

高层连体结构连接体楼板有效刚度的研究与应用

李 立¹, 周立浪², 李楚舒¹, 扶长生²

(1 北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043; 2 上海长福工程结构设计事务所, 上海 200011)

摘要: 围绕高层连体结构中的连接体楼板受力及设计的相关问题进行讨论。以连接体楼板的变形特征作为切入点,应用损伤力学基本原理,对连接体楼板混凝土的损伤以及受损混凝土弹性模量劣化导致内力重分布效应进行了详细深入的研究。按唯像学理论,采用逆向思维的方式,提出建立分块刚性隔板的三维分析模型以及采用宏观的、半经验刚度折减系数把连接体弹性刚度折减为有效刚度进行等效弹性分析的实用分析方法,实现了连接体楼板混凝土与钢筋之间、连接体楼板与连接钢桁架之间的内力重分布。采用该研究成果及设计方法,可以改善由于盲目使用“零刚度”连接体楼板带来的施工困难等问题,进而提升此类结构设计的技术经济指标。

关键词: 高层连体结构; 连接体楼板; 刚度折减系数; 有效刚度; 应力重分布

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 1002-848X(2025)10-0034-11

[引用本文] 李立,周立浪,李楚舒,等. 高层连体结构连接体楼板有效刚度的研究与应用[J]. 建筑结构,2025,55(10):34-44. LI Li,ZHOU Lilang,LI Chushu,et al. Research and application on effective stiffness of connector floor slabs in high-rise connected structures[J]. Building Structure,2025,55(10):34-44.

Research and application on effective stiffness of connector floor slabs in high-rise connected structures

LI Li¹, ZHOU Lilang², LI Chushu¹, FU Changsheng²

(1 Beijing CIS Engineering Consulting Co., Ltd., Beijing 100043, China;

2 Shanghai Chinafu Structural Design Inc, Shanghai 200011, China)

Abstract: The discussion centers around the issues related to the force and design of the connector floor slabs in high-rise connected structures. Taking deformation characteristics of the connector floor slabs as a key point, the basic principles of damage mechanics were applied to conduct a detailed and in-depth study on the damage evolution in the connector floor slabs concrete and the resultant internal force redistribution effects caused by elastic modulus degradation of compromised concrete. Adopting the contrary thinking according to phenomenology, a practical analysis method is proposed, by using the equivalent elastic analysis of a 3D analysis model, in which each tower has its own rigid diaphragm and the elastic stiffness of the connector floor slabs is reduced to an effective stiffness by a macroscopic, semi-empirical stiffness reduction factor, to realize the stress redistribution between the concrete and reinforcement of the connecting slabs, as well as between the connector floor slabs and supporting steel gird. Adopting this research outcome and its design method can mitigate construction difficulties and other issues arising from the indiscriminate use of “zero stiffness” connector floor slabs, thereby improving the technical and economic indicators of this type of structural design.

Keywords: high-rise connected structure; connector floor slab; stiffness reduction factor; effective stiffness; stress redistribution

0 前言

按连接体的几何形状,可以把高层连体结构归纳为两大类型。一类为连接体层数较多、跨度较短的连体结构。从宏观概念上,此类连体结构的基本动力特性可以粗略地近似为巨型框架结构。连接体与主塔的连接层形成一个整体,相当于巨型框架梁,主体结构相当于巨型框架柱,两个典型的实例为北京中央电视台大楼和苏州东方之门^[1-2]。此类连体结构的连接体楼板(简称连接板)按规范规定

进行分析与设计,等同于主塔的楼板。另一类为连接体层数较少、进深较窄、跨度较长的连体结构,这是本文的主要研究对象,该类连接体的主要建筑功能为带或不带辅助功能、连接两端主塔的连接廊,外形宛如一座连接两端主塔的连接桥,如马来西亚双子塔^[3]。此类连体结构除连体层以外,连接体对主体结构的基本动力特性一般不会产生实质性的影响。连接体一般会采用钢桁架+混凝土连接楼板的结构形式,且连接板一般不满足刚性隔板的要求。在地

第一作者: 李立, 硕士, 高级工程师, 主要从事建筑结构抗震分析及工程有限元软件应用, Email: lili@cisec.cn。

通信作者: 扶长生, 硕士, 教授级高级工程师, 主要从事抗震理论研究和工程实践, Email: cfstruct@iCloud.com。

震作用下,连接体相当于一根具有水平弯曲、剪切、拉压性能的弹簧。在实际工程中,这是一种应用广泛、分析复杂的连体结构。对此类连体结构连接板的应力分布、开裂、裂缝分布、截面刚度劣化以及由此导致与连接钢桁架之间内力重分布等方面的学术研究较少,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)(2016 年版)对截面开裂导致刚度劣化的效应缺乏明确的指导意见。实际工程中往往会把连接板(有时包括与连接体同层、与连接体相邻的主塔楼板)设计为带水平钢桁架的楼板,并在分析模型中,指定为“零刚度”板,略去混凝土的全部贡献,造成技术、经济指标过差。

为不失问题的一般性,本文拟对上述连桥式高层连体结构混凝土连接板开裂后的有效刚度、内力重分布效应等理论问题以及对连接钢桁架构件设计的影响展开讨论,并使用典型算例进行详细说明。主体结构性能设计详见文献[4]。

1 混凝土结构的能量平衡和损伤演化

地震波通过土与结构基础接触界面向上传播,在有效持续时间段内不断地向结构输入能量^[5]。按热力学第一定律的能量守恒和第二定律的不可逆过程,结构的动能和内能不断增大,以耗散输入的能量,保持实时平衡。细观上,材料的熵值逐渐增大;宏观上,材料的力学性质,如强度、刚度、耗能能力等逐渐劣化。当结构的动能和内能基本不再继续增大时,处于一个相对平稳的高位平台。平台一直延伸至有效持续时间段末,系统和外界的能量处于最终平衡状态。若结构具有足够的强度、延性及耗能能力,性能水准符合目标性能的要求,就意味着结构能全部耗散地震波输入的能量,抵御预期地震作用的冲击,满足抗震设计的要求。

混凝土是多相复合材料,在硬化过程中,混凝土内部就具有了随机分布的微孔洞、微裂纹等初始缺陷或初始损伤。在受力过程中,损伤演化使微孔洞、微裂纹互相贯通发展成细观裂缝并逐渐变宽,刚度逐渐劣化。损伤演化的不可逆导致了应力-应变曲线的非线性行为。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(2015 年版)(简称混凝土规范)附录 C 给出的应力-应变曲线反映了损伤的演化对宏观特性的影响^[6]。

2 连接板的变形特征

在重力荷载作用下,钢筋混凝土连接板与连接钢桁架一起发生纵向整体弯曲变形。同时伴随横向钢梁附近的平面外局部波浪式弯曲变形。图 1(a)为其竖向整体弯曲变形示意图。

在地震作用下,弱连接板不仅发生自身质量产生的惯性力作用下的变形,还发生主体结构相对位移引起的变形。其主要的变形特征大致可分解为:1)自身惯性力导致的平面内水平弯曲变形;2)两端主体结构横向水平位移差导致的平面内剪切变形;3)主体结构对称转动导致的平面内弯曲变形;4)主体结构反对称转动导致的平面内双向弯曲变形;5)主体结构构件竖向位移差导致的平面外翘曲变形,如图 1(b)~(f)所示。复杂的变形导致弱连接板在重力荷载和地震的共同作用下产生大范围的裂缝。

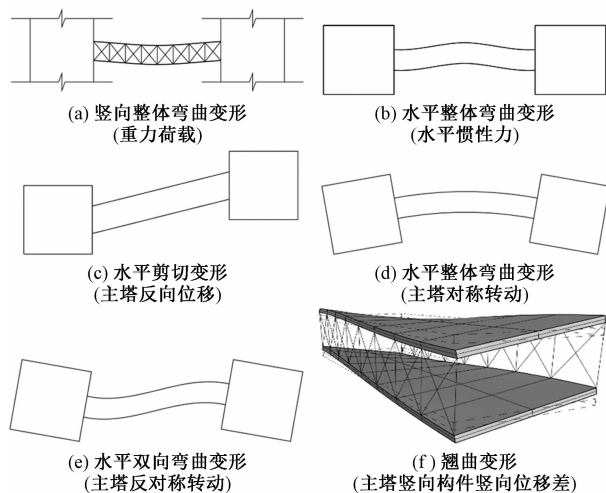


图 1 连接板变形分解示意图

3 截面的有效刚度

混凝土具有不对称的力学特性。在正常使用极限状态下,重力荷载将导致受弯构件的受拉侧外缘纤维开裂、产生竖向裂缝。在地震作用下,混凝土水平构件带裂缝工作也是必然的。

损伤力学使用损伤变量 d 评估材料的损伤程度,结合热力学第一定律和第二定律,对材料本构关系建立了一个更加完备的理论体系^[7-8]。但在确定性损伤力学的构架下,从细观上直接建立损伤与非线性变形之间的定量关系,确定损伤势的解析表达式等方面,尚需要在大量试验数据的基础上,从试验方法、理论和实践中,开展更进一步深入研究。

使用唯像学理论,通过试验的宏观现象建立一个半经验公式来定量反映混凝土的细观损伤效应,是混凝土结构理论中的一种常用方法。按损伤力学有效应力空间理论,在变形等效的假定下,受损材料的弹性模量 E_0 降低为有效弹性模量 \bar{E} ,即 $\bar{E} = (1 - d)E_0$ 。

按此原理,本文通过典型算例在重力荷载下的

非线性分析,研究了连接板开裂、刚度劣化引起的内力重分布效应,并在此基础上,参考国外规范^[9-12]的有关规定,半经验地估计截面刚度折减系数 R 的合理范围,把连接板的弹性刚度(包括弯曲、剪切和轴向刚度)折减为有效刚度,使用等效弹性分析来综合反映混凝土损伤、徐变以及开裂截面有效高度减小等效效应,实现连接板与钢桁架之间的内力重分布。

4 算例——连接体重力荷载分析

4.1 概况

本算例从工程实践中抽象得到,为由高塔、低塔、连接体组成的非对称连体结构。高塔结构高度为180m,共40层,低塔结构高度为117m,共26层,层高均为4.5m。在标高94.5m(21层顶)处设一层连廊,层高为4.5m,长度为64m,宽度为20m,连廊层平面简图、刚连接桥式连体结构三维模型分别如图2、3所示。本文加大了高低塔的不对称性以及连接体的长宽比,把连接体设置在较高楼层,且与主塔之间的连接设置为刚性连接,以增加连接板变形的复杂程度。主塔结构体系为钢筋混凝土框架-核心筒结构。表1为主塔首层构件几何尺寸,表2为钢连接桁架构件几何尺寸。混凝土板+钢梁连接板厚度为150mm,混凝土强度等级为C40,双层双向配筋HRB400, $\Phi 12@150$ 。

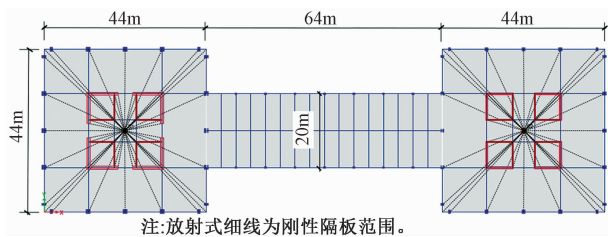


图2 连廊层平面简图

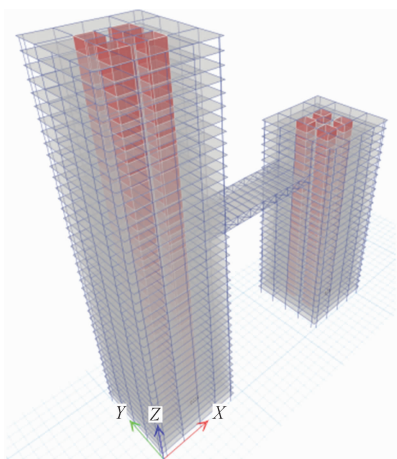


图3 刚连接桥式连体结构三维模型

表1 主塔首层构件几何尺寸/mm

构件类型	截面尺寸
外框梁(宽度×高度)	700×750(高塔),600×750(低塔)
楼面梁(宽度×高度)	500×650(高塔),500×650(低塔)
边框柱(宽度×高度)	1 250×1 250(高塔),1 000×1 000(低塔)
角柱(宽度×高度)	1 250×800(高塔),1 000×700(低塔)
筒体外墙厚度	800(高塔),700(低塔)
筒体内墙厚度	300
连梁高度(X向/Y向)	900/1 000(高塔),500/700(低塔)

注:1)与连廊相连的楼面梁为型钢混凝土梁,截面尺寸为800×650mm(宽度×高度);内嵌型钢H400×500×25×25,钢材牌号为Q355;柱、墙、梁混凝土强度等级均为C50。2)连梁宽度同墙宽,内、外墙的连梁高度相等;楼板厚度为120mm。

表2 钢连接桁架构件几何尺寸/mm

构件类型	截面尺寸	
两侧纵向桁架	上下弦杆(箱形截面)	650×400×20×30
	竖向腹杆(箱形截面)	500×400×38×38
	斜向腹杆(箱形截面)	500×400×38×38 400×400×38×38 400×400×18×18
横向钢梁	框架梁(箱形截面)	650×500×36×36
	次梁(H型钢)	400×400×21×21
纵向钢梁	框架梁(H型钢)	500×300×11×18

4.2 重力荷载分析——壳单元

对连体结构按1.0恒荷载+1.0活荷载的工况进行竖向加载,使用ETABS进行使用极限状态分析^[13]。采用壳单元模拟连接板以及与连接板相邻的主塔楼板,单元平面尺寸1m×1m,壳单元厚度与板厚相同。本算例21层连接板与连接钢桁架的下弦杆连接。下弦杆受拉使21层连接板的受拉损伤导致的刚度劣化最为严重,为设计控制构件。沿X向的纵向应力(S_{11})为设计控制应力。为简洁起见,以下仅分析21层连接板挠度、裂缝分布以及 S_{11} 的分布。详细的分析结果见文献[4]。

4.2.1 挠度分析

按BS EN 1992-1-1:2004^[14]进行连接板弹性挠度线性分析和考虑楼板截面开裂效应的开裂挠度非线性分析。非线性分析中,程序自动计入截面开裂、刚度劣化引起的内力重分布效应。作为对比,图4、5分别为弹性挠度、开裂挠度分布图,由图可知弹性最大挠度为152mm,开裂最大挠度为168mm,约为弹性挠度的1.1倍。挠跨比为1/383,满足设计要求。

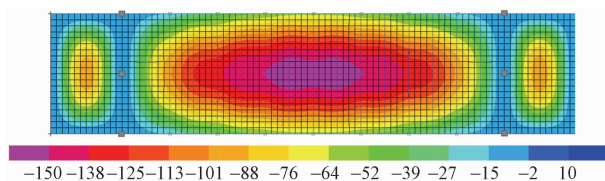


图4 弹性挠度分布图/mm

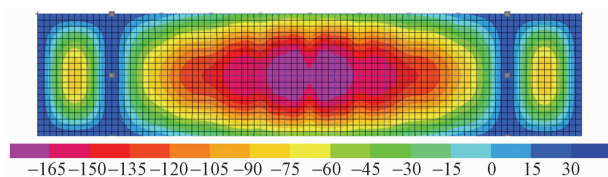


图 5 开裂挠度分布图/mm

4.2.2 裂缝分析

图 6 为 21 层连接板的裂缝分布图。连接板前后两侧受到钢桁架下弦杆拉应力的作用,与预期相同,板底是裂缝发生的密集区域。由图 6 可知,弥散裂缝几乎发展到整个板底,中部区域最大裂缝宽度约为 0.2mm。跨中横向钢梁上方的板顶由于发生局部弯曲,出现了 0.1~0.2mm 的裂缝,但均满足设计要求。柱边板应力集中的单元属于框架梁的翼缘部分,将会得到梁翼缘配筋的加强。

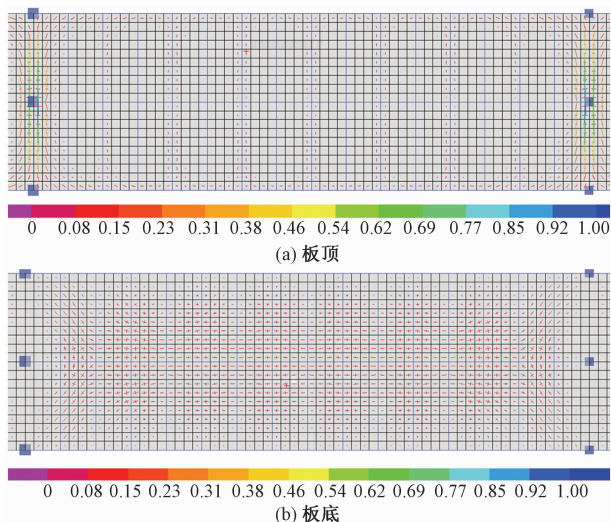


图 6 21 层连接板裂缝分布/mm

4.3 重力荷载分析——实体单元 (CDP 模型)

本文使用 ABAQUS 的塑性损伤模型 (CDP)^[15],对在重力荷载作用下连接板的损伤、刚度折减以及内力重分布等方面进行更深入、详细的分析和研究。在损伤模型的非线性分析中,混凝土应力-应变曲线,按混凝土规范附录 C 执行。考虑到混凝土的损伤特征,把损伤演化参数调整为弹塑性损伤变量^[16],且考虑到混凝土开裂后各向异性的特性,把混凝土规范定义的损伤演化参数调整为按余能等效原理的损伤变量^[17-18]。

4.3.1 模型简况

使用杆单元 T3D2 模拟钢筋,与混凝土实体单元 C3D8R(单元尺寸 0.5m×0.5m,0.05m 厚)嵌入连接,不考虑滑移。计算挠度时,考虑钢筋的贡献。模型总单元数为 233 824 个。

4.3.2 挠度分析

图 7 为 21 层连接板的挠度分布图。连接板的挠度分布形态与 ETABS 的计算结果相似,在连接板的中点附近出现最大挠度,弹性分析最大值为 138mm,非线性分析最大值为 151mm,约为弹性分析的 1.09 倍。与 ETABS 的计算结果相比,挠度最大值相差约 9%,在可接受的范围之内。其原因有分析模型不同、单元类型不同、钢筋对刚度贡献的处理方式不同以及二者之间算法不同等。

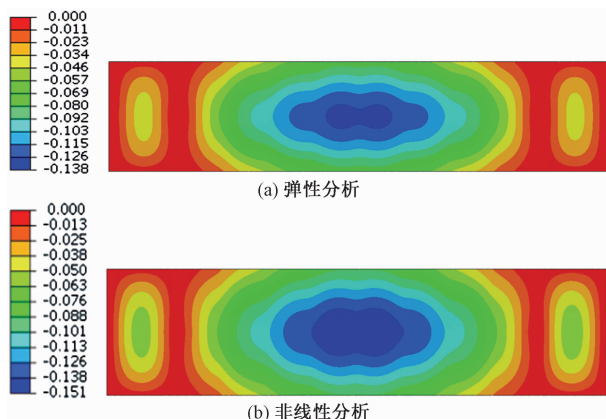


图 7 21 层连接板挠度分布图/m

4.3.3 混凝土损伤分析

图 8 为 21 层连接板上、下曲面的受拉损伤分布图。由图可知:钢桁架下弦杆受拉的特征导致受拉损伤主要发生在 21 层连接板的下曲面;除横向钢梁处附近等个别区域损伤变量 $d^+ \approx 0.97$ 以外,大部分区域受拉损伤变量 $d^+ \approx 0.6$ 。分析还表明,其跨中区域的中曲面也出现不同程度的受拉损伤。

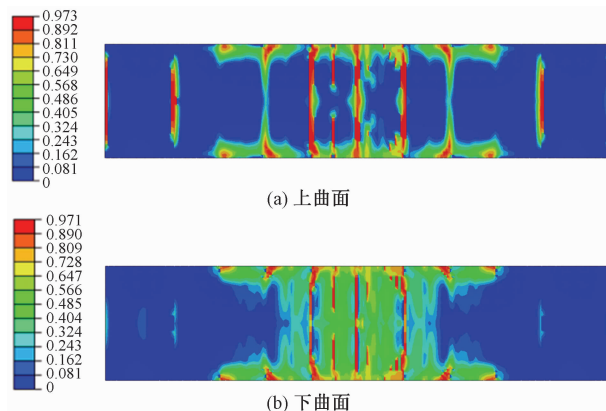


图 8 21 层连接板混凝土的受拉损伤分布

4.3.4 应力分析

图 9、10 分别为 21 层连接板下曲面混凝土、板底钢筋的弹性分析和非线性分析应力 S_{11} 分布。由

图可知:受拉损伤导致下曲面混凝土应力大幅度下降,钢筋应力大幅度上升;跨中区域的下曲面混凝土拉应力水平从约4~7MPa、局部10MPa下降至约2.4MPa;板底钢筋拉应力水平从约37MPa上升至约100MPa,混凝土开裂截面的拉应力转移至的钢筋,发生了显著的内力重分布。

图11为钢桁架的应力分布。混凝土受拉损伤严重,刚度劣化。楼板的内力流向钢桁架,发生了明显的内力重分布。由图11可以看出,下弦杆的拉应力水平从40~90MPa上升至130MPa左右。

4.3.5 重力荷载作用下的等效弹性分析

弹性挠度和开裂挠度分布一致,表明可以使用

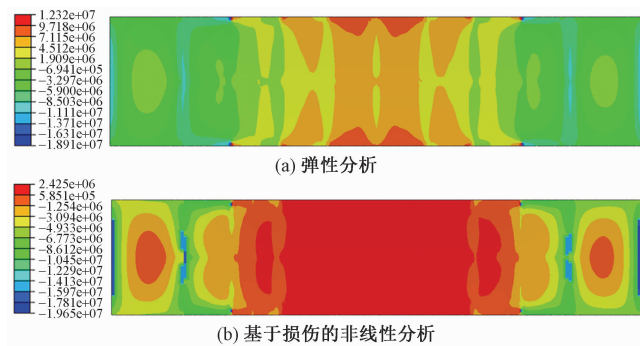


图9 21层连接板下曲面混凝土应力 S_{11} 分布/(N/mm^2)

最大挠度相等作为等效条件,估计刚度折减系数,把连接板的弹性刚度折减为等效刚度,对挠度进行等效弹性分析。对于本算例,取损伤混凝土有效弹性模量 $\bar{E} = 0.65E_0$ (即 $R = 0.65$) 进行等效弹性分析。图12~14分别为混凝土、板底钢筋、钢桁架的等效弹性分析与非线性分析应力的对比。分析结果表明,按最大挠度等效的等效弹性分析并不能有效地模拟断面开裂处的混凝土和钢筋之间的内力重分布,钢筋应力分布更接近于弹性分析。然而,等效弹性分析可以基本反映出连接板和钢桁架之间的内力重分布效应,钢桁架的应力分布更接近于非线性分析。

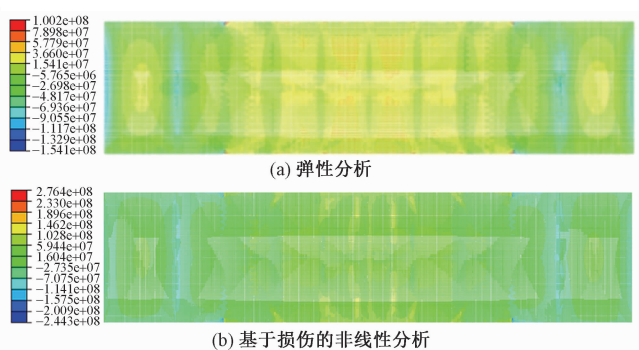


图10 21层连接板板底钢筋应力分布/(N/mm^2)

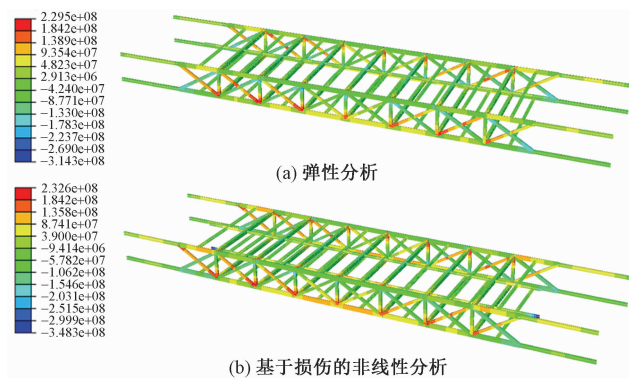


图11 钢桁架应力分布图/(N/mm^2)

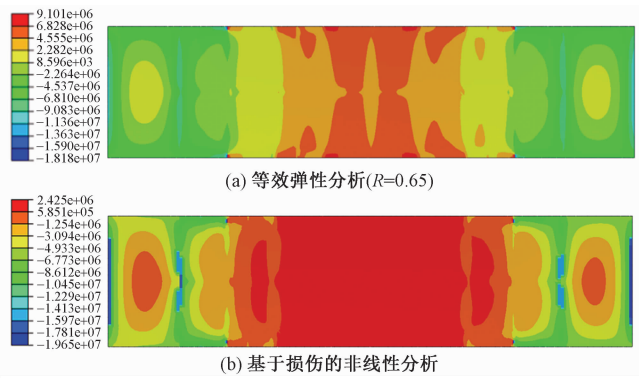


图12 21层连接板混凝土下曲面应力 S_{11} /(N/mm^2)

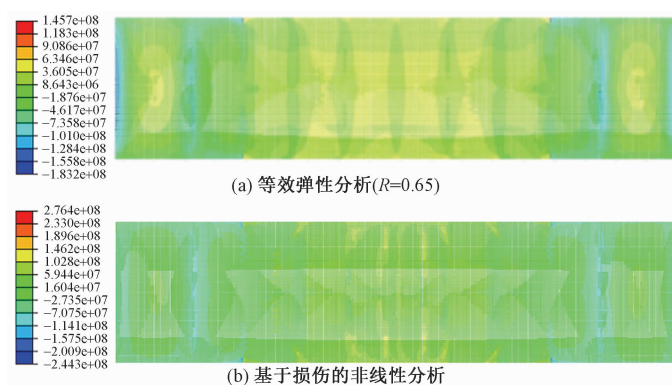


图13 21层连接板板底钢筋应力 S_{11} /(N/mm^2)

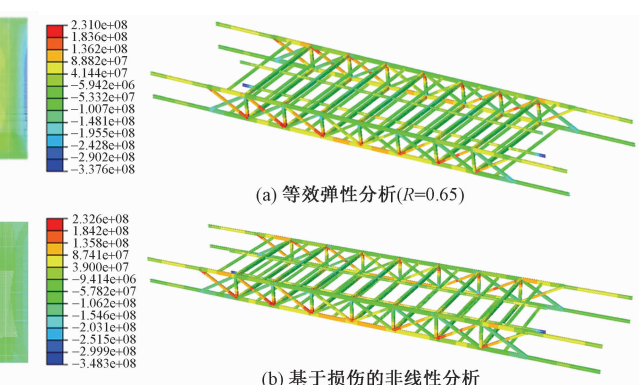


图14 钢桁架应力对比分析/(N/mm^2)

表 3 部分规范水平构件有效刚度的推荐值

规范/导则 编号	构件 类型	小震			中震			大震		
		轴向 刚度	弯曲 刚度	剪切 刚度	轴向 刚度	弯曲 刚度	剪切 刚度	轴向 刚度	弯曲 刚度	剪切 刚度
ACI 318-08	梁	—	—	—	$1.0EA_g$	$0.35EI_g$	$0.4EA_g$	—	—	—
	平板	—	—	—	$1.0EA_g$	$0.25EI_g$	$0.4EA_g$	—	—	—
PEER/TBI	梁	$1.0EA_g$	$0.5EI_g$	$0.4EA_g$	—	—	—	$1.0EA_g$	$0.3EI_g^{(1)}$	$0.4EA_g$
NZS 3101	梁	—	$(0.4 \sim 1.0)EI_g^{(2)}$	—	—	—	—	—	$(0.32 \sim 0.4)EI_g^{(3)}$	—
EC-8:2004	梁	—	—	—	$1.0EA_g$	$0.5EI_g$	$0.5GA_g$	—	—	—

注:1)PEER/TBI表4.3附注1,对于墙体,若采用纤维截面模拟墙体,若软件等自动计入截面开裂对刚度影响时,不需要进行人为的刚度折减;2)NZS 3101规定小震时,延性结构有效弯曲刚度为 $0.4EI_g$,有限延性结构有效弯曲刚度为 $0.7EI_g$,名义延性结构有效弯曲刚度为 $1.0EI_g$;3)NZS 3101表C6.6规定,大震时,HRB500钢筋有效弯曲刚度为 $0.32EI_g$,HRB400钢筋有效弯曲刚度为 $0.4EI_g$ 。

5 连接板刚度折减系数

5.1 国外规范的有关规定

从第4节的重力荷载分析可以看出,把连接板的弹性刚度折减为有效刚度是必要且合理的,使用等效弹性的实用分析方法原则上可行。但是,刚度折减系数的取值是半经验的,需要对其合理的取值范围进行深入研究和论证。

国外大部分规范或导则中,使用反应谱法进行抗震分析时,形成了使用钢筋混凝土构件有效截面刚度进行等效弹性分析的共识,以计入混凝土的强度软化、截面受拉开裂后的刚度劣化、徐变等效应。此外,规范或导则对不同类型的钢筋混凝土构件,按其受力特性推荐了不同的刚度折减系数。例如,美国混凝土结构设计规范 ACI 318-08 第 10.10.4.1 条规定,按中震设防时,梁的有效刚度取 $0.35EI_g$,平板的有效刚度取 $0.25EI_g$,柱的有效刚度取 $0.7EI_g$,剪力墙的有效刚度取 $0.7EI_g$ (不开裂)或 $0.35EI_g$ (开裂)。表 3 为美国混凝土结构设计规范 ACI 318-08 第 10.10.4.1 条、美国太平洋地震研究中心高层建筑基于性能的抗震设计导则 PEER/TBI 表 4.3、新西兰混凝土结构设计规范 NZS 3101:2006 表 C6.6 以及欧洲抗震设计规范 EC 8:2004 第 4.3.1 条第 7 款对水平构件有效刚度的推荐值^[9-12]。

若按 NZS 3101 规定的有限延性结构、HRB500 钢筋作为样本,表 3 所列的弯曲刚度折减系数的取值范围见表 4。

表 4 部分规范水平构件弯曲刚度折减系数的取值范围

构件类型	小震	中震	大震
梁	$R = 0.5 \sim 0.7$	$R = 0.35 \sim 0.5$	$R = 0.3 \sim 0.32$
板	—	$R = 0.25$	—

5.2 本文推荐的折减系数取值

表 3 中,除了 EC 8:2004 以外,其他规范或导则仅把弹性弯曲刚度折减为有效弯曲刚度,其逻辑重点是,按不同类型混凝土构件的力学特性、截面开裂的严重程度和延性能力,赋予不同的有效刚度,

实现结构体系的内力重分布,使等效弹性分析结果接近结构的非线性行为,贯彻能力设计思想。

本文推荐截面刚度折减系数取值的逻辑如下:

1)遵循连续介质损伤力学的有限空间理论,在变形等效的假定下,受损材料的弹性模量降低为有效弹性模量 $\bar{E} = (1 - d)E_0$,对连接板的弯曲刚度、剪切刚度、轴向刚度全面折减,采用统一的刚度折减系数。2)使用极限状态,荷载取标准组合值,即 1.0 恒荷载+1.0 活荷载。3)强度极限状态,荷载为基本组合值,即 1.3 恒荷载+1.5 活荷载+1.3 地震作用。混凝土非线性行为和开裂对截面刚度的影响大于使用极限状态,强度和延性极限状态抗震设计的刚度折减系数小于使用极限状态。文献[19]表明,钢筋混凝土构件的剪切能力不完全取决于混凝土的材料性能,而是受骨料咬合力、纵向钢筋的暗销力、受压区混凝土的剪切传递、受拉区裂缝间混凝土块的作用和拱作用等综合影响。在裂缝开展后,剪切引起的压力由混凝土斜压杆承担,拉力将由钢筋(或箍筋)承担。因此,混凝土的剪切能力主要取决于纵横两个方向上的配筋率。尽管这个观点的角度与损伤理论有所不同,但结论相同,即混凝土的剪切刚度应予以折减。4)弹性模量的折减导致轴向刚度 EA 折减是显而易见的。

按上述逻辑,本文主要参考了美国混凝土结构设计规范 ACI 318-08 第 10.10.4.1 条的有关规定,推荐连接板的刚度折减系数 R 取值范围如下:1)重力荷载作用(使用极限状态):刚度不予折减,取 $R = 1$ 。但需要使用欧洲混凝土结构设计规范 EC 2-2004 的半经验公式估计构件的裂缝分布间距、宽度以及开裂构件的平均弯曲刚度来计算挠度^[14],软件将自动考虑截面开裂引起的内力重分布。2)小震作用(强度极限状态)下反应谱或弹性时程分析时,刚度折减系数 R 取值范围为 $0.25 \sim 0.35$,适用于弯曲刚度、剪切刚度和轴向刚度。3)大震作用(延性极限状态)下非线性分析时,输入混

混凝土非线性本构方程。只有当软件能自动计入混凝土受压的非线性效应,受拉开裂对截面刚度的影响以及内力重分布效应才可不必人为地折减刚度。在确认软件具有此方面的功能以前,本文推荐刚度折减系数的取值范围与小震分析相同,即 $R = 0.25 \sim 0.35$,以反映混凝土连接板和钢连接桁架之间的内力重分布效应。结构工程师可以按工程的实际情况,予以适当调整。

6 算例——连接体抗震分析

按连接板的变形特征,使用 ETABS 建立分块刚性三维模型进行抗震分析^[13]。设防烈度 8 度,设计分组为第一组,抗震设防类别为乙类,场地类别为 II 类,特征周期为 0.35s。

主塔框架柱、梁的抗震等级为一级;核心筒墙体的抗震等级为特一级。连接体钢结构的抗震等级为二级。

6.1 自由振动分析

表 5 为连体结构前四阶的自振周期和振型方向。连体结构的第四、第七、第十阶为以扭转为主的振型。其中, $T_4/T_1 = 0.42$ 。

表 5 周期及振型

阶数	第一阶	第二阶	第三阶	第四阶
周期/s	4.21(Y向)	4.17(X向)	3.09(Y向)	1.75(扭转)

6.2 抗震分析

为了减轻分析及整理工作量,仅取一条美国加利福尼亚 1933 年 3 月 10 日长滩地震 CMD BLDG. VERNON 台站记录波作为输入地震波进行时程分析。该地震波的震级 6.4MW,为走滑型断层,震源深度 10km,主方向加速度峰值 $PGA = 151\text{gal}$,次方向加速度峰值 $PGA = 125\text{gal}$ 。按新西兰抗震规范 NZS 1170.5:2004 的规定,在感兴趣周期段 $T_{\text{range}} = 0.3T_1 \sim 1.4T_1$ 的范围内,所选取地震波应满足反应谱曲线与目标设计谱曲线的相似性,且谱值均不小于设计谱^[20]。经试算,取调幅系数 $k = 1.07$,即加速度峰值按对应的设防烈度调整为其 1.07 倍。例如,大震分析时,8 度设防区的主方向加速度峰值调整为 $PGA = 428\text{gal}$,在感兴趣周期段,反应谱的谱值均大于设计目标谱。

本算例按 Y 向+Z 向(Z 向为竖向地震作用,PGA 取 Y 向的 65%)与 X 向+Z 向的两组地震组合,分两次输入地震作用,取连接板刚度折减系数 $R = 0.35$,进行大震非线性时程分析,分别计算水平剪切变形和水平轴向变形,以考察连接板在地震作用下的主要变形成分。

6.2.1 水平剪切变形

图 15 为输入 Y 向+Z 向地震组合作用下,计算得到的连接板两端 Y 向水平位移及位移差的大震时程曲线。最大位移差达 185mm,发生在 8.12s。

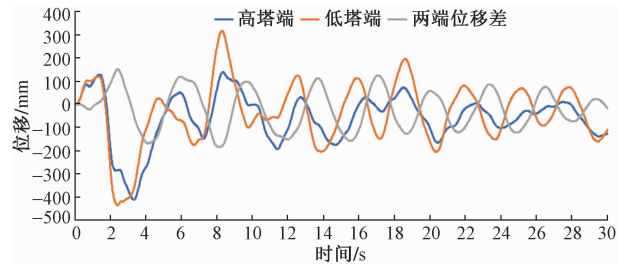


图 15 连接板两端 Y 向水平位移及位移差的大震时程曲线

显然,图 15 中计入了连接板综合变形的分析结果。为了估计图 1(c)所示的水平剪切变形对总位移差的贡献,在三维分析模型的基础上,约束沿 X 轴平动和绕 Z 轴转动的自由度,对二维模型进行大震非线性时程补充分析。此时,在 Y 向+Z 向大震组合作用下,连接板 Y 向水平剪切位移差时程曲线如图 16 所示。最大水平剪切位移为 114mm,约占综合位移的 62%。

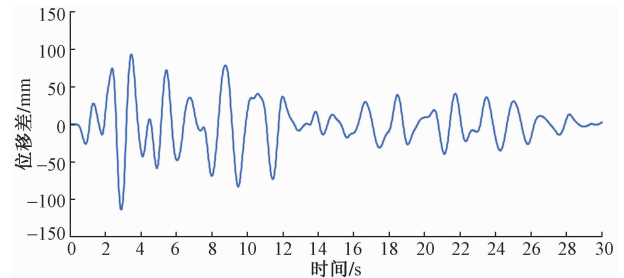


图 16 连接板 Y 向水平剪切位移差时程曲线

6.2.2 轴向拉压变形

图 17 为 X 向+Z 向地震组合作用下,连接板两端 X 向水平位移及位移差时程曲线。在连接板的协同作用下,高塔和低塔端的连体层发生沿 X 向的同向位移。连接板二端的最大轴向位移差为 -26.4mm (时间 $t = 8.7\text{s}$) 和 $+25.7\text{mm}$ (时间 $t = 2.6\text{s}$)。也就是说,轴向变形仅为剪切变形的 23% 左右。此外,连接板瞬间最大构件平均拉应变 ε 约 4×10^{-4} ,大于 C40 混凝土对应的拉应力峰值的拉应变 $\varepsilon_t = 0.74 \times 10^{-4}$ 。说明在 X 向+Z 向的大震与重力荷载的共同作用下,连接板将瞬间出现贯通截面的细微垂直裂缝。但图 17 位移差时程曲线表明,出现垂直裂缝的时间段占地震波有效持续时间段的比例有限。因此可以认为:X 向的轴向变形为连接板的次要变形,其对连接板损伤引起的刚度折减有所影响,但程度有限。

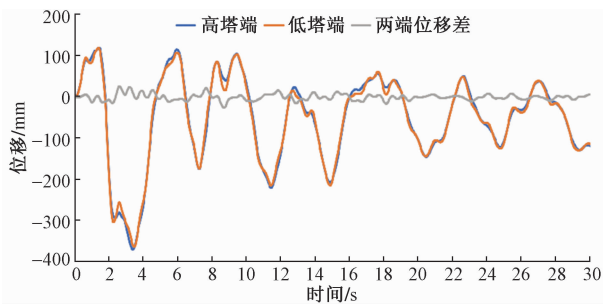


图 17 连接板两端 X 向水平位移及位移差时程曲线

上述分析结果表明,连接板在地震作用下的变形主要由水平整体弯曲和水平剪切变形两部分组成。需要指出的是,反应谱没有相位的概念,因此有可能低估连接板由两端位移差产生的变形,建议采用小震弹性时程分析的变形和内力来进行连接板的配筋设计。

本算例略去次要影响,在 Y 向+Z 向地震组合下,取连接板刚度折减系数 $R = 0.35$ 进行小震反应谱分析、小震弹性时程分析与大震非线性时程分析。

6.2.3 连接板钢筋应力分析

图 18 为在 Y 向+Z 向地震组合下,连接板刚度折减系数 $R = 0.35$ 时的小震弹性时程分析 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应设计值分布,图 19 为对应的大震非线性时程分析 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应标准值分布。由图 18、19 可得,小震和大震的钢筋应力最大值没有发生实质性的变化,但非线性分析最大值的分布范围有明显扩大,这是典型的混凝土损伤导致的内力重分布效应。经验算,连接板双层双向配筋 $\Phi 12@150$ 能满足小震弹性和大震不屈服的性能水准。

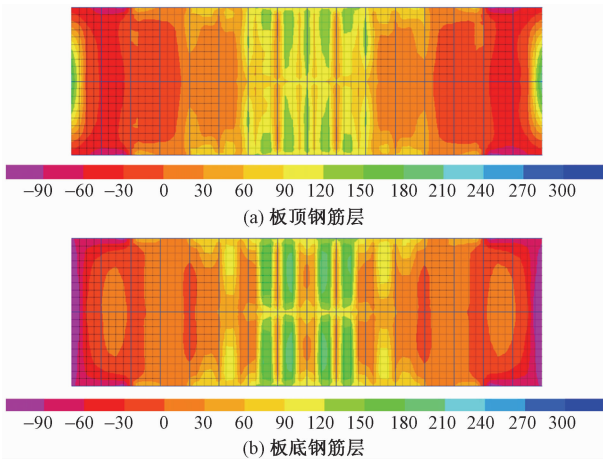


图 18 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应设计值分布/MPa

6.2.4 钢连接桁架应力比

图 20、21 分别为连接板刚度折减系数 $R = 0.35$ 时钢连接桁架 21 层结构平面钢构件小震 CQC 分

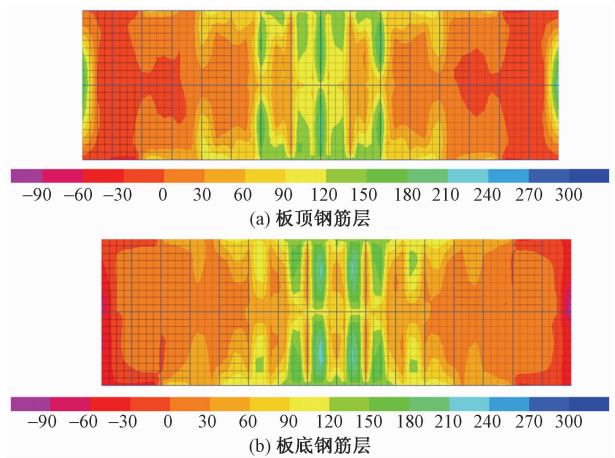


图 19 21 层连接板钢筋层应力 S_{11} 组合效应标准值分布/MPa

析、大震非线性分析的应力比。图 20、21 表明,钢连接桁架的钢构件小震时正截面应力比均小于 1.0,性能水准为无损坏,满足预期的小震不坏的性能水准;其大震时正截面应力比也均 ≤ 1.0 ,满足预期大震不屈服的性能水准。

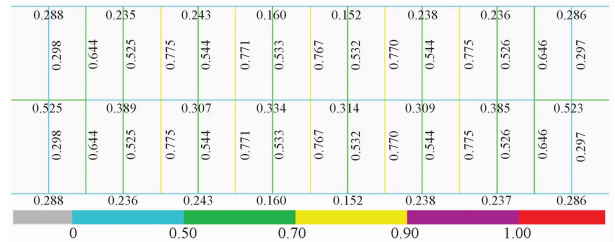


图 20 21 层平面钢构件小震 CQC 分析应力比 ($R = 0.35$)

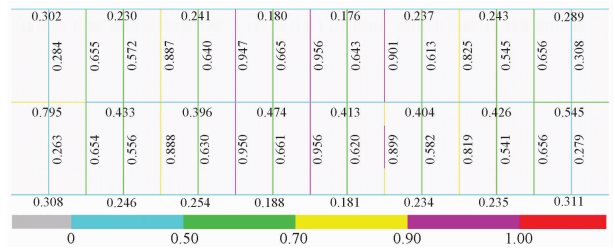


图 21 21 层平面钢构件大震非线性分析应力比 ($R = 0.35$)

6.2.5 内力重分布效应

作为比较,分别取不同的刚度折减系数 R 进行小震 CQC 分析和大震非线性分析。为了清晰反映内力重分布对钢构件应力比的影响,大震非线性分析中,在大震非线性分析模型中未指定水平弯矩 M_2 发生塑性铰。图 22、23 分别为 $R = 0$ (零刚度板) 小震、大震作用下 21 层平面钢构件的应力比。图 24 为连接桁架高塔端(左端)边跨钢构件应力比-刚度折减系数的关系曲线。

图 20~24 表明,当完全不计混凝土对刚度的贡献,即刚度折减系数 $R = 0$ 时,内力重分布效应直接影响钢构件的应力比,其中,上、下弦杆和纵横方向

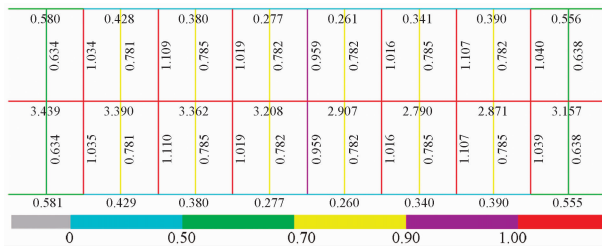
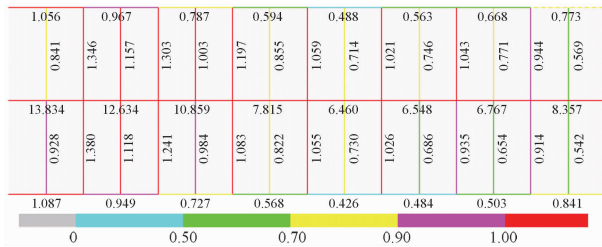
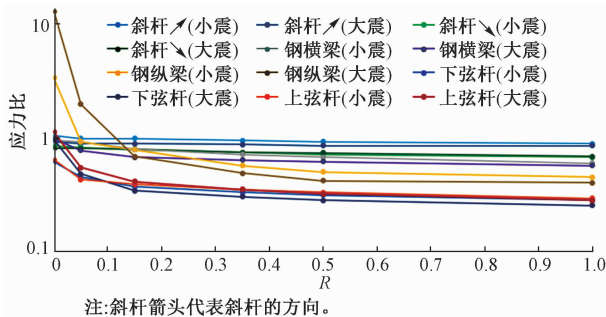
图 22 21 层平面钢构件小震 CQC 分析应力比 ($R=0$)图 23 21 层平面钢构件大震非线性分析应力比 ($R=0$)

图 24 左端边跨钢构件应力比-刚度折减系数关系曲线

的钢梁,应力比大于 1。图 24 更加清晰地显示了二者之间的关系。当 $R=0.5 \sim 1$ 时,随着 R 的减小,钢构件应力比的上升并不明显;当 $R=0.35 \sim 0.5$ 时,应力比开始缓慢上升;当 $R=0.15 \sim 0.35$ 时,纵向钢梁与上、下弦杆应力比的上升速率有所加快,但仍处于稳定状态;当 $R=0.05 \sim 0.15$ 时,纵向钢梁与上、下弦杆的应力比快速上升,且纵向钢梁已处于失稳的前兆;当 R 接近于 0 时,由桁架弦杆与纵横向钢梁组成的水平钢结构体系刚度陡然下降,演变为一个水平的几何可变体系。在两端主体结构相对运动的过程中,由几个 $8\text{m} \times 20\text{m}$ 矩形构成的水平桁架变形为不规则的四边形。钢弦杆、纵横钢梁处于竖向弯矩 M_3 、水平弯矩 M_2 、剪、扭的复杂应力状态。由于大震时水平弯矩 M_2 陡然增大, M_3 与 M_2 联合效应得到的应力比出现大幅度的增高,尤其是纵向钢梁出现了跳跃式的应力比奇异高点,打破了常规方案纵横钢梁+混凝土板的合理性。也就是说,若按零刚度板模型,完全不计混凝土贡献,必须增设水平钢斜杆形成水平钢桁架才能满足几何不变形体系的设计要求,这将大幅度地增加用钢量和

施工难度,因此有必要反思零刚度板模型的合理性。按本算例的分析结果,推荐刚度折减系数 $R=0.25 \sim 0.35$,此时处于应力比的稳定上升的阶段,能有效反映内力重分布效应,且与国外规范基本协调。

7 算例——刚性连接节点安全性论证

7.1 小震反应谱分析

按规范进行 8 度设防小震反应谱分析,连接板刚度折减系数取 $R=0.35$ 。表 6 为连体结构的主要指标,满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)的有关规定,并按此规范对结构进行截面设计。

表 6 连体结构的主要指标

指标		X 向	Y 向
最大层间位移角		1/572	1/588
临界屈曲因子		18.52	19.32
底部剪重比		2.7%	2.5%
外框柱底部剪力分担比		4.5%	4.5%
扭转位移比	高塔	底层	—
		连体层	—
	低塔	底层	—
		连体层	—

图 25 为典型刚性连接节点(21 层左端)构造示意图。图中,紫色为钢筋混凝土的外框梁,绿色为钢构件,柱和混凝土梁内埋设钢骨。桁架弦杆伸入主塔的框架柱内,与柱左侧主塔框架型钢混凝土梁的工字形钢骨连接。按构造要求,在连体层框架柱中间设置钢竖杆,且上下各延伸一层。竖杆的一侧与斜杆、上下弦杆形成钢桁架节点,另一侧与主塔框架型钢梁内置工字形钢骨连接。

图 26 为连接部位柱端、桁架端与主塔型钢混凝土梁端连接部位小震设计弯矩示意图。图 26 中,弯矩值为小震 CQC 法组合得到的最大弯矩设计值。经验算,弦杆和型钢梁均未屈服。图 27 为框架柱 21 层截面处的轴力 P -弯矩 M 屈服面,深蓝色的点为小震设计弯矩的 CQC 法组合内力设计值,紫色线约为控制弯矩方向上 P - M 剖面与屈服面的交线,即屈服线。由图 27 可知,框架柱端部指定塑性铰区(构件的特征截面)处于弹性状态。钢构件、型钢梁与框架柱均能有效传递弯矩。此外,按混凝土规范第 11.6 节的规定,对节点核心区进行了剪切验算,节点核心区的剪力满足混凝土规范式(11.6.3)的截面限制条件和混凝土规范式(11.6.4)的剪切承载力的要求。上述分析结果表明,本算例刚性连接节点能有效传递弯矩,满足小震不坏的强度极限状态的设计要求。



图 25 高塔端刚性连接节点构造示意图

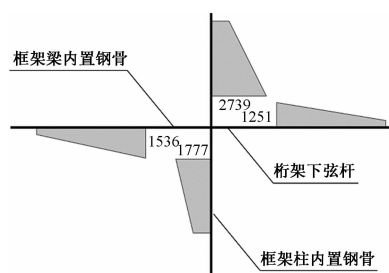


图 26 连接部位小震设计弯矩示意图/(kN·m)

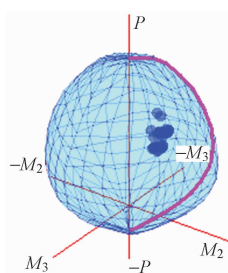


图 27 小震 P - M 屈服面和内力设计值

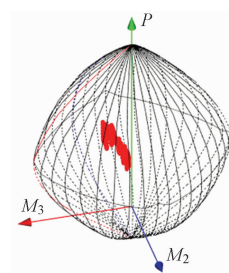


图 28 大震 P - M 屈服面和弯矩标准值

7.2 大震非线性分析

地震波主方向的加速度峰值调整至 $PGA = 400 \times 1.07 = 428\text{gal}$, 次方向的加速度峰值调整至 $PGA = 354\text{gal}$, 并取刚度折减系数 $R = 0.35$, 把主方向地震波分别沿 Y 向 (90°) 和 X 向 (0°) 输入, 进行三向 (X 向、 Y 向、 Z 向) 大震非线性时程分析。图 28 为框架柱 21 层截面的 P - M 屈服面, 图中红色表示大震非线性分析的弯矩历程轨迹, 表明框架柱端部特征截面在大震作用下远未屈服。连体结构 (含连接体) 中梁、柱、核心筒墙体的性能水准见图 29。图 29 表明, 连梁、框架梁出现塑性铰, 其弯曲性能水准为轻微损坏 (IO)。框架柱以及核心筒墙体的性能水准均为无损坏 (OP), 连接体与主结构框架柱的连接节点的性能水准为无损坏 (OP)。钢桁架上下弦杆、交叉斜杆以及纵横钢梁均未出现塑性铰, 性能水准为无损坏 (OP)。所有构件剪切性能均为弹性。表明了连接体与主体结构连接节点的性能水准高于作为延性耗能构件的主体结构连梁和框架梁, 在预期的罕遇地震作用下, 尚能确保弯矩的传递, 验证了本算例刚性连接节点的抗震安全性。

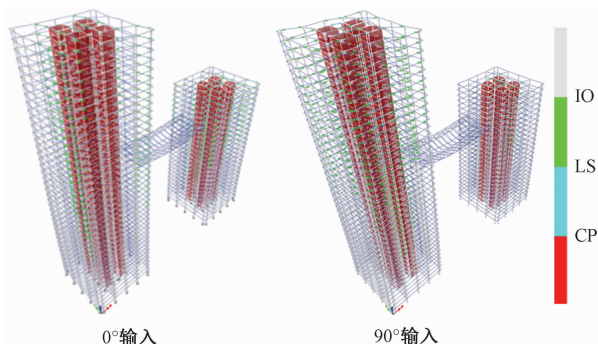


图 29 梁、柱、核心筒墙体的性能状态

8 结论

本文应用损伤力学基本理论, 对钢筋混凝土连接板的变形特征以及损伤导致的内力重分布效应进行了深入的理论研究。按唯象学理论, 采用逆向思维的方式, 使用宏观的刚度折减系数把连接板弹

性刚度 (包括弯曲、剪切、轴向刚度) 折减为有效刚度, 并针对连桥式高层连体结构的钢筋混凝土连接板, 提出了计入混凝土损伤效应的实用分析方法, 主要结论如下。

(1) 由于混凝土受弯构件带裂缝工作, 计入混凝土受损导致内力重分布的最佳方法是非线性时程分析方法。但本文提出的实用分析法, 通过合理的刚度折减系数, 把弹性刚度折减为有效刚度进行等效弹性分析也能基本实现内力重分布效应, 且简单、直观。

(2) 考虑到混凝土拉、压不对称的受力特性叠加连接板变形的复杂性, 建议连接板刚度折减系数 R 的取值范围为 $0.25 \sim 0.35$, 且按损伤理论, 对连接板的弯曲刚度、剪切刚度以及轴向刚度进行全面折减。刚度折减系数为半经验系数, 结构工程师可以按工程的实际情况, 对本文建议的刚度折减系数取值范围予以适当调整。

(3) 连桥式连接板的变形与受力特征是混凝土楼板与钢弦杆共同工作的结果。结构工程师应重视栓钉的设计。除了满足规范的构造要求以外, 建议按连接板下曲面混凝土拉应力 S_{11} 进行栓钉的剪切验算。

(4) 本文算例加大了高低塔的不对称以及连接体的长宽比, 把连接体设置在较高楼层, 以增加连接板变形的复杂程度; 且把连接体与主塔的连接之间设为刚性连接, 进一步增加设计难度。分析表明, 经合理设计, 连接体与主体框架柱的刚性连接节点核心区满足设计要求, 节点能有效地传递弯矩, 达到预期的目标性能。

(5) 当前使用“零刚度”板模型, 完全不考虑混凝土贡献的设计方法是有待改进, 不能片面追求安全而采取楼板+水平桁架的结构方案, 导致施工困难、技术经济指标较差。

(6) 本文提出刚度折减的概念是针对连接板的, 但混凝土受力性能具有不对称性, 受拉截面纤

维开裂以及混凝土不可逆的损伤演化引起弹性模量劣化的规律是普遍的。因此,有必要对我国抗震规范按弹性刚度分析钢筋混凝土结构的理论框架展开深入讨论。

致谢:有关重力荷载作用下钢筋混凝土连接板损伤分析的内容,由同济大学任晓非教授的研究团队完成,在此表示感谢。

参 考 文 献

- [1] 汪大绥,姜文伟,包联进,等.中央电视台(CCTV)新主楼的结构设计及关键技术[J].建筑结构,2007,37(5):1-7.
- [2] 严敏,李立树,芮明倬,等.苏州东方之门刚性连体超高层结构设计[J].建筑结构,2012,42(5):34-37,18.
- [3] MOHAMAD H, TONG S. The petronas twin towers, Malaysia[J]. Structural Engineering International, 1997, 7(3):153-156.
- [4] 上海长福工程结构设计事务所,北京筑信达工程咨询有限公司.弱刚接连体结构的分析与设计报告[R].中国科学院科技论文预发布平台. Doi: 10. 12074/202311. 00048V1, 2023.
- [5] 扶长生. 抗震工程学——理论与实践[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2013.
- [6] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 2015年版. 北京:中国建筑工业出版社, 2015.
- [7] KRAJGINOVIC D, FONSEKA G U. The continuous damage theory of brittle materials, part 1: general theory [J]. Journal of Applied Mechanics, 1981, 48(4): 809-815.
- [8] 李杰,任晓丹. 混凝土静力与动力损伤本构模型研究进展述评[J]. 力学进展, 2010, 40(3): 284-297.
- [9] Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-08 [S]. Farmington Hills, MI: ACI (American Concrete Institute), 2008.
- [10] PEER/TBI. Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings[R]. Version 2. 03. PEER Report No. 2017/06, 2017.
- [11] Concrete structures standard part 2; the design of concrete structures: NZS 3101: 2006 [S]. Wellington, New Zealand: NZS (New Zealand Council of Standards), 2006.
- [12] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings: EN 1998-1-1: 2004 [S]. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2004.
- [13] CSI. ETABS Users Manual[M]. Berkeley: Computer & Structures, 1999.
- [14] Eurocode 2: design of concrete structures, part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1: 2004 [S]. Brussels, Belgium: CEN (European Committee for Standardization), 2004.
- [15] ABAQUS. Theory manual, V6. 10[M]. Providence, RI, USA: ABAQUS Inc., 2010.
- [16] 任晓丹,李杰. 混凝土损伤与塑性变形计算[J]. 建筑结构, 2015, 45(2): 29-31, 74.
- [17] CORDEBOIS J P, SIDOROFF F. Damage induced elastic anisotropy [C]//Euromech Colloquium 115, Villard-de-Lans, Hague/Boston/London: Martinus Nijhoff Publishers, 1979: 761-774.
- [18] 杨飞,董新勇,周沈华,等. ABAQUS混凝土塑性损伤因子计算方法及应用研究[J]. 四川建筑, 2017, 37(6): 173-177.
- [19] Computers & Structure, Inc. Perform-3D manual: components and elements [M]. Version 4. Berkley: Computer & Structures Inc., 2006.
- [20] Structural design actions part 5: earthquake action: NZS 1170. 5: 2004 [S]. Wellington, New Zealand: NZS (New Zealand Council of Standards), 2004.
- (上接第 28 页)
- [9] 贾莉,刘红波,陈志华,等. 扣件式钢管满堂脚手架整体稳定试验与有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(6): 114-122.
- [10] 建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范: JGJ 130—2011[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- [11] 建筑施工临时支撑结构技术规范: JGJ 300—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2013.
- [12] 周敏. 高速公路大盖梁钢管悬挑式支架设计及应用[J]. 浙江建筑, 2024, 41(3): 53-56.
- [13] 余进. 现浇梁式桥支架脱模用自锁式卸荷块的力学特性分析[J]. 工程建设与设计, 2020(24): 54-55.
- [14] 李趾扬,王勇强. 钢结构复杂节点设计与分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2020, 53(S1): 16-19.
- [15] 丘北刘. 高支模智能监测系统应用[J]. 四川建材, 2018, 44(3): 203-204.
- [16] 孙学根,牛忠荣,李兆峰,等. 大跨度空间结构卸载过程模拟分析与监测[J]. 建筑结构, 2018, 48(11): 70-77.
- [17] 李凌峰. 太原火车站复杂大跨钢结构施工过程受力分析与监测[D]. 太原:太原理工大学, 2012.
- [18] MIDAS Gen 工程应用指南[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.