

结构抗震设计的新概念——可恢复功能结构

吕西林, 陈云, 毛苑君

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 可恢复功能结构是一种新型的减震控制结构, 它不仅能在地震时保护人们的生命财产安全, 也能帮助人们在大地震之后, 尽快恢复正常生活, 是结构抗震设计的一个理想的新方向. 可恢复结构体系主要包括可更换结构构件, 摇摆结构, 以及自复位结构等. 针对 21 世纪以来国内外可恢复结构体系的研究现状进行了综述分析, 详细介绍了正在研究的两种双肢剪力墙可更换构件即可更换连梁与可更换剪力墙脚部构件的设计概念.

关键词: 可恢复功能结构; 可更换构件; 摇摆墙; 摇摆框架; 自复位结构

中图分类号: TU 352.1

文献标识码: A

New Concept of Structural Seismic Design: Earthquake Resilient Structures

LU Xilin, CHEN Yun, MAO Yuanjun

(State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Earthquake resilient structure is a new branch of the seismic structural design. The new structural system is not only capable of preventing from the structure failure so as to protect people's life safety during an earthquake, but also restoring immediately the structural function after an earthquake. A research was made of several kinds of resilient structures such as replaceable structure, rocking wall, rocking frame and self-centering structure. The paper presents a summary of the recent research on different kinds of resilient structures, and also a new replaceable technology for coupled shear wall, replaceable coupling beam and replaceable shear wall toe.

Key words: earthquake resilient structure; replaceable member; rocking wall; rocking frame; self-centering structure

我国现阶段的抗震思想是“小震不坏, 中震可修, 大震不倒”. 这一抗震思想要求结构遭遇设防烈度的地震后主体结构不应有大的破坏并可以修复, 遭遇罕遇地震后允许结构有大的破坏, 但不能倒塌造成人员伤亡. 但由于地震作用的不确定性和复杂性, 结构有可能遭受比设防烈度更大的地震作用, 这样会使结构构件严重受损. 例如汶川地区在 2008 年以前的设防烈度是 7 度, 汶川地震中心地区最高烈度却高达 11 度. 另外结构在遭受设防烈度的地震后虽然没有倒塌, 但有部分构件因破坏位置的特殊性以及破坏严重性使其难以加固修复, 最后整个结构只能被推倒重建, 造成了巨大的浪费, 也影响了人们的正常生活. 为此考虑设计一种可恢复功能结构, 使结构在地震后能最快地恢复其正常使用功能. 这样建筑不仅能够在地震中保护人们的生命财产安全, 在地震后也能帮助人们尽快恢复正常生活.

可恢复功能结构(earthquake resilient structure)是指地震后不需修复或稍加修复即可恢复其使用功能的结构. 从结构形式上有多种实现方法, 例如, 通过可更换结构构件(replaceable member)震后迅速恢复结构的功能; 通过自复位结构(self-centering structure)自动恢复到结构的正常状态, 减少结构震后的残余变形; 通过摇摆墙(rocking wall)或摇摆框架(rocking frame)减少结构的破坏, 使其在震后稍加修复或不需修复即可投入使用. 这几种方式并不是完全独立的, 有时候可以两种甚至三种方式结合起来进行设计.

1 可恢复功能结构的研究现状

1.1 摇摆框架和摇摆墙系统

研究人员在震害观测过程中发现, 一些地震中伴有基础抬升或者结构摇摆的房屋, 在地震后, 其结

收稿日期: 2011-02-24

基金项目: 国家自然科学基金(90815029); 中日合作重点项目(51021140006)

第一作者: 吕西林(1955—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为工程抗震与防灾. E-mail: lxlst@tongji.edu.cn

构功能没有受到破坏.因此,结构工程界开始了一系列摇摆结构体系的研究.摇摆结构体系不是利用结构楼层本身的变形来耗散地震能量,而是通过结构构件的摇摆,将变形集中在摇摆界面上,并在这些部位设置耗能构件.

Hajjar 等设计了一种新型的钢支撑框架结构^[1],这种类型的框架是一种基底可以自由转动的摇摆框架,框架底部与基础是分离的,在转动过程中通过垂直设置的预应力钢索使其恢复原位,钢构件“保险丝”在框架的来回转动过程中耗散地震能量.研究人员设计了两种形式的“保险丝”^[2-3],见图 1 和图 2.前者通过一个固定在框架底部的钢板发生塑性变形来耗能;后者用一种特殊形状的可以发生较大塑性变形的钢板将两个框架连接起来.大比例尺的低周反复荷载试验研究表明,摇摆框架成功地使破坏位置集中在了可更换的“保险丝”和钢索上,钢框架基本没有大的损坏,更重要的是这种框架试验结束后没有残余变形,而且修复方便;并且经过特别设计的可更换“保险丝”具有很大的变形能力和优良的耗能能力,在变形过程中基本没有开裂;对钢索而言,当伸长率超过 0.8%,预应力钢索开始屈服,但是仍然具有足够的恢复力使框架在移去外荷载后恢复原状,屈服后的钢索也可以在震后更换.

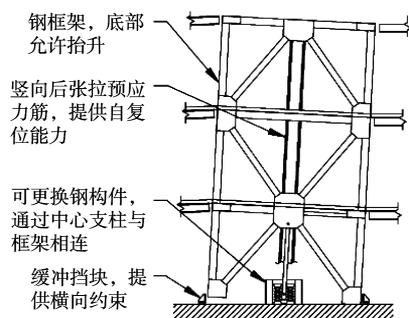


图 1 摇摆钢框架设计方案一

Fig.1 Rocking steel frame Option 1

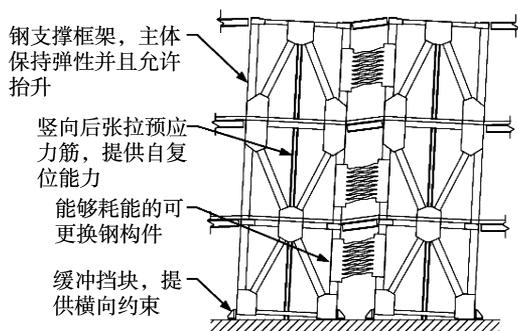


图 2 摇摆钢框架设计方案二

Fig.2 Rocking steel frame Option 2

2009 年日本学者 Kishiki 和 Wada 把上述设计理念运用到了木墙中,设计了一种可控摇摆的“木墙”体系.这种新型木墙由带支撑的框架、竖向张拉的预应力钢绞线以及可更换的耗能构件组成^[4].耗能构件由一个黏弹性阻尼器和弹簧组成,安装在钢索上,如图 3 所示.弹簧可以控制摇摆结构的起始刚度,同时避免由于木构件的蠕变引起预应力的损失;黏弹性阻尼器能控制框架抬升与下落的速度,避免过快的振动造成构件损坏.研究人员针对这种结构制作了一个两层高的模型进行振动台试验,模型包括传统的木墙和新型摇摆墙.试验发现,当输入的地震波峰值加速度达到 $166 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 时,木结构出现摇摆振动.与传统的木墙相比,出现摇摆后,墙体与固端的破坏,以及结构的剪切变形都明显减少.预应力钢索也起到了一定的自复位作用.

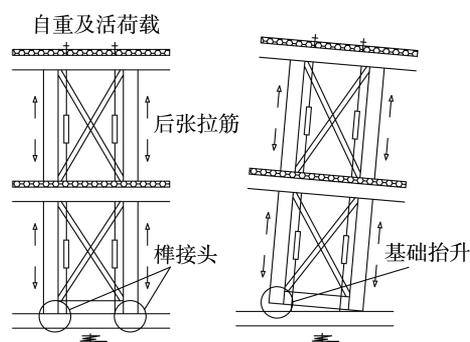


图 3 新型“木墙”框架体系示意图

Fig.3 Rocking “wood wall” frame system

北海道大学地震工程研究所的 Midorikawa 等针对 1/3 缩尺、三层、 2×1 跨的支撑钢框架进行了振动台试验^[5].研究人员为了对比设计了两种不同的框架柱基础,分别为底板屈服抬升基础(BPY 模型)和固定基础(FIX 模型),如图 4,5 所示.支撑构件采用直径为 9.2 mm、受拉强度为 980 MPa 的高强钢筋.为了使这些支撑构件既能受拉也能受压,试验开始前将其预拉至屈服强度的一半.BPY 模型的底板有 4 个长 110 mm、宽 60 mm 的翼缘.每个翼缘外边都通过 40 mm 厚的钢板和两个 M24 高强螺栓与基础钢梁连接,以使塑性铰形成在每一个翼缘的两端.试验中发现,与基础固定的框架结构相比,摇摆框架在两个方向的最大基底剪力得到有效的降低;减去反应位移中的摇摆分量后,摇摆框架上部结构的位移反应小于固定基础框架的弹性反应值;BPY 模型柱最大轴力总是小于 FIX 模型.

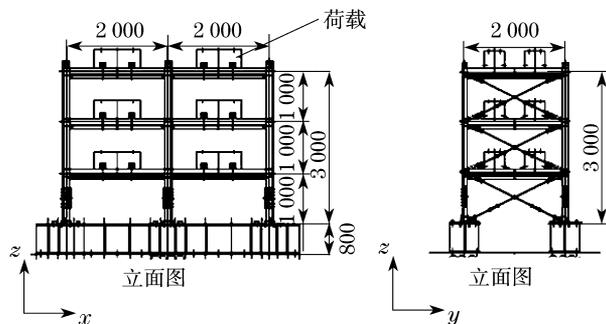


图4 试验框架平面图(单位:mm)

Fig.4 Elevation of test frame(unit:mm)

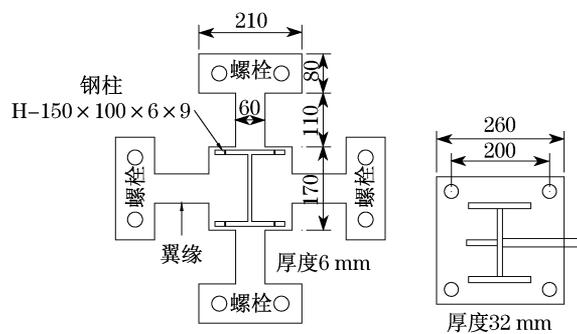


图5 两种底板平面图(单位:mm)

Fig.5 Plans of yielding base plate(unit:mm)

Wada 教授在一幢 11 层的大楼加固项目中,运用了摇摆墙的新思路^[6]. 大楼原为框架结构,工程师们没有按照常规的结构概念,简单地对框架进行加强,而是采用摇摆墙+钢阻尼构件的形式,以控制结构整体抗震性能为目标进行了改造,改造后的结构如图 6 所示. 摇摆墙为预应力混凝土墙,并按大震弹性对其进行强度设计,而其底部则设计成不能够水平移动但可以转动的铰接节点,如图 7 所示. 这样是为了防止大震下剪力墙常常会出现的开裂与破坏. 当地震发生时,楼面的水平力通过水平撑与钢阻尼构件传递给摇摆墙,而钢阻尼构件则在传递过

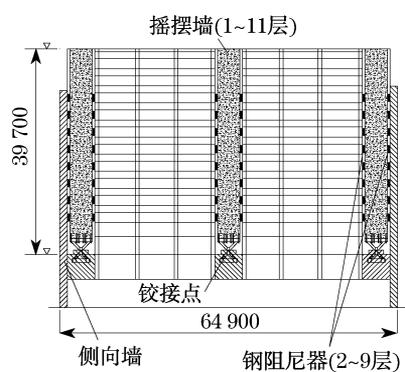


图6 改造后结构立面图(单位:mm)

Fig.6 Elevation of structure after retrofit(unit:mm)

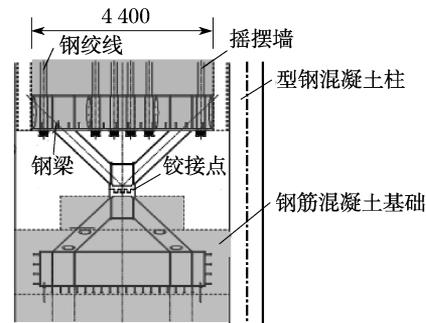


图7 铰接节点示意图(单位:mm)

Fig.7 Detail of pin connection at the bottom of rocking wall (unit:mm)

程中发生耗能,达到减少结构水平位移的目的. 钢阻尼被设计成可更换构件,破坏后可修复重新使用.

1.2 自复位结构

很多摇摆结构,也可以看作自复位结构,比如 Hajjar 设计的通过预应力钢绞线使摇摆框架在震后恢复到原来的位置,比如自复位摇摆墙. 自复位功能能够消除结构的永久变形,使结构在地震后能继续使用,同时降低了结构震后被拆除的风险^[7]. 自复位的思想来源于预制无黏结预应力混凝土框架的研究. 研究人员发现通过预应力钢索,可以有效地控制结构的破坏,同时使结构构件表现出良好的复位能力. 在房屋结构工程中,自复位的思想首先运用在了钢框架结构体系中. Ricles 等设计了一种具备自复位能力的钢梁柱节点^[8],见图 8,通过沿钢梁轴向给梁柱节点施加预应力,保证梁翼缘与柱翼缘紧密接触. 施加预应力的钢绞线在柱的外翼缘锚固,梁的上下翼缘通过角钢与柱连接. 这种框架具有足够的刚度、强度及延性,表现优于具有传统节点的框架体系. 很多学者又针对这种节点进行了改进研究,将摩擦阻尼器增加到节点中^[9-11],增加了节点的耗能性能.

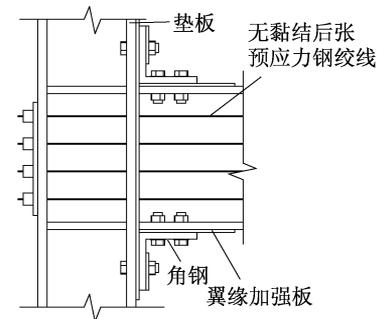


图8 后张拉预应力节点

Fig.8 Post-tensioned connection

针对传统的支撑框架屈服前刚度较大,变形能力有限,屈服后刚度下降过快的缺点,研究人员设计

了一种有自复位能力的中心支撑框架体系(SC-CBF)^[12-13],如图9所示,最外侧是重力柱,承受绝大部分重力,并且与基础固结,不发生抬升.在重力柱与框架柱之间增加摩擦阻尼器,用来增加结构的耗能能力.中间的预应力钢绞线给整个结构提供回复力.经过分析与试验验证,这种支撑框架在破坏之前具有较好的整体变形能力,而且可以有效地控制由地震作用引起的残余变形.

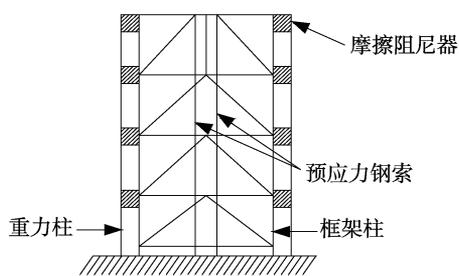


图9 SC-CBF系统

Fig.9 SC-CBF system

将无黏结后张拉预应力技术运用到钢筋混凝土墙体中时,就出现了具有自复位功能的预制墙体.这种结构形式的出现主要基于3方面的考虑:①利用整体型关键构件控制结构的变形模式;②保护墙体免受损伤;③为结构赋予自复位能力^[14].Kurama等系统地研究了无黏结预应力混凝土墙的工作性能^[15].这种自复位摇摆墙是由钢筋混凝土墙与内置的竖向无黏结预应力钢绞线组成,墙体与基础没有固结,当有侧向荷载时,墙体可以绕中轴转动,如图10所示,通过预应力钢绞线提供恢复力.这种自复位摇摆墙表现出了令人满意的抗震性能,它在较大侧移的同时却几乎没有破坏,拥有良好的自复位能力.之后,Kurama又针对这种自复位摇摆墙提出了改进

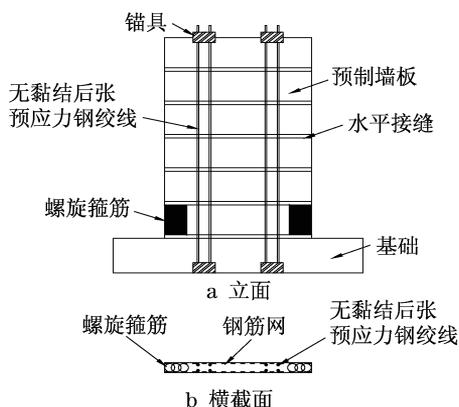


图10 Kurama提出的自复位摇摆墙示意图

Fig.10 Self-centering rocking wall system designed by Kurama

措施,增加了黏滞流体阻尼器,在侧移的同时能够耗能^[16].Restrepo对上述自复位摇摆墙做出了一定改进,在墙体与基础之间,增加了一种软钢阻尼器,在墙体产生一定的侧向位移时通过软钢的塑性变形来耗能^[17].并且这种耗能设备可以更换.

针对上述提到的一种预制自复位摇摆墙结构的自复位性能,Erkmen和Schultz做了系统充分的研究.研究人员通过拟静力试验研究了2/3缩尺的6层预制剪力墙结构的底部两层墙体在较强地震下的自复位能力.试验现象表明,这种无黏结后张拉预制剪力墙具有比较稳定的反应和有限的耗能能力,但是具有很好的自恢复性能,如图11所示,其滞回环为旗帜型.当墙片的最大位移角达到2.5%时,几乎没有产生残余变形.通过计算模型进一步分析研究了无黏结后张拉预制剪力墙片的自恢复性能,结果表明,数值分析结果与试验结果吻合很好,墙片的刚度、侧向承载力以及耗能能力与试验结果误差很小.更重要的是,模型的自恢复能力与试验结果也相当吻合(图11).另外,研究人员还做了一系列对比试验,考虑了不同因素(预应力筋位置、初始预应力的尺寸、预应力筋端部的锚固措施以及竖向荷载的大小)对自复位摇摆墙自复位性能的影响^[18].

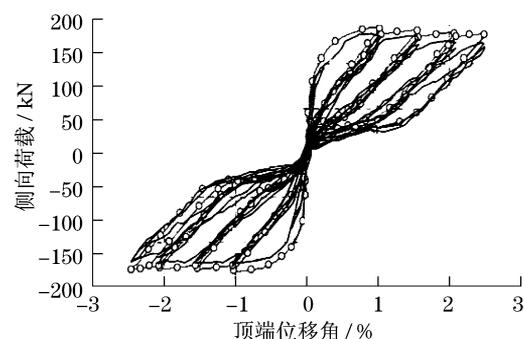


图11 预制自复位墙试件的恢复力模型

Fig.11 Hysteresis model of precast self-centering wall specimen

1.3 可更换结构构件

“可更换”这种思想方法和技术在机械制造领域的应用很普遍,但由于土木工程结构设计和施工技术的复杂性,目前在土木工程领域的应用还很少.国内外关于结构构件在严重受损后可更换性方面的研究成果也较少,而且主要集中在钢结构、桥梁工程和预制结构体系方面.

在本世纪初,林同炎国际公司设计旧金山—奥克兰海湾大桥东跨时,提出了一个新的抗震概念并投入应用,就是在悬索桥的并列双塔杆之间用一

种可更换的钢塑性链连接构件(图 12),使其在小震时提供一定刚度,中震时保持弹性,大震时进入塑性,保证塔杆主体在大震时保持弹性^[19].华盛顿州立大学和雅克布斯工程学校的学者对这种钢塑性链做了研究.研究发现,加上了塔间钢塑性链,能够有效地减小地震位移反应和弯矩反应,同时耗散地震能量,并且发现,把钢塑性链放在塔杆的中部对于减小地震反应最为有效^[20].

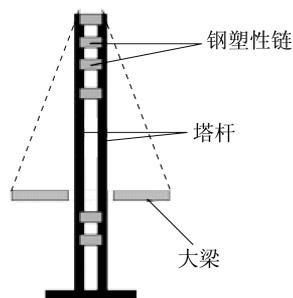


图 12 塔杆间钢塑性链

Fig. 12 Shear link between the tower shafts

美国克莱姆森大学的 Fortney 和辛辛那提大学的 Shahrooz 在 2006 年提出了一种可更换的带“保险丝”的钢连梁^[21].他们的研究表明,合理设计的钢组合连梁可以充分耗散能量.未来的趋势就是要使钢连梁更方便施工,同时在耗散大量能量的同时并不损坏母体墙.他们的设计思想是连梁所有的非弹性破坏都集中在连梁中段的截面上,母体墙和连梁与墙体连接的部分都不损坏,并且这段钢构件是可以更换的.两位研究人员在 2007 年做了大比例的可更换的“保险丝”钢连梁试验.试验表明,这种连梁设计不仅可以有效保护主体结构的安全,而且有利于损伤后的更换^[22].图 13 即为试验中钢连梁构件中段示意图.

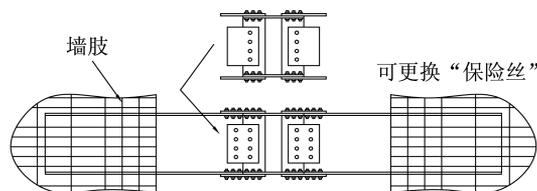


图 13 “保险丝”钢连梁示意图

Fig. 13 “Fuse” steel coupling beam

美国宾夕法尼亚州立大学的 Aliaari 和 Memari 在 2005 年设计出一种抗震填充墙隔离次框架系统 (SIWIS)^[23].这种系统用于框架结构的砌体填充墙中,可以防止地震对框架柱或者填充墙的损坏.该系统由两个垂直方向和一个水平方向的加在中间的钢

立筋组成,其中垂直构件中放置有一种他们发明的刚脆构件.当结构受到风荷载和中震以下地震荷载时,可以减少结构的层间位移;在大震作用下,可以“牺牲”这个系统而使填充墙和框架分离,保护它们不受破坏.在 2007 年,Aliaari 和 Memari 做了一个两跨三层的钢框架对比试验^[24].试验证明,SIWIS 系统可以充当结构保险丝,有效减少对框架和填充墙的破坏.

2 双臂剪力墙可更换构件研究

2.1 可更换连梁

针对普通双臂剪力墙连梁的跨高比较小,地震作用下多发生剪切破坏的特点(图 14),根据结构构件可更换的设计思想,在连梁的跨中设置一段可更换段,把连梁的可更换段与连梁的预埋件用高强螺栓连接在一起,使连梁的可更换段在中震或大震下先于连梁的其他部分发生屈服,从而保护连梁的其余部分^[25],如图 15 所示.震后可以方便地对破坏的部分进行更换,节省了维修加固成本,而且修复方便.设计时,连梁的可更换段可以采用低屈服点的钢制成各种耗能能力强的形状,以增强连梁的耗能能力和延性.下面通过一个具体的例子予以说明.



图 14 汶川地震中混凝土连梁的破坏

Fig. 14 Concrete coupling beam damage in Wenchuan earthquakes

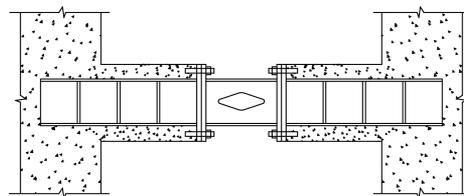


图 15 新型可更换连梁的示意图

Fig. 15 New designed replaceable coupling beam

图 16 所示为一片普通双臂剪力墙的有限元模型.剪力墙模型按 1/2 比例设计,一共为三层半,每层高度为 1.5 m,连梁高度为 0.2 m,连梁的跨度为

0.6 m. 连梁的跨高比为 3, 连梁配筋按《建筑抗震设计规范》配筋, 经过计算分析, 普通的双肢剪力墙的破坏模式为连梁受拉区的钢筋先于剪力墙受拉区的钢筋屈服. 图 17 为普通双肢剪力墙在静力推覆下的变形图. 图 18 是放大后的普通双肢剪力墙连梁的变形图, 由图 18 可知, 普通连梁的端部变形较大, 所以图 19 显示连梁端部受拉区和受压区的应力较大. 普通双肢剪力墙连梁的理想破坏模式为连梁在端部形成塑性铰, 避免连梁发生剪切脆性破坏. 但实际情况是由于连梁的跨高比都较小, 剪压比较大, 塑性铰很难在连梁端部形成, 连梁往往发生剪切破坏. 而且, 即使连梁能够在梁端产生塑性铰, 发生延性破坏, 震后修复也比较困难.

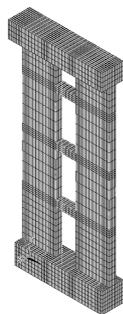


图 16 普通双肢剪力墙的有限元模型
Fig. 16 Finite element model of normal coupled shear wall

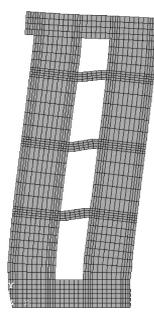


图 17 普通双肢剪力墙的变形图
Fig. 17 Deformation of normal coupled shear wall

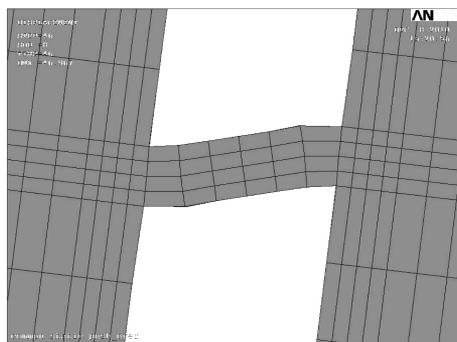


图 18 普通双肢剪力墙连梁的变形图
Fig. 18 Deformation of normal coupling beam

新型剪力墙连梁的可更换的设计思想最早是由辛辛那提大学的 Fortney 在 2005 年提出的, 主要将之应用于钢结构连梁的可更换段, 通过减弱钢连梁可更换段的腹板使连梁的可更换段先于其余部分剪切屈服. 其设计思想可以应用于各种连梁, 比如钢筋混凝土连梁、型钢混凝土连梁等. 设计时, 考虑的关

键问题是不仅要使可更换段先于其余部分发生破坏, 而且应采用一些耗能能力强的可更换段构造形式, 使可更换段能够耗散更多的地震能量.

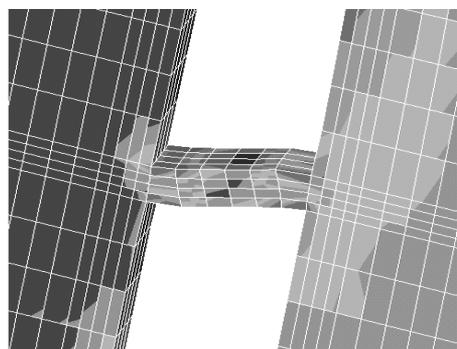


图 19 普通双肢剪力墙连梁的应力云图
Fig. 19 Stress of normal coupling beam

图 20 所示为新型可更换钢筋混凝土连梁, 连梁的可更换段采用 Q235 钢. 在连梁的内部预埋工字钢与连梁的可更换段相连接. 可更换段的腹板开有菱形孔. 图 21 显示了新型连梁的变形图(只显示连梁预埋的型钢部分与可更换部分), 通过与图 18 比较可知, 普通连梁的端部变形较大, 所以破坏主要发生在连梁的端部; 新型连梁的变形主要发生在连梁的可更换段, 连梁的其余部分没有发生屈服, 震后可以方便地对可更换部分进行更换. 图 22 显示了连梁的预埋工字钢与可更换部分的应力云图, 从图 22 可知, 可更换段部分都发生了屈服, 其余部分没有发生屈服, 变形主要集中在连梁的可更换部分.

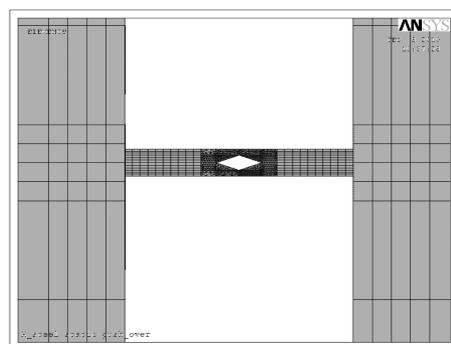


图 20 新型剪力墙的连接
Fig. 20 New designed coupling beam

2.2 剪力墙可更换脚部构件的设计思想

在高层建筑中剪力墙经常出现弯曲破坏, 因为一般高层建筑设计剪力墙的抗弯性能要比抗剪性能弱一些. 剪力墙发生弯曲破坏时, 在墙底部的受拉区会出现明显的弯曲裂缝, 受拉钢筋屈服, 最后阶段受压区混凝土被压碎. 如果受压区的混凝土保护层剥落, 受压区的钢筋可能会出现屈曲. 例如在汶川大地

震中,虽未见剪力墙结构整体倒塌,但在多数应力较为集中的剪力墙脚部出现了较严重的破坏,见图 23.

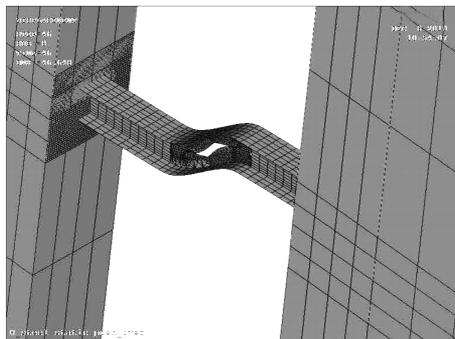


图 21 新型剪力墙的连接梁的变形图

Fig.21 Deformation of new designed coupling beam

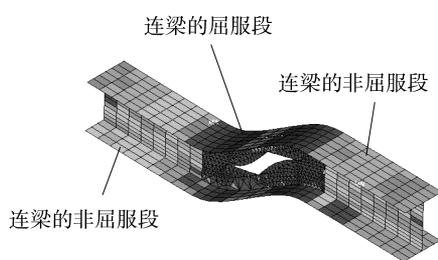


图 22 新型可更换连梁的应力云图

Fig.22 Stress of new designed replaceable coupling beam

基于这种情况,本文作者设计了一种放置于剪力墙墙脚的拉压组合减震隔震支座^[26-27].基本思想是,在普通钢筋混凝土剪力墙的墙脚挖去一块混凝土,然后将拉压橡胶支座放置在空缺处并上下连接,见图 24.同时,经过特殊设计的支座能够承受较大的压力和拉力,调整剪力墙的抗震性能,增强延性.这种支座的构造是,在普通橡胶支座两边放置一定厚度的软钢板,由钢板来承受拉力,橡胶垫承受压力.它克服了传统橡胶支座抗拉强度低的缺点,支座的抗拉能力可以通过设计计算来调整,支座可由连接板通过螺栓与墙体连接,见图 25.



图 23 汶川地震中剪力墙墙脚的破坏
Fig.23 Damage of shear wall toe in Wenchuan earthquakes

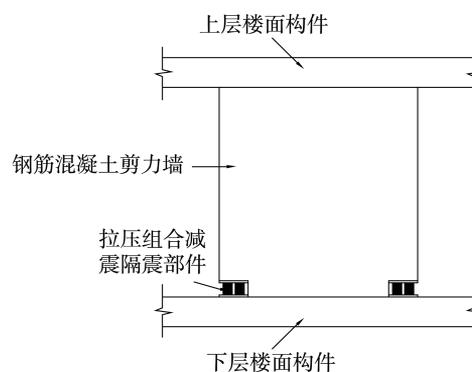


图 24 可更换脚部构件的剪力墙

Fig.24 Shear wall with replaceable wall toe member

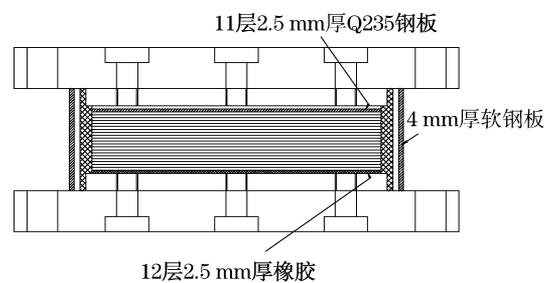


图 25 拉压橡胶支座示意图

Fig.25 Tensile rubber bearing

3 结语

首先介绍了可恢复功能结构的概念,其次,全面总结回顾了目前开发的具备可恢复功能的几种结构体系,包括可更换结构构件,摇摆结构,以及自复位结构等,最后详细介绍了本文作者正在研究的两种双肢剪力墙可更换构件即可更换连梁与可更换剪力墙脚部构件的设计概念.

本文曾于 2010 年 12 月 24 日在第八届全国地震工程学术会议上作为大会主题报告交流.

参考文献:

- [1] Eatherton M R, Hajjar J F, Deierlein G G, et al. Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy dissipating fuses [C/CD] // The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing: [s. n.], 2008.
- [2] Hajjar J F, Eatherton M, Ma X, et al. Seismic resilience of self-centering steel braced frames with replaceable energy-dissipating fuses — part i: large-scale cyclic testing [C] // 7 CUEE & 5 ICEE. Tokyo: Tokyo Institute of Technology, 2010: 1071 - 1077.
- [3] Eatherton M, Hajjar J, Ma X, et al. Seismic design and behavior of steel frames with controlled rocking — part i: concepts and

- quasi-static subassembly testing[C]//Proceedings of the 2010 Structures Congress. Orlando:ASCE,2010;1523 - 1533.
- [4] Kishiki S, Wada A. Shaking table test on controlled rocking frame of wooden structures[C]//7 CUEE & 5 ICEE. Tokyo: Tokyo Institute of Technology,2010;1091 - 1095.
- [5] Midorikawa M, Ishihara T, Azuhata T, et al. Seismic behavior of steel rocking frames by three-dimensional shaking table tests [C] // 7 CUEE & 5 ICEE. Tokyo: Tokyo Institute of Technology,2010;1085 - 1090.
- [6] Ito H, Uchiyama Y, Sakata H, et al. Study on seismic retrofitting using rocking walls and steel dampers[C]//7 CUEE & 5 ICEE. Tokyo: Tokyo Institute of Technology,2010;1335 - 1340.
- [7] Cheng C. Shaking table tests of a self-centering designed bridge substructure[J]. *Engineering Structures*,2008,30(12):3426.
- [8] Ricles J M, Sause R, Garlock M M, et al. Post-tensioned seismic-resistant connections for steel frames[J]. *Journal of Structural Engineering*,2001,127(2):113.
- [9] Kim H J, Christopoulos C. Friction damped post-tensioned self-centering steel moment-resisting frames [J]. *Journal of Structural Engineering*,2008,134(11):1768.
- [10] Wolski M, Ricles J M, Sause R. Experimental study of a self-centering beam-column connection with bottom flange friction device [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135 (5):479.
- [11] Lin Y, Rides J, Sause R, et al. Earthquake simulations on a self-centering steel moment resisting frame with web friction devices[C] // The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing:[s. n.],2008: .
- [12] Sause R, Ricles J M, Roke D, et al. Self-centering seismic-resistant steel concentrically-braced frames[C]//Proceedings of 5th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. Yokohama: Taylor and Francis/Balkema,2006;85 - 90.
- [13] Sause R, Ricles J M, Lin Y, et al. Self-centering damage-free seismic-resistant steel frame systems[C]//7 CUEE & 5 ICEE, Tokyo:Tokyo Institute of Technology,2010;39 - 48.
- [14] 曲哲. 摇摆墙-框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究[D]. 北京:清华大学土木水利学院,2010.
QU Zhe. Study on seismic damage mechanism control and design of rocking wall-frame structures [D]. Beijing: Tsinghua University. School of Civil Engineering,2010.
- [15] Kurama Y C, Sause R, Pessiki S, et al. Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls[J]. *ACI Structural Journal*,1999,96(4):622.
- [16] Kurama Y C. Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping [J]. *ACI Structural Journal*,2000,97(4):648.
- [17] Restrepo J I, Rahman A. Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipaters[J]. *Journal of Structural Engineering*,2007,133(11):1560.
- [18] Erkmen B, Schultz E A. Self-centering behavior of unbonded post-tensioned precast concrete shear walls [J]. *Journal of Earthquake Engineering*,2009,13:1047.
- [19] Tang M, Manzanarez R. San Francisco-Oakland Bay Bridge design concepts and alternatives[C] // Proceedings of 2004 ASCE Structures Congress. Nashville:ASCE,2004;1 - 7.
- [20] McDaniel C C, Seible F. Influence of inelastic tower links on cable-supported bridge response [J]. *Journal of Bridge Engineering*,2005,10(3):272.
- [21] Fortney P J, Shahrooz B M, Rassati G A. The next generation of coupling beams [C] // Proceedings of the 5th International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete V. Mpumalanga:ASCE,2006:619 - 630.
- [22] Fortney P J, Shahrooz B M, Rassati G A. Large-scale testing of a replaceable "fuse" steel coupling beam [J]. *Journal of Structural Engineering*,2007,133(12):1801.
- [23] Aliaari M, Memari A M. Analysis of masonry infilled steel frames with seismic isolator subframes [J]. *Engineering Structures*,2005,27(4):487.
- [24] Aliaari M, Memari A M. Experimental evaluation of a sacrificial seismic fuse device for masonry infill walls[J]. *J Arch Engrg*, 2007,13(2):111.
- [25] 吕西林,陈云. 一种可更换连系梁:中国,ZL 2010 2 0217583.0 [P]. 2011 - 01 - 19.
LU Xilin, CHEN Yun. A kind of replaceable coupling-beam: China,ZL 2010 2 0217583.0[P]. 2011 - 01 - 19.
- [26] 吕西林,周颖,陈云. 拉压组合减震隔震部件:中国,ZL 2010 2 0107214.6[P]. 2010 - 11 - 17.
LU Xilin, ZHOU Ying, CHEN Yun. An energy dissipation and isolation components by combination of tension and compression:China,ZL 2010 2 0107214.6[P]. 2010 - 11 - 17.
- [27] 吕西林,周颖,陈云. 一种可更换脚部构件的新型剪力墙:中国,ZL 2010 2 0107221.6[P]. 2010 - 12 - 22.
LU Xilin, ZHOU Ying, CHEN Yun. A new shear wall of replaceable foot components:China,ZL 2010 2 0107221.6[P]. 2010 - 12 - 22.