

梁板子结构的防倒塌机理研究

田济维^{1,2}, 罗力中^{1,2}, 程建军^{1,2}

(1. 河海大学土木与交通学院, 江苏南京 210098; 2. 河海大学安全与防灾工程研究所, 江苏南京 210098)

摘要: 在模型验证的基础上, 基于有限元软件对无板框架、无约束梁板子结构和有约束梁板子结构的抗连续倒塌能力进行对比, 来研究边中柱移除工况下梁板子结构的抗倒塌机理。研究表明: 连续倒塌发生时, 梁板子结构中梁的悬链作用和板的薄膜效应可以提高结构的抗力, 增加结构的变形能力; 邻近楼板对梁板子结构的板边约束能大大增强结构的抗倒塌能力, 但横向梁可能先于双跨梁发生破坏, 因此在结构的抗倒塌设计中还应对横向梁的抗倒塌能力予以重视。

关键词: 连续倒塌; 梁板子结构; 钢筋混凝土; 楼板

中图分类号: TU37

文献标识码: A

Research on collapse resistant mechanism of beam-slab substructures

TIAN Jiwei^{1,2}, LUO Lizhong^{1,2}, CHENG Jianjun^{1,2}

(1.College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;
2.Institute of Engineering Safety and Disaster Prevention, Nanjing 210098, China)

Abstract: In this paper, on the basis of verifying the validity of the model, the abilities of collapse resistant, which are beam-column frame, beam-slab substructures without constraint, beam-slab substructures with three sides restrained, were compared through the finite element software to study collapse resistant mechanism of beam-slab substructures under penultimate-external column removal scenario. The research results indicate that when the progressive collapse occurs, catenary and membrane effect of rebar in slab can resist structure deformation, and improve the structure resistance force. Constrains of slab edge can greatly enhance the ability of collapse resistant, but the transverse beams may damage before the double-span beam. Therefore the ability of collapse resistant of transverse beams should be valued in collapse resistant design.

Key words: Progressive collapse; Beam-slab substructures; Reinforced concrete; Slab

自从 Ronan Point 公寓发生连续倒塌以来, 国内外学者开展了大量连续倒塌的理论和试验研究, 楼板作为结构的主要传力构件, 对结构抗连续倒塌性能起着至关重要的作用。Kai Qian^[1-2] 等的研究表明有板时结构的极限抗力提高了约 63%。Dat and Tan^[3-5] 研究了梁板子结构的极限抗力、失效机理和板的薄膜效应。齐宏拓^[6] 等利用有限元分析软件 LS-DYNA, 模拟分析总结了楼板各项参数, 如板厚、配筋率、钢筋间距对结构抗连续倒塌性能的影响。梁益, 陆新征等^[7] 的研究结果表明楼板能大大提高框架结构的抗连续倒塌能力。与此同时, 较

为详细的抗倒塌规范^[8-9] 相继出世。但是, 现行规范分析结构抗连续倒塌能力时, 均未考虑楼板的贡献。这样的简化分析虽然比较简便, 但可能过于保守, 因为楼板在框架结构中是提高其整体性的重要构件。本文拟以 Pham Xuan Dat 等完成的试验为参照, 采用有限元软件进行数值仿真, 分析梁板子结构的失效模式, 为进一步的分析提供参考。

1 钢筋混凝土梁板子结构算例验证

Pham Xuan Dat 和 Tan Kang Hai^[4] 为了研究梁

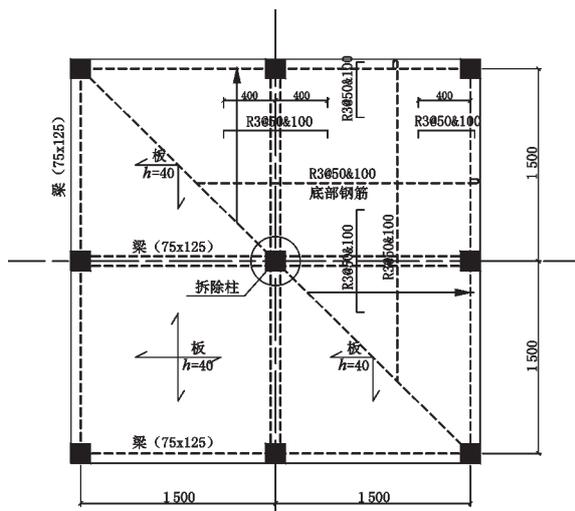
收稿日期: 2017-05-14

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51408189)

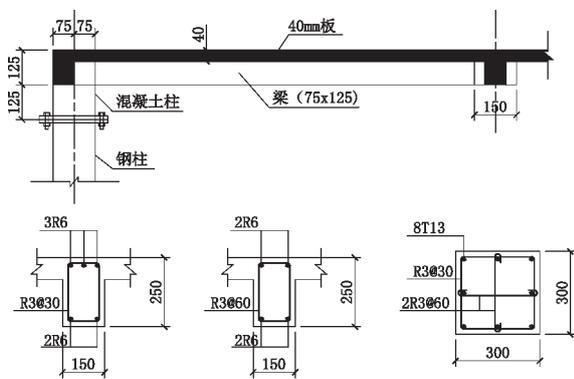
作者简介: 田济维 (1993-), 男, 辽宁阜新, 硕士, 主要从事结构抗连续倒塌方面的研究。

板子结构在对邻角柱失效时的大变形工况下的荷载传递机理,测试了1/4模型的梁板子结构采用拟静力加载的抗倒塌性能。试验构件的原型按照英国混凝土设计规范^[10]设计,设计活载3 kN/m²,附加恒载23 kN/m²。构件由4根角柱和4根边柱支撑构成,柱底部设置单向铰支撑,仅释放朝向板中心的转动自由度。梁的纵筋直径为6 mm,屈服强度和极限强度分别为424和445 MPa;板为双层双向配筋,直径3 mm,屈服强度和极限强度分别为495和530 MPa。板的配筋率为顶部0.22%,底部x方向0.44%,y方向0.22%。混凝土设计抗压强度为30 MPa,最大骨料尺寸为5 mm。构件尺寸和详细配筋见图1。试验采用一等效均布加载装置,将上部伺服作动器产生的荷载均分为12等份,用12点等效荷载模拟均布荷载。

本文采用ANSYS作为计算分析工具,对上述梁板子结构进行分析以验证其合理性。Dat梁板子结构试验的有限元模型采用solid164实体单元模拟



(a) 构件尺寸



(b) 配筋详图

图1 梁板子结构试验构件详图^[4] (单位: mm)
Fig.1 The test component detail of beam-slab substructures^[4] (unit:mm)

混凝土, beam161 梁单元模拟钢筋。为了可以划分出较均匀的网格尺寸,对有限元模型进行了少量简化,构件的尺寸和纵筋均按照试验设置,箍筋间距简化为25或50 mm,并在柱底部释放相应方向的转动约束。网格尺寸板为25 mm×25 mm×6.25 mm,梁为25 mm×12.5 mm×12.5 mm,柱的尺寸为12.5 mm×12.5 mm×25 mm,并在梁的局部进行了细化;钢筋的单元尺寸与相应的梁和板尺寸一致。

混凝土(MAT159)的密度为2 500 kg/m³;钢筋(MAT124)的密度为7 850 kg/m³,弹性模量为200 GPa,泊松比为0.3。无侧限圆柱体抗压强度经换算为23.7 MPa,骨料的最大尺寸5 mm。混凝土单元的侵蚀系数为1.03,钢筋单元r3和r6的失效应变分别设为0.07和0.1。MAT124材料根据塑性应力-应变曲线计算求得,R3钢筋a=1.8,b=21.13,c=0.117;R6钢筋a=1.77,b=35.2,c=0.33。

有限元模型采用均布加载的方式,加载时间取为10 s。图2为试验和数值的抗力曲线对比,可见二者在弹性段和塑性的初始阶段都较为一致,在结构的软化阶段,由于均布荷载难以通过位移控制的方式进行加载,因此软化段难以模拟,该段数值曲线已失真。而试验中结构最大抗力为163 kN,而模拟结果为159 kN,相差2.4%,十分接近。

图3为失效位移为135 mm时结构的变形,可以看出结构整体的失效模式,即板边由于负弯矩使得靠近板周边上表面均发生开裂,远离失效柱的各梁端形成塑性铰,板的底面形成45°方向的屈服线,对比图4的试验观察结果,其破坏形态基本一致,符合屈服线理论的预期结果。

综上所述,从Dat和Tan试验的模拟和对比来看,

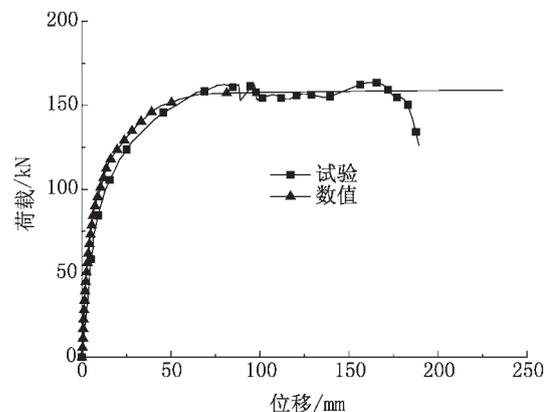


图2 试验和数值抗力曲线对比
Fig.2 Comparison of experimental and numerical resistance curves

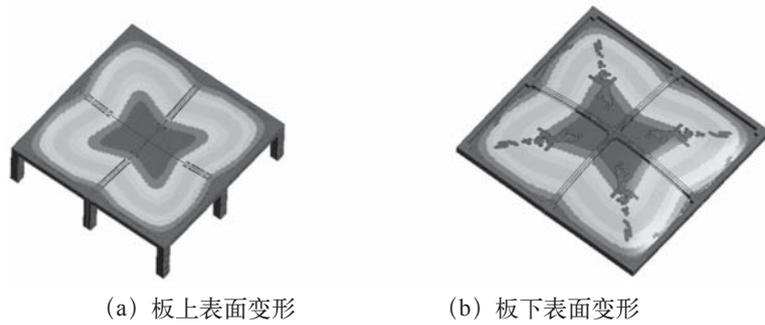


图3 结构位移云图 (单位: mm)

Fig.3 Displacement nephogram of the structure(unit:mm)

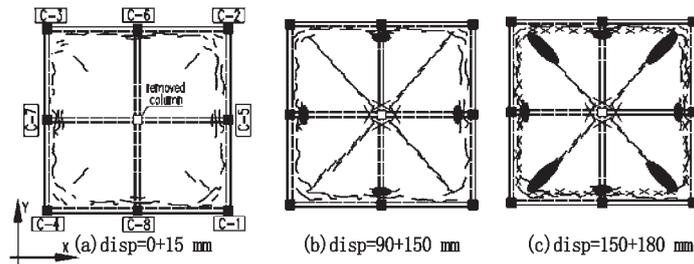


图4 试验中结构的失效过程

Fig.4 Failure process of the structure in test

抗力曲线和结构的失效模式基本一致, 因此, 数值模型较为合理, 可以用于后续分析。

2 梁板子结构的防倒塌机理数值研究

研究发现对于无板的梁柱子结构在柱失效时, 形成的双跨梁能够依靠拱效应和悬链效应提高结构的承载力。但当结构中不存在楼板时, 情况会有所不同^[5]。首先, 失效柱上方板中的大量钢筋也能发挥出悬链效应, 特别是在梁底部的钢筋发生断裂以后。第二, 由于梁柱节点上方板中钢筋的存在, 形成的T形梁可以更好地抵抗竖向变形增加带来的负弯矩, 但同时也会导致梁柱节点受压区的混凝土更易发生破坏, 使双跨梁提前发生断裂, 加速连续倒塌的发生。因此有必要系统研究板在结构抗连续倒塌中的作用。根据柱移除后直接受影响区域的水平向约束条件, 单柱移除包括角柱、内柱、边柱等多种工况。相对于内柱而言边框架的柱更易受到外部偶然荷载的破坏, 因此本章拟对比无板框架、无约束梁板子结构和有约束梁板子结构的抗倒塌能力, 来研究边中柱移除工况下梁板子结构的抗倒塌机理。

2.1 无板梁柱框架的抗倒塌性能

采用已验证的数值模型, 建立不设楼板的单层

两跨框架。模型尺寸、配筋及材料参数均与上一节相同。模型四边均为自由边, 不设水平向约束。整个结构只有框架柱底端被铰接。失效柱为长边中柱, 荷载施加位置为失效柱顶部, 加载时间取为 10 s。由于模型完全对称, 为了节省计算时间, 取 1/2 模型进行建模分析。

图 5 为施加的荷载和反力曲线, 其中位移指的是整个框架的最大位移, 即跨中位移, 外荷载为施加荷载的等效集中力, 反力指各柱底竖向净反力(扣除框架自重 5 kN)之和。由图 5 可见, 框架竖向反力与外荷载几乎一致, 故结构整体动力效应很小, 符合拟静力工况。外荷载—位移曲线即为结构的抗

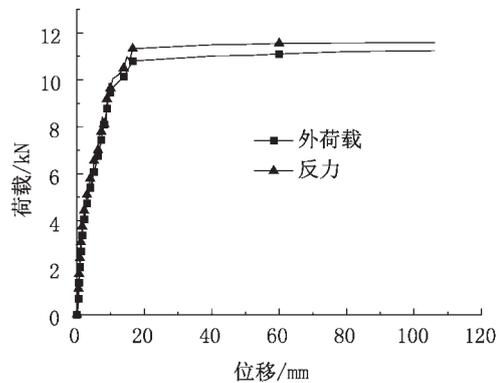
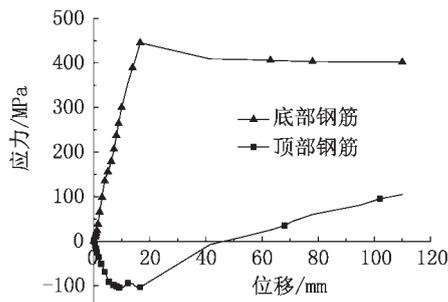
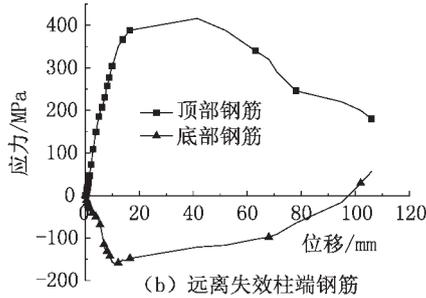


图5 无板梁柱框架荷载和反力曲线

Fig.5 The load and reaction force curve of the beam-column frame



(a) 紧邻失效柱端钢筋



(b) 远离失效柱端钢筋

图6 双跨梁钢筋应力变化:
Fig.6 Stress variation of two span beam

力曲线,当跨中位移超过 20 mm 以后,结构位移迅速增加,达到 106 mm 时结构发生破坏,此时抗力也达到峰值约 11 kN。

由图 6 梁中的钢筋应力变化可见,紧邻失效柱端的底部钢筋和远离端顶部钢筋一直处于受拉状态,但当位移超过 41 mm 后,应力均开始减小;而紧邻失效柱端的顶部钢筋和远离端底部钢筋初始时为受压状态,当位移达到约 20 mm 时,压应力逐渐减小,最后也转化为较弱的受拉状态。图 7 展示了双跨梁跨中轴力的变化,可以发现双跨梁始终处于受压状态,位移达到 41 mm 时达到最大值约 22 kN,之后开始减小,直至构件破坏。因此,双跨梁有明显的拱效应阶段,从钢筋的应力状态分析,双跨梁也产生了微弱的悬链作用,但悬链作用并未完全发挥。结合框架的失效模式,可知当结构开始失效时,梁中的钢筋并未破坏,但由于梁柱节点的破坏,导致悬链作用过早失效,加速了结构的倒塌。

2.2 无约束梁板子结构的抗倒塌性能

当柱发生失效时,随着位移的增加,通过梁和板的弯曲常常不足以抵抗不断增加的荷载,这时结构可通过悬链线效应承担竖向荷载,将荷载传递给周围的结构,使荷载得以重分布,来缓解连续倒塌的发生。而悬链线效应通过双跨梁中的纵筋和板中的钢筋的拉力来抵抗荷载,那么梁端和板边的约束

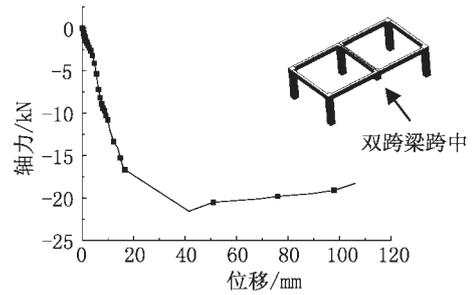


图7 双跨梁跨中轴力变化

Fig.7 Axial force change of two span beam

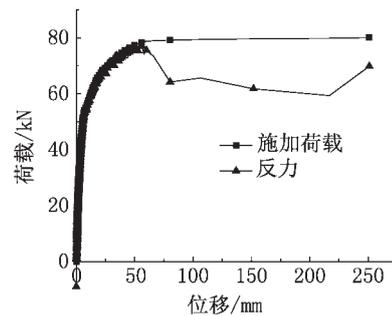


图8 无约束梁板子结构荷载和反力曲线

Fig.8 The load and reaction force curve of the beam-slab substructures without constraint

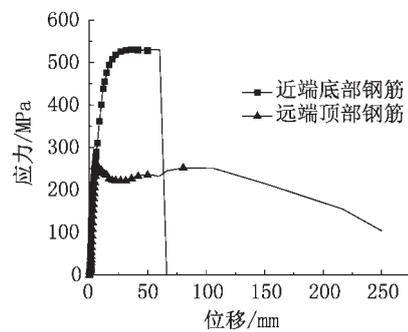


图9 双跨梁钢筋应力变化

Fig.9 Stress variation of two span beam

以及受力钢筋的连续性都将对悬链线效应产生很大的影响。

在上节研究的梁柱框架的基础上,增设楼板,形成梁板子结构,板的尺寸及配筋均与 Dat 试验相同,板的四边均为自由边,无任何约束。荷载均布于板表面施加,加载时间为 10 s。

图 8 为模型的荷载和反力曲线。结构发生大变形时反力小于施加的荷载,其原因是此时板上的混凝土发生开裂导致单元被清除,而附着在其上的荷载也无法施加,此时的反力已不能代表结构的真实响应了。对比图 7 无板时的抗力曲线,结构的抗力大大提高,弹性段的刚度也有所提高。当结构跨中位移达到 3.5 mm 时开始进入塑性阶段,此时荷载约

为 40 kN；当位移达到约 70 mm 时，其抗力达到约 80 kN，之后结构位移迅速增大，表明结构已进入失效阶段。由于数值模拟中荷载施加方式的限制，结构抗力曲线的软化段难以模拟，故位移达到 70 mm 以后的曲线与实际情况下的结构有一定差异。

图 9 展示了此时的双跨梁的钢筋应力情况，可见当位移达到 66 mm 时，双跨梁受拉区混凝土大量剥落，受拉纵筋发生断裂，跨中位移也开始加速增大，此时双跨梁的悬链线作用已失效，结构主要依靠板上钢筋的拉力抵抗外荷载。当位移达到约 120 mm 时，板边缘的钢筋相继被拉断，跨中位移急剧增加，达到 250 mm 之后结构失去承载力，发生倒塌。

图 10 为跨中位移 195 mm 时的无约束梁板子结构应力云图，在板中央 45° 线方向和远离失效柱的三条板边及梁端的钢筋均已达到强度极限，可见该工况下的失效模式有典型的屈服线特征，即在双跨梁和横向中间梁的两端形成塑性铰，板边上表面由负弯矩形成负塑性铰线，板底部 45° 方向为正弯矩形成的正塑性铰线。

2.3 三边约束梁板子结构的抗倒塌性能

三边约束的工况即为边中柱失效工况，其特点是失效柱位于建筑物的外侧，其三边都有良好的连续板约束，可以提供横向的水平拉力；而另一边为自由边，相对约束较弱。该工况荷载传递机理对于

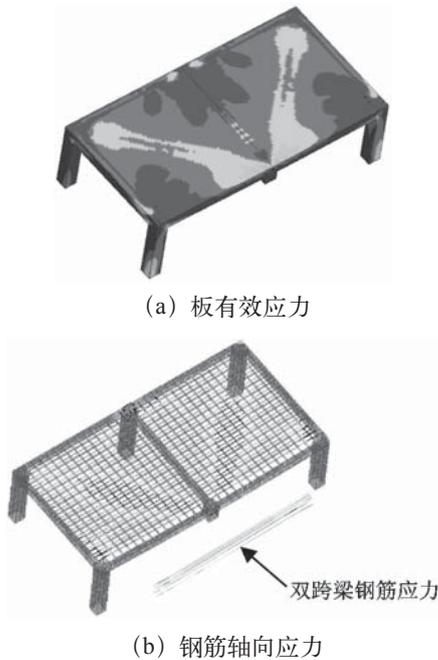


图 10 无约束梁板子结构应力云图 (单位: MPa)
Fig.10 Stress nephogram of beam-slab substructures without constraint (unit:MPa)

其他工况相对复杂，其荷载传递路径也较少，更易发生连续倒塌；结构中边框架极为常见，邻近板和梁事实上能够给倒塌柱上方的梁板子结构提供约束，且由于边柱位于建筑物的最外侧，是最易受到偶然荷载破坏的地方之一，因此这种工况极为重要。

在上节模型的基础上，在三边增设 300 mm 宽楼板，梁与钢筋也相应延长，并在增加的板边设置边界条件为固端约束，来模拟连续板。其余加载和约束情况均与无约束时相同。

图 11 为三边约束梁板子结构荷载和反力曲线，二者在弹性和弹塑性阶段非常吻合，仅在大变形阶段出现偏差，其原因也是此阶段混凝土板的破坏导致单元被清除造成的。由此可见，结构整体上未出现较大的动力效应，可以反映结构在拟静力工况下的抗力曲线。

对比三种工况的结构抗力曲线 (图 12)，可见板在结构的抗倒塌过程中能起到很大的作用，板无约束情况下其整体抗力相较于无板结构抗力从 11 kN 提高到 80 kN，这是由于楼板提高了结构整体的刚度，且使得荷载传递的路径增多，板可以将荷载传递给周边的梁和柱，使得结构成为一个整体共同分担荷载。

相比于无任何约束的梁板子结构，三边约束情况

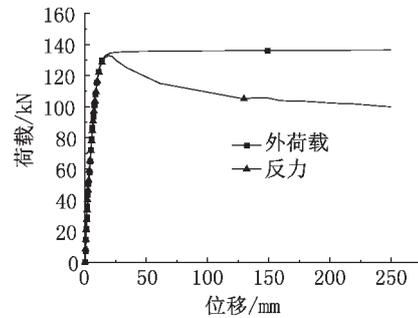


图 11 三边约束梁板子结构荷载和反力曲线
Fig.11 The load and reaction force curve of the beam-slab substructures with three sides restrained

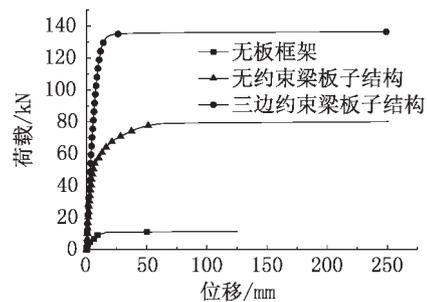


图 12 三种工况的结构抗力曲线对比
Fig.12 Comparison of structural resistance curves

下结构抗力从 80 kN 增加了约 68%，达到 135 kN。有约束情况时结构的弹性阶段的刚度也大于无约束，结构进入塑性阶段的抗力约为 80 kN，而无约束时在 35 kN 处，提高了 1 倍以上，二者对应的跨中位移分别为 5.5 mm 和 3.0 mm。从失效位移看，无约束时在约 50 mm 处开始失效，而有约束时在约 30 mm 处开始失效，最终失效位移都在约 250 mm 处，无约束时的弹塑性阶段较长，说明虽然约束的增加使结构抗力增大，但使结构整体的延性降低。这是由于当板的支承边界受到水平约束时，产生了薄膜效应。

从图 13 失效柱近端底部钢筋和远端顶部钢筋应力对比可见，横向方向的钢筋应力始终高于纵向方向，这一方面是由于横向约束较少造成的，另一方面从配筋上看，横向梁上下各配 2 根钢筋，而纵向

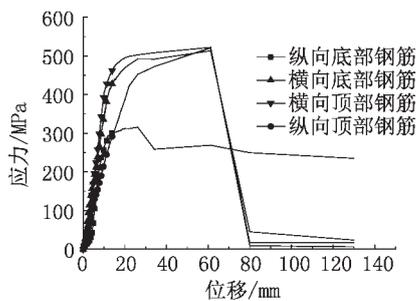


图 13 双跨梁钢筋应力变化

Fig.13 Stress variation of two span beam

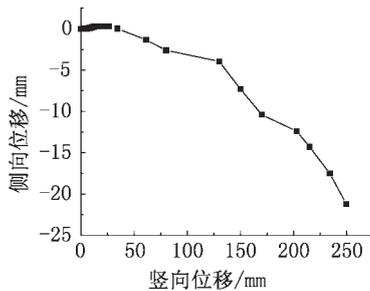


图 14 三边约束梁板子结构跨中侧向位移

Fig.14 Lateral displacement of the beam-slab substructures with three sides restrained

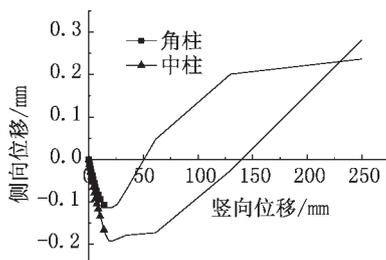


图 15 失效柱邻柱侧向位移

Fig.15 Lateral displacement of the adjacent column

梁上部 3 根、下部 2 根，这也导致横向钢筋应力偏大，因此横向梁先于纵向梁失效。在此工况下，横向梁形成类似于一端固支，另一端铰支的约束，因此其挠度最大值不在靠近失效柱的端部。

图 14 反映了跨中失效柱处节点的侧向位移，结构开始时位移为较小的正值，这是由于拱效应产生向外侧的微小位移，进入悬链线阶段后，横向位移由正值转化为负值并迅速增加，最终结构失效前达到 20 mm 以上，表明横向方向上结构的非对称边界条件造成失效柱向内移动，产生了较大的变形，最终导致结构在该方向失效。

值得注意的是，整个加载过程中梁柱节点始终未发生破坏，这是由于板边增加的约束承担了一部分荷载，所以此时节点处的荷载相对较小。图 15 为三边约束梁板子结构的邻柱侧向位移，相比无约束时，其侧向位移小的多，二者向内和向外的位移均未超过 0.4 mm，这是因为板边约束限制了柱的位移，这一方面提高了双跨梁在拱效应阶段的轴压力，也提高了处于压膜效应范围内的混凝土板的承载力，使拱效应的作用得到加强，增大了结构的抗力；另一方面在悬链线阶段，将板中拉膜作用和梁中悬链线作用的拉力传递到约束上，减小了结构的变形，增大了结构的刚度，减轻连续倒塌的影响，但同时由于将荷载传递到相邻跨，若邻跨约束较小，不足以承担这部分荷载，则会造成连续倒塌的扩大。

3 结论

1) 无板框架模型、无约束梁板子结构模型以及三边约束的梁板子结构模型的荷载和反力曲线较为一致，表明模型的动力效应较小，其参数选取及荷载施加较为合理，可以用于拟静力工况的分析。

2) 无板梁柱框架模型承载力和最终失效位移都较小，加载过程中形成的双跨梁有明显的拱效应阶段，但由于梁柱节点的破坏，导致悬链线作用过早失效，加速了结构的倒塌。

3) 无约束梁板子结构抗力远高于无板框架，反映了板在结构抗倒塌中的重要作用，初始阶段主要依靠板和梁的弯曲机制承担荷载，随着位移增加，梁的拱效应和板的薄膜效应开始发挥作用，直至最后阶段钢筋的悬链线机制破坏后，出现倒塌，该工况下的失效模式有典型的屈服线特征。

4) 相比于前两种工况，三边约 (下转第 31 页)

- [3]JI J, KOKUTSE N, GENET M, et al. Effect of spatial variation of tree root characteristics on slope stability. A case study on Black Locust (*Robinia pseudoacacia*) and Arborvitae (*Platycladus orientalis*) stands on the Loess Plateau, China[J]. *Catena*, 2012, 92(1): 139-154.
- [4]TEMGOUA A G T, KOKUTSE N K, KAVAZOVIC Z. Influence of forest stands and root morphologies on hillslope stability[J]. *Ecological Engineering*, 2016, 95: 622-634.
- [5]ZHU H, ZHANG L M, XIAO T, et al. Enhancement of slope stability by vegetation considering uncertainties in root distribution[J]. *Computers & Geotechnics*, 2017, 85: 84-89.
- [6]吕春娟, 陈丽华. 华北典型植被根系抗拉力学特性及其与主要化学成分关系 [J]. *农业工程学报*, 2013, 29(23): 69-78.
- [7]STOKES A, MATTHECK C. Variation of wood strength in tree roots[J]. *Journal of Experimental Botany*, 1996 47(5): 693-699.
- [8]汪万福, 武发思, 徐瑞红, 等. 基于探地雷达的树木根系空间分布及对土遗址影响 [J]. *中国沙漠*, 2015, 35(5): 1163-1170.
- [9]解明曙. 林木根系固坡土力学机制研究 [J]. *水土保持学报*, 1990(3): 7-14.
- [10]刘小光. 林木根系与土壤摩擦锚固性能研究 [D]. 北京: 北京林业大学, 2013.
- [11]WU T H, III M K, SWANSTON D N. Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1979, 16(1): 19-33.

(上接第26页)束梁板子结构的抗力增加了约68%,说明板边约束增强了结构的抗倒塌能力,但同时降低了结构的延性,其失效过程整体与无约束时相近,但横向梁先于双跨梁破坏,其原因可能是,增加的板边约束使得结构产生了非对称边界条件,造成失效柱横向移动,产生了较大的变形,最终导致结构在该方向失效。

参考文献:

- [1]QIAN K, LI B. Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures[J]. *Magazine of Concrete Research*, 2015, 67(7): 349-363.
- [2]QIAN K, LI B. Quantification of Slab Influences on the Dynamic Performance of RC Frames against Progressive Collapse[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2015, 29(1): 1-11.
- [3]DAT P X, HAI T K. Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures[J]. *Engineering Structures*, 2013, 55(4): 107-115.
- [4]DAT P X, KANG H T. Experimental study of beam-slab substructures subjected to a penultimate-internal column loss[J]. *Engineering Structures*, 2013, 55:2-15.
- [5]DAT P X, TAN K H. Experimental Response of Beam-Slab Substructures Subject to Penultimate-External Column Removal[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 141(7): 1-12.
- [6]齐宏拓, 李琪琳. 钢筋混凝土楼板抗连续倒塌性能数值模拟分析 [J]. *建筑结构*, 2010(S2): 358-364.
- [7]梁益, 陆新征, 李易, 等. 楼板对结构抗连续倒塌能力的影响 [J]. *四川建筑科学研究*, 2010, 36(2): 5-10.
- [8]GSA (2003), General Services Administration, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects[S].
- [9]Department of Defense (DoD). Design of buildings to resist progressive collapse[S].
- [10]British Standard B S. 8110-97, Structural use of concrete, Part 1, Code of practice for design and construction[S].