Transformation）来考虑在轴力作用下，梁自身发生二阶挠曲 P- $\delta$  效应，即悬链线效应所对应的结构大变形。

本文施加在框架梁上的荷载，按照 DoD2013。恒荷载与活荷载的组合方式按式(1.2G+0.5L)计算，其中 G 为恒荷载，L 为活荷载。荷载传递方式如图 3.12 所示。双向板按弹性理论分析，对于直角相邻的支撑梁按 45 度线划分负荷范围，其中短跨 6000mm 的方向支撑梁承受楼面板传递的三角形分布荷载，长跨 7500mm 方向

的承受楼面板传来的梯形荷载。根据沈蒲生《混凝土结构设计》<sup>[85]</sup>，按照支座弯矩等效原则，可将三角形荷载与梯形荷载等效为均布荷载，如下：

三角形荷载：

$$P_e = \frac{5}{8} \cdot P' \quad (3.17)$$

梯形荷载：

$$P_e = (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) \cdot P' \quad (3.18)$$

$$P' = (1.2g + 0.5q) \cdot \frac{l_{01}}{2} \quad (3.19)$$

$$\alpha_1 = 0.5 \cdot \frac{l_{01}}{l_{02}} \quad (3.20)$$

式中： $g$ 、 $q$  为面板均布恒载与均布活载； $l_{01}$ 、 $l_{02}$  为短跨与长跨的计算长度。

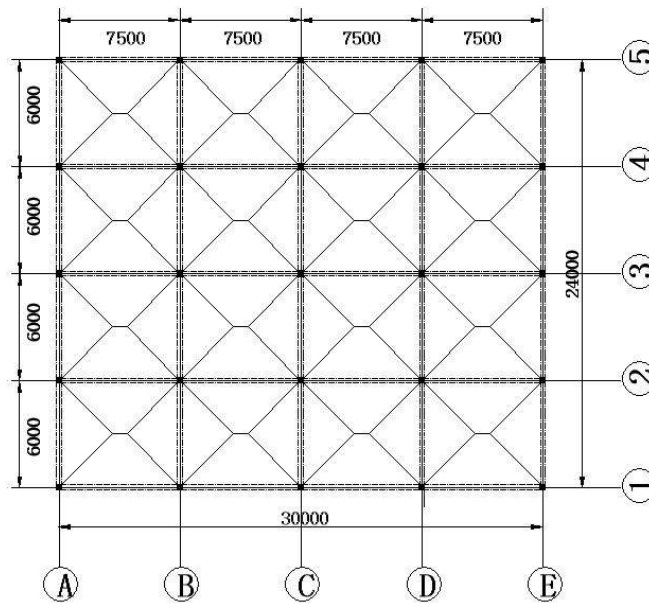


图 3.10 梁荷载范围

## 6. 加载方式

在本文中，利用非线性静力 Pushdown 方法对单榀框架结构进行抗连续倒塌分析时，采用两种典型的失效模式，即拆除边柱与拆除中柱，分别进行满跨加载与受损跨加载，如图 3.11~3.14 所示。

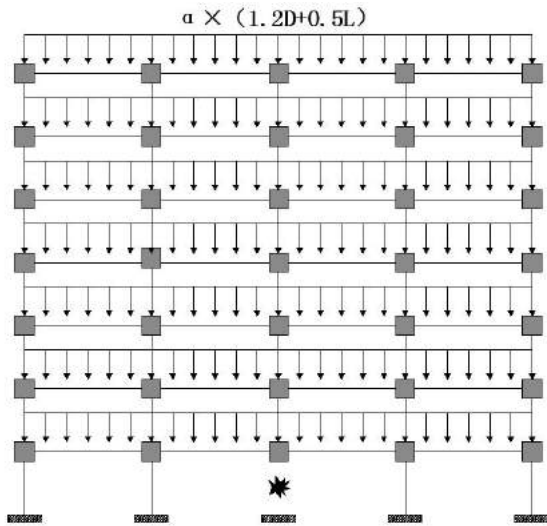


图 3.11 拆除中柱满跨加载法

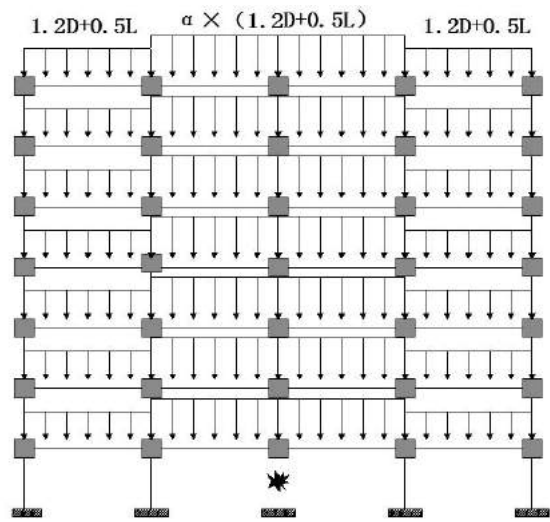


图 3.12 拆除中柱不平衡加载法

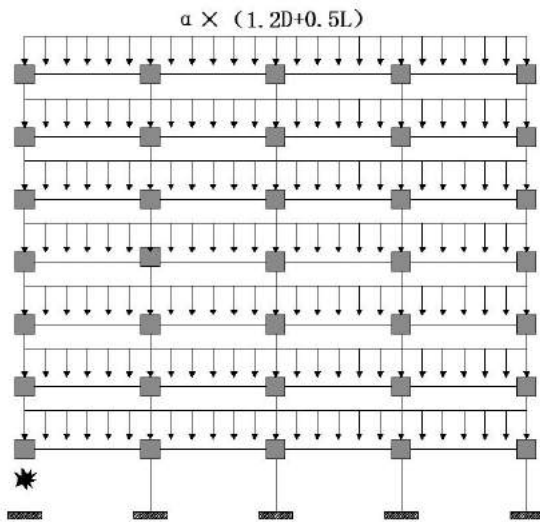


图 3.13 拆除边柱满跨加载法

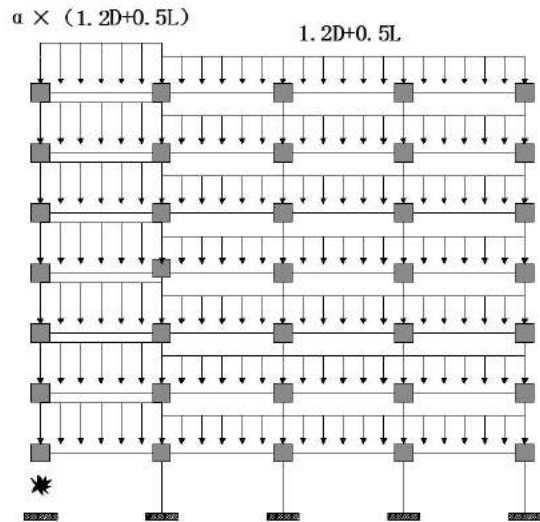


图 3.14 拆除边柱不平衡加载法

### 3.4 多层框架结构的 Pushdown 分析结果

#### 3.4.1 两种加载工况下的 Pushdown 曲线

图 3.15~3.16 给出了二维装配式框架结构与现浇框架结构在不平衡加载与满跨加载的 Pushdown 曲线图以及受损跨梁的轴力-位移图，从图中可以看到，这两种加载方式下的相关曲线基本重合，这说明两种加载模式对结构抗连续倒塌承载性能的影响可以忽略不计。这也进一步说明失效柱对于结构的影响范围相对有限，非影响区域的竖向承载能力并未因局部损伤而发生明显改变，因此，采用满跨加载方式与受损跨加载方式能获得比较一致的 Pushdown 曲线。其中在图 3.15 a)~ b) 与 3.16a) ~ b) 中，发现在中柱失效工况下，相比与满跨加载方式，采用不平衡加载方式可以获得更大的节点变形，即满跨加载模式会使结构在相对小变形条件下即发生连续倒塌。因而对结构进行抗连续倒塌性能分析时，要获得相对较大变

形条件下的结构受力特性，采用不平衡加载方式更合理，这也进一步解释了 GSA 与 DoD 规范中，在利用拆除构件法对结构抗连续倒塌设计时，采用的非线性静力分析方法是在失效柱节点两侧的受损梁跨施加考虑动力作用而放大的荷载，在其他区域施加一倍设计荷载。基于此，在后续对装配式框架结构与现浇框架结构进行不确定性参数灵敏度分析时，利用 Pushdown 分析方法加载时，采用不平衡加载模式。

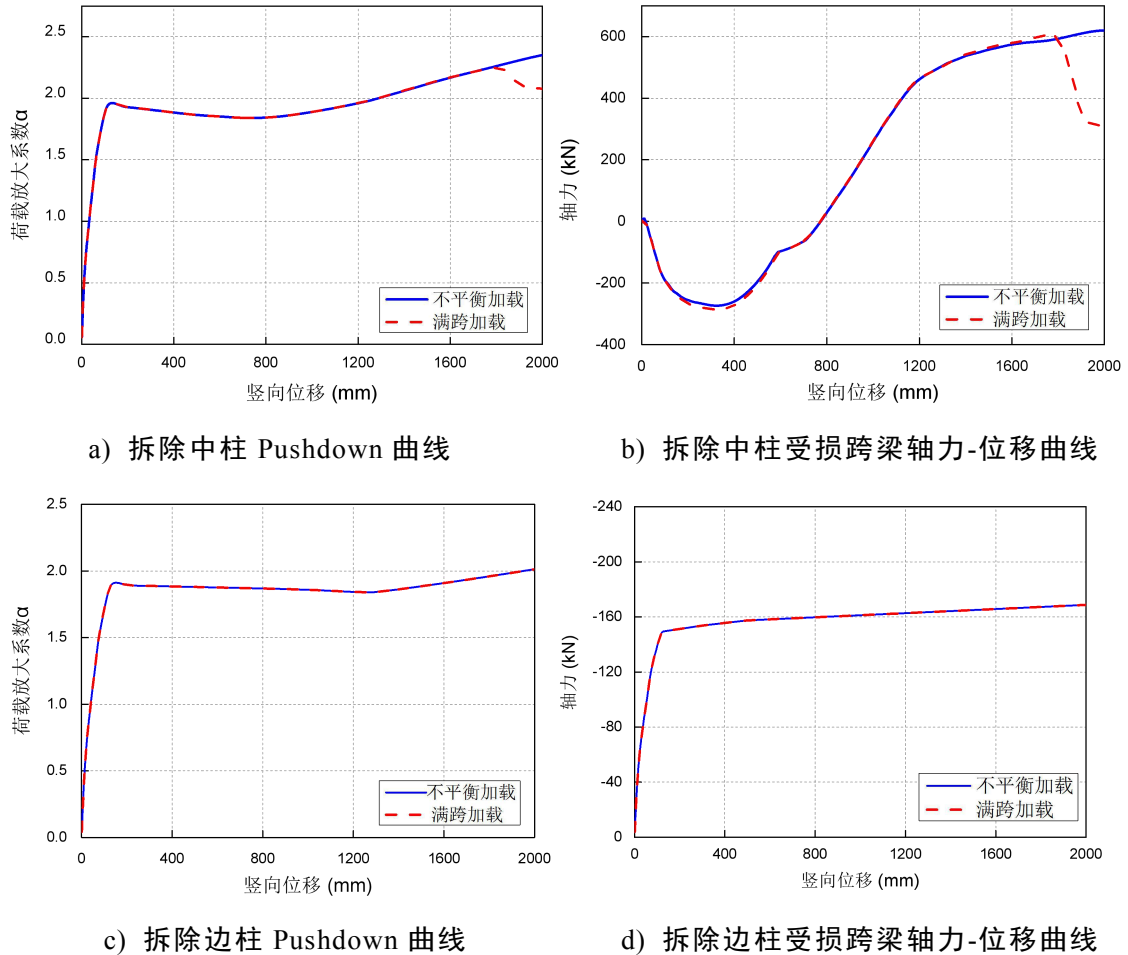
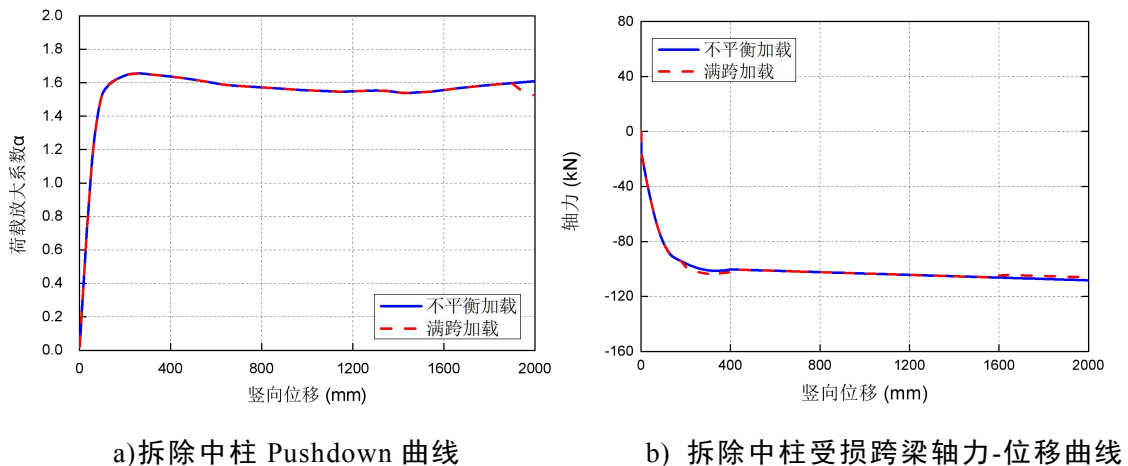
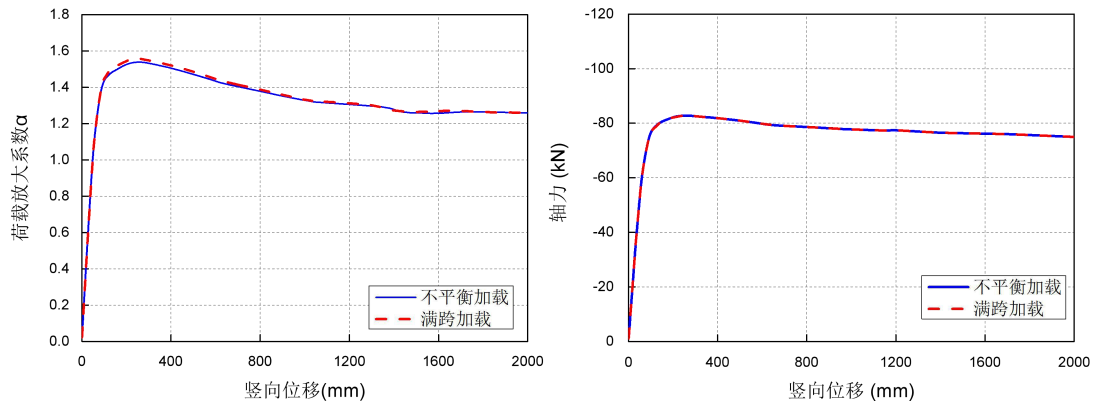


图 3.15 现浇框架结构两种加载工况下的 Pushdown 曲线







c) 拆除边柱 Pushdown 曲线

d) 拆除边柱受损跨梁轴力-位移曲线

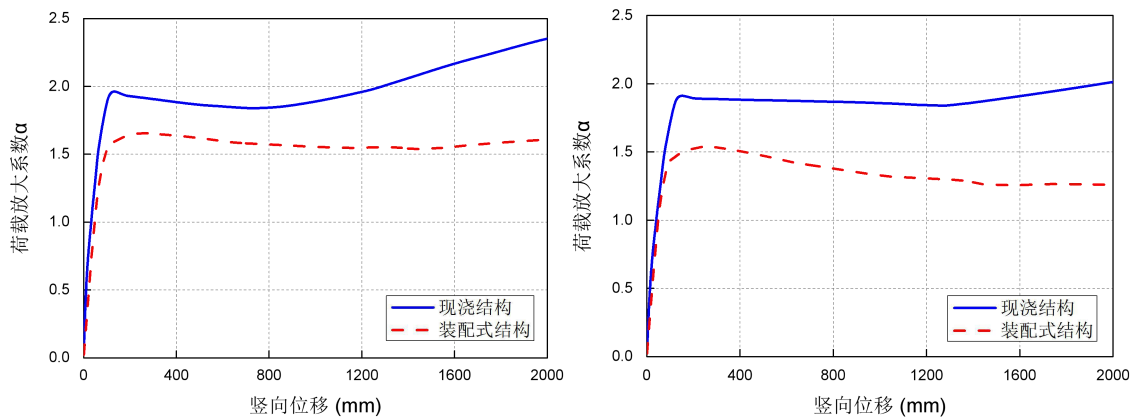
图 3.16 装配式框架结构两种加载工况下的 Pushdown 曲线

### 3.4.2 两种失效工况下 Pushdown 曲线

图3.17为装配式框架结构与现浇框架结构分别在中柱失效与边柱失效工况下的Pushdown曲线对比,表3.5为中柱失效工况下各极限状态点荷载系数和对应竖向位移。由图装配式与现浇结构均在竖向位移200mm左右达到第一个峰值的,即框架结构梁机制下的整体抗连续倒塌极限荷载。其中,压拱效应阶段,在拆除中柱的情况下,现浇结构在竖向位移达到132.2mm时,结构的极限荷载放大系数 $\alpha_{\max}$ 达到了1.962,装配式结构在260.7mm时,结构的极限荷载放大系数 $\alpha_{\max}$ 达到了1.656。在此阶段,带牛腿插梢连接的装配式结构较同等情况下的现浇结构,整体抗连续性倒塌能力较低,相差18.5%左右。在达到梁机制下的峰值点之后,现浇结构的荷载位移曲线先是缓慢下降,这是由于随着梁端塑性铰的逐渐失效,使得相应的梁逐渐退出工作,之后在竖向位移达到800mm时,荷载放大系数逐渐增大,结构进入悬链线阶段,对于悬链线机制,只由当节点位移足够大的时候,构件轴力的竖向分力才提供较大的承载力,从而使得结构的抗连续倒塌承载力上升。当荷载系数增大到2.352,现浇结构达到竖向极限位移2000mm。对于装配式框架结构,在达到梁机制下的峰值之后,荷载放大系数先是缓慢下降,达到800mm之后荷载位移曲线几乎不再变化,即竖向承载刚度几乎不变,结构对竖向承载力几乎达到了极限状态,之后在荷载放大系数达到1.609时,装配式结构达到竖向极限位移2000mm。装配式框架结构在中柱失效情况下没有产生明显的悬链线效应,主要是节点刚度不足,尤其是当竖向插梢杆失效后,梁内受力纵筋不能得到有效的利用,不能与周边约束形成有效的拉结作用,使得剩余结构仅能依靠梁机制抵抗竖向抗连续倒塌。

在边柱失效工况下,图3.17 b)为现浇框架结构与装配式框架结构的Pushdown曲线,表3.5为边柱失效工况下各极限状态点荷载系数和对应竖向位移。由图可知,现浇框架结构与装配式框架结构均在200mm左右达到梁机制下的峰值点,其中现

浇结构在失效柱结点位移达到152.1mm时，荷载放大系数达到1.912，之后结构的荷载位移曲线不再显著的增加了，与中柱失效工况相比，结构在边柱失效后结构受力机制没有发展成悬链线机制，这主要是由于受损梁跨在一侧的底部支撑柱失效后形成了悬臂梁，使得受损梁跨端部的水平约束不能与梁内钢筋形成有效的拉结来抵抗竖向荷载作用，最终在当时荷载系数增大到2.014，现浇结构达到竖向极限位移2000mm。对于装配式框架结构，梁机制作用下，在失效柱在失效柱竖向位移达到260.7mm时，结构的极限荷载放大系数 $\alpha$ 达到了1.557，之后结构的荷载位移曲线发生较大幅度的下降，之后几乎不再变化。最终在竖向极限位移达到2000mm时，荷载位移系数达到1.256。在整个过程中，装配式结构的抗连续倒塌极限承载能力比现浇结构低22.8%左右。对于边柱失效工况下的装配式结构，由于受损梁跨周边不能形成有效水平约束，随着失效柱结点位移的增加，梁端发生较大的转动，使得插梢杆逐步失效后，结构的竖向承载刚度下降，结构由梁机制提供竖向连续倒塌抗力直到结构最终倒塌。



a) 拆除中柱Pushdown曲线

b) 拆除边柱Pushdown曲线

图 3.17 装配式与现浇框架结构在两种失效模式下的 Pushdown 曲线

表 3.4 中柱失效工况下各极限状态点荷载系数和结构最大竖向位移

框架模型	压拱阶段峰值		倒塌点	
	荷载放大系数	竖向位移/mm	荷载放大系数	竖向位移/mm
现浇框架	1.962	132.2	2.352	2000
装配式框架	1.656	260.7	1.609	2000

表 3.5 边柱失效工况下各极限状态点荷载系数和结构最大竖向位移

框架模型	压拱阶段峰值		倒塌点	
	荷载放大系数	竖向位移/mm	荷载放大系数	竖向位移/mm
现浇框架	1.912	152.1	2.014	2000
装配式框架	1.557	260.7	1.256	2000

### 3.5 优化后的多层装配式框架结构 Pushdown 分析

根据第 3.4 节可知，原全装配式框架结构的抗连续倒塌能力相对较低，尤其是结构在抗连续倒塌过程中未出现悬链线效应。为了改善该连接形式下装配式结构的抗连续倒塌性能，在第 2.4 节中通过对试验装配式框架子结构的节点进行优化验证后，发现将普通螺杆替换成 10.9 级高强螺杆能显著提高节点的延性与子结构抗连续倒塌的极限承载能力。因此在本章中，对第三章建立的全装配式框架结构进行优化，将装配式节点中的普通螺杆替换成 10.9 级高强螺杆，利用拆除构件法，分别在拆除底层中柱工况与拆除底层边柱工况下进行相应的 Pushdown 分析。

#### 3.5.1 底层中柱失效工况

图 3.18 为现浇框架结构、优化前装配式框架结构和优化后装配式框架结构的非线性静力 Pushdown 分析结果，图中横坐标为失效点的竖向位移，纵坐标为相应的荷载放大系数。由图可知，采用高强度螺杆替代普通螺杆优化后的装配式框架结构的抗连续倒塌能力显著提高，尤其是在结构抗连续倒塌的第二防御阶段性能显著提高。

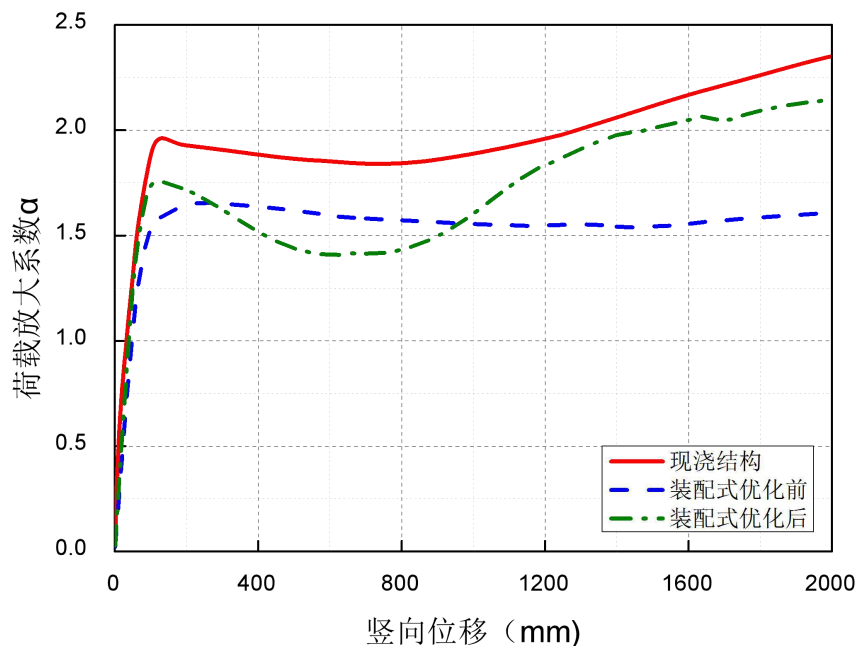


图 3.20 中柱失效工况下各框架结构模型 Pushdown 曲线

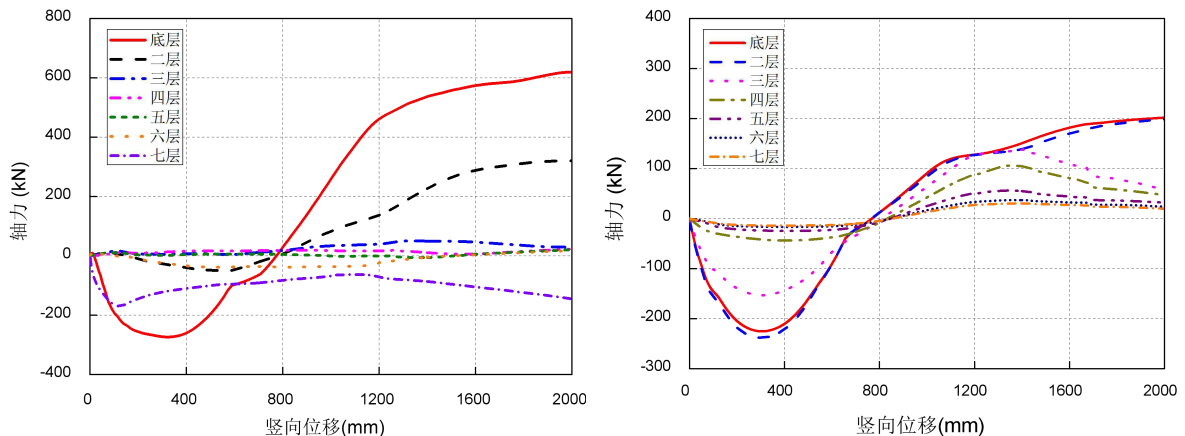
表 3.6 给出了各极值状态点对应的荷载放大系数与竖向位移，相应极值状态点对于的极限状态是基于结构系统层次的，是对于结构整体受力状态的判断。由表可知，优化后的装配式结构在失效柱结点位移达到 134.1mm 时，荷载放大系数达到了 1.755，较优化前装配式框架结构提高了 6.0%左右，与现浇框架结构相比低 11.8%左右。之后由于梁端塑性铰机制，使得损伤结构的承载力刚度减少，由于使用了高强螺杆，使得螺杆的抗剪强度显著提高，能够有效抗剪，并传递纵向钢筋的拉力，当随着失效柱结点的竖向位移进一步增大的时候，使得梁与周边约

束柱形成有效拉结作用，进而能够发展悬链线作用。当荷载放大系数达到 2.147 时，优化后的装配式框架结构达到结构极限竖向位移 2000mm。虽然优化后的装配式结构没有达到等同与较现浇结构的状态，但是在原结构的基础上出现了悬链线机制，且第二阶段的峰值较第一阶段高，说明结构的抗连续倒塌性能显著提高了。

表 3.6 中柱失效工况下各极值状态点荷载放大系数 $\alpha$ 与竖向位移

框架类型	状态点	荷载系数 $\alpha$	竖向位移(mm)
现浇框架	屈服点	0.808	22.2
	极值点	1.962	132.2
	倒塌点	2.352	2000
优化前 装配式框架	屈服点	0.621	29.2
	极值点	1.656	260.7
	倒塌点	1.609	2000
优化后 装配式框架	屈服点	0.822	25.6
	极值点	1.755	134.0
	倒塌点	2.147	2000

图 3.21 a) ~ b) 分别为现浇框架结构与优化后装配式框架结构在底层中柱失效工况下的各层轴力与失效柱结点竖向位移曲线图。由图可知，装配式结构与现浇结构底层的受损梁的轴力先是处于受压状态，随着竖向位移的增大，逐渐转换为受拉状态，即从压拱效应阶段转变为悬链线阶段。其中由于现浇结构受损梁内的受力纵筋处于贯通状态，能够更好的将梁与周边水平约束拉结，提供更大的轴向拉力。优化后的装配式框架结构，其它各层轴力随着竖向荷载的增大表现出的趋势也各有不同，其中对于优化后的装配式底层、二层与三次均有表现明显的轴拉力作用，中间层的轴向力在大变形阶段有发展较为明显的轴向拉力趋势，而顶层随着竖向位移增大受损梁的轴向力没有产生明显的变化。对于现浇多层框架结



a) 现浇框架各层轴力与竖向位移曲线

b) 装配式各层轴力与竖向位移曲线

图 3.21 中柱失效工况下各层轴力-位移曲线

构，其它各层的轴向力发展趋势也各有不同，其中顶层为轴向压力先快速增大之后几乎没有变化，而二层轴向力在大变形阶段由受压转换为受拉状态，与周边约束构件形成拉结作用。中间层的轴向作用力变化并不明显，几乎为 0。

### 3.5.2 底层边柱失效工况

图 3.22 为边柱失效工况下现浇框架结构、优化前装配式框架结构和优化后装配式框架结构的非线性静力 Pushdown 分析结果，图中横坐标为失效点的竖向位移，纵坐标为相应的荷载放大系数。由图可知，优化后的装配式框架结构比优化前装配式结构的抗连续倒塌能力得到显著提高。

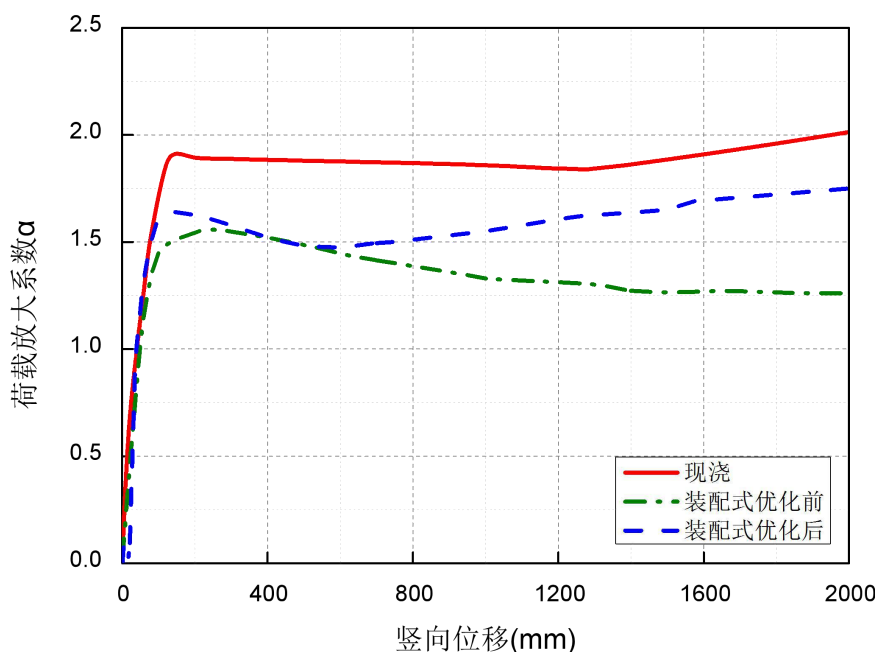


图 3.22 边柱失效工况下各框架结构模型 Pushdown 曲线

表 3.7 给出了三种框架结构各极值状态点对应的荷载放大系数与对应的竖向位移。优化后的装配式框架结构，荷载放大系数随着失效柱结点竖向位移增大快速达到压拱阶段的峰值点，在竖向位移达到 152.4mm 时，荷载放大系数达到 1.639，较优化前装配式框架结构提高了 5.28% 左右，较现浇框架结构低 16.6% 左右。虽然优化后的装配式框架结构与同等现浇框架结构存在一定差距，但是在在大变形阶段较优化前的装配式结构在结构抗连续倒塌性能方面有了明显的改善。优化后的装配式框架结构在之后由于梁端塑性铰机制作用，由于装配式边节点使得梁端在牛腿接触面发生较大的转动，使得该区域的承载能力发生下降。在边柱失效后，受损梁跨形成了类似于悬臂构件的受力状态，梁两端不能形成有效的水平拉结作用，因而也不能发展悬链线作用，因此之后结构的竖向承载刚度也几乎没有增大，在荷载放大系数达到 1.750 时，优化后的装配式框架结构达到结构极限竖向位移 2000mm。同样的，优化后的装配式框架结构在结构的抗连续倒塌性能上较原模型有了较为显著的提高，尤其是在大变形阶段的抗连续倒塌性能方面。