



(12) 发明专利

(10) 授权公告号 CN 109972738 B

(45) 授权公告日 2024. 08. 09

(21) 申请号 201910329899.4

(22) 申请日 2019.04.23

(65) 同一申请的已公布的文献号

申请公布号 CN 109972738 A

(43) 申请公布日 2019.07.05

(73) 专利权人 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司

地址 200092 上海市杨浦区四平路1230号

(72) 发明人 刘天鸾 刘传平

(74) 专利代理机构 上海思微知识产权代理事务所(普通合伙) 31237

专利代理师 顾正超

(51) Int. Cl.

E04B 1/32 (2006.01)

(56) 对比文件

CN 202767277 U, 2013.03.06

CN 203383134 U, 2014.01.08

CN 205501791 U, 2016.08.24

CN 210288696 U, 2020.04.10

审查员 张琬莹

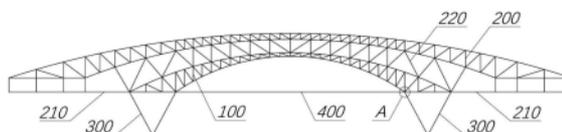
权利要求书1页 说明书10页 附图8页

(54) 发明名称

组合拱结构

(57) 摘要

本发明提供一种组合拱结构,其包括:第一拱体;第二拱体,间隔地叠置于所述第一拱体上,所述第二拱体的两拱脚与所述第一拱体的两拱脚连接;两道竖向布置的交叉支撑,两道所述交叉支撑的一端分别与所述第一拱体的两拱脚连接,两道所述交叉支撑的另一端均用以连接外部,以对外传力;以及水平联系构件,两端分别与所述第一拱体的两拱脚连接。水平联系构件和交叉支撑两者共同作用,互为冗余,形成了两道安全防线,即使在地震力的作用下,水平联系构件和交叉支撑中的一个被破坏,也能保证整体结构稳定。另外,主要采用两道交叉支撑对外传力,取消了现有大跨度拱结构拱脚处设置的巨大基础,扩大了本发明提供的组合拱结构的应用范围。



1. 一种组合拱结构,其特征在于,包括:

第一拱体;

第二拱体,间隔地叠置于所述第一拱体上,所述第二拱体的两拱脚均通过连接段与所述第一拱体的两拱脚连接;所述第二拱体的跨度大于所述第一拱体的跨度;

两道竖向布置的交叉支撑,两道所述交叉支撑的一端分别与所述第一拱体的两拱脚连接,两道所述交叉支撑的另一端均用以连接外部,以对外传力;其中所述交叉支撑为屈曲约束支撑构件;以及

水平联系构件,两端分别与所述第一拱体的两拱脚连接;所述水平联系构件承担部分的所述第一拱体和所述第二拱体两端的水平推力,而两道所述交叉支撑的设置,亦承担部分的所述第一拱体和所述第二拱体两端的水平推力,所述水平联系构件和所述交叉支撑两者共同作用,互为冗余。

2. 根据权利要求1所述的组合拱结构,其特征在于,所述屈曲约束支撑构件包括钢支撑内芯、外包约束构件以及间隙层,所述间隙层设置于所述钢支撑内芯与所述外包约束构件之间。

3. 根据权利要求1所述的组合拱结构,其特征在于,所述水平联系构件包括预应力拉索。

4. 根据权利要求3所述的组合拱结构,其特征在于,所述水平联系构件还包括楼板,和/或,平行于所述预应力拉索的梁。

5. 根据权利要求1所述的组合拱结构,其特征在于,所述交叉支撑呈V形布置,所述交叉支撑的开口端与所述第一拱体的拱脚连接。

6. 根据权利要求1所述的组合拱结构,其特征在于,所述第一拱体和第二拱体均为钢桁架。

7. 根据权利要求1所述的组合拱结构,其特征在于,所述第二拱体与所述第一拱体之间还通过多个撑杆连接。

组合拱结构

技术领域

[0001] 本发明涉及建筑结构技术领域,特别涉及一种组合拱结构。

背景技术

[0002] 在现有的大跨度拱结构中,一般有以下几种结构形式:

[0003] 1.单拱+埋地式预应力拉杆+桩基础:这种基础形式常见的预应力拉杆有预应力混凝土拉梁和预应力钢拉索等。其中,预应力拉梁或拉索主要用来平衡拱脚在恒载、屋面活载及升温等工况下产生的水平向外推力。如图1所示,其为哥斯达黎加国家体育场的结构示意图,其包括两个大跨度的单拱结构11,每个单拱结构11的两拱脚均与一硕大的基础13连接,同时每个单拱结构11的两拱脚之间连接有预应力拉索12,基础13主要采用若干长短桩形成。利用预应力拉索12的预应力平衡部分推力,以较少的桩实现了结构的承载能力要求。

[0004] 2.单拱+群桩基础:一般的,普通单根竖向灌注桩的水平承载力较小,无法满足承载力及变形控制的要求,因此,在工程设计中,常常以承台下设置多根竖向桩或者斜桩的方式来满足拱脚的承载力和变形要求。例如清华大学综合体育中心以及杭州大剧院等,均采用了群桩基础作为拱结构的基础。如图2所示,其为杭州大剧院的拱脚基础图,其中图2(a)为柱脚基础的平面图,图2(b)为图2(a)所示的柱脚基础的剖面图,其主要采用水泥搅拌桩和预制桩共同组成群桩基础14。杭州大剧院的单拱跨度达到172m,其群桩基础14的范围较大,平面上达到了约12m×8m的尺度,纵向上达到了5.4m的高度(不含预制桩的深度)。

[0005] 3.多拱+环梁+预应力管桩承台基础:环梁基础是大跨度拱结构中的一种比较新颖的基础形式。环向梁承受多道拱的拱脚所传来的水平荷载,在环向梁的平面内整体受拉,构成自平衡体系,能有效的发挥基础抵抗巨大水平荷载性能,从而协调上部结构的变形。如图3所示,其为南通市体育会展中心的结构示意图,其屋盖包括东西向的六根主拱15、五根副拱16以及南北向的两根斜拱17,主拱15全跨连续,次拱16在斜拱处断开。主拱最大跨度为278m,最大矢高55m,斜拱跨度为280m。各拱均采用三角形圆钢管空间桁架,三根拱弦杆与钢筋混凝土基础铰接连接,拱下基础方案采用整体式环梁基础18和多桩承台加预应力拉杆。拱的竖向反力及弯矩由桩承受,水平推力由环梁、土的侧阻力和拉杆共同承受。

[0006] 4.其它形式:如图4所示,其为南京奥林匹克中心体育馆的结构示意图,南京奥林匹克中心体育馆的屋盖结构主要包括两道跨度达376m、倾斜45°的变断面三角桁架拱构成,变断面三角桁架拱的支座处水平推力达13000kN,为满足其拱支座处水平推力和水平位移的要求,参照“弓”的原理,在两拱脚底座间跨越体育场的地下用无粘结预应力筋束连接作为大斜拱的“弦”,使之与拱形成“弓”结构。

[0007] 综上所述,大跨度拱结构作为一种合理有效的结构体系,广泛地应用在体育馆、会展中心等大跨度结构及空间结构中。从力学的角度看,拱形结构“将外荷载产生的弯矩转化为构件的轴向拉压力”,可以有效地利用结构材料的特性,从而不断地提高结构的效率。但是拱形结构体系成立的前提是需要拱脚处支座提供维持结构保持平衡的较大水平推力,因此通常见到的拱形结构均有巨大的基础来抵抗水平推力。如此即限制了大跨度拱结构在一

些建筑中的应用,例如当建筑的首层需要架空时,拱脚处巨大的基础即对建筑形态和功能造成了破坏。

发明内容

[0008] 本发明的目的在于提供一种组合拱结构,以解决现有的大跨度拱结构拱脚处需设置巨大基础的问题。

[0009] 为解决上述技术问题,本发明提供一种组合拱结构,其包括:

[0010] 第一拱体;

[0011] 第二拱体,间隔地叠置于所述第一拱体上,所述第二拱体的两拱脚与所述第一拱体的两拱脚连接;

[0012] 两道竖向布置的交叉支撑,两道所述交叉支撑的一端分别与所述第一拱体的两拱脚连接,两道所述交叉支撑的另一端均用以连接外部,以对外传力;以及

[0013] 水平联系构件,两端分别与所述第一拱体的两拱脚连接。

[0014] 可选的,所述交叉支撑为屈曲约束支撑构件。

[0015] 可选的,所述屈曲约束支撑构件包括钢支撑内芯、外包约束构件以及间隙层,所述间隙层设置于所述钢支撑内芯与所述外包约束构件之间。

[0016] 可选的,所述水平联系构件包括预应力拉索。

[0017] 可选的,所述水平联系构件还包括楼板,和/或,平行于所述预应力拉索的梁。

[0018] 可选的,所述交叉支撑呈V形布置,所述交叉支撑的开口端与所述第一拱体的拱脚连接。

[0019] 可选的,所述第一拱体和第二拱体均为钢桁架。

[0020] 可选的,所述第二拱体的两拱脚均通过连接段与所述第一拱体的两拱脚连接。

[0021] 可选的,所述第二拱体的跨度大于所述第一拱体的跨度。

[0022] 可选的,所述第二拱体与所述第一拱体之间还通过多个撑杆连接。

[0023] 综上所述,在本发明提供的组合拱结构中,一方面,通过水平联系构件,承担部分的第一拱体和第二拱体两端的水平推力,而两道交叉支撑的设置,亦能承担部分的第一拱体和第二拱体两端的水平推力,水平联系构件和交叉支撑两者共同作用,互为冗余,形成了两道安全防线,即使在地震力的作用下,水平联系构件和交叉支撑中的一个被破坏,也能保证整体结构稳定。另一方面,主要采用两道交叉支撑对外传力,取消了现有大跨度拱结构拱脚处设置的巨大基础,扩大了本发明提供的组合拱结构的应用范围。

附图说明

[0024] 本领域的普通技术人员将会理解,提供的附图用于更好地理解本发明,而不对本发明的范围构成任何限定。其中:

[0025] 图1是哥斯达黎加国家体育场的结构示意图;

[0026] 图2是杭州大剧院的拱脚基础图;

[0027] 图3是南通市体育会展中心的结构示意图;

[0028] 图4是南京奥林匹克中心体育馆的结构示意图;

[0029] 图5是本发明一实施例提供的组合拱结构的示意图;

- [0030] 图6是本发明一实施例提供的拱脚节点的平面示意图；
- [0031] 图7是本发明一实施例提供的拱脚节点的立体图,其中混凝土部分未图示；
- [0032] 图8是本发明一实施例提供的模型加载试验的主视图；
- [0033] 图9是图8沿1-1连线的剖面图；
- [0034] 图10是图8沿2-2连线的剖面图；
- [0035] 图11是本发明一实施例提供的模型加载试验的梁端荷载-位移滞回曲线图；
- [0036] 图12是本发明一实施例提供的模型加载试验的试件的骨架曲线图。
- [0037] 附图中：
- [0038] 11-单拱结构；12-预应力拉索；13-基础；14-群桩基础；15-主拱；16-副拱；17-斜拱；18-环梁基础；19-无粘结预应力筋束；
- [0039] 100-第一拱体；200-第二拱体；210-连接段；220-撑杆；300-交叉支撑；400-水平联系构件；510-混凝土柱；520-混凝土梁；521-第一混凝土梁；522-第二混凝土梁；530-预埋型钢；531-腹板；532-翼板；533-加劲板；534-通孔；540-栓钉；550-水平加劲肋；551-通孔；560-竖向加劲肋；571-作动器；572-加载底座。

具体实施方式

[0040] 为使本发明的目的、优点和特征更加清楚,以下结合附图和具体实施例对本发明作进一步详细说明。需说明的是,附图均采用非常简化的形式且未按比例绘制,仅用以方便、明晰地辅助说明本发明实施例的目的。此外,附图所展示的结构往往是实际结构的一部分。特别的,各附图需要展示的侧重点不同,有时会采用不同的比例。

[0041] 如在本说明书和所附权利要求书中所使用的,单数形式“一”、“一个”以及“该”包括复数对象,除非内容另外明确指出外。如在本说明书和所附权利要求中所使用的,术语“或”通常是以包括“和/或”的含义而进行使用的,除非内容另外明确指出外,术语“上”通常是指相对于术语“下”而言距离地面更远,除非内容另外明确指出外。

[0042] 本发明的核心思想在于提供一种组合拱结构,其包括：

[0043] 第一拱体；

[0044] 第二拱体,间隔地叠置于所述第一拱体上,所述第二拱体的两拱脚与所述第一拱体的两拱脚连接；

[0045] 两道竖向布置的交叉支撑,两道所述交叉支撑的一端分别与所述第一拱体的两拱脚连接,两道所述交叉支撑的另一端均用以连接外部,以对外传力；以及

[0046] 水平联系构件,两端分别与所述第一拱体的两拱脚连接。

[0047] 一方面,通过水平联系构件,承担部分的第一拱体和第二拱体两端的水平推力,而两道交叉支撑的设置,亦能承担部分的第一拱体和第二拱体两端的水平推力,两者共同作用,互为冗余,形成了两道安全防线,即使在地震力的作用下,水平联系构件和交叉支撑中的一个被破坏,也能保证整体结构稳定。另一方面,主要采用两道交叉支撑对外传力,取消了现有大跨度拱结构拱脚处设置的巨大基础,扩大了本发明提供的组合拱结构的应用范围。

[0048] 以下参考附图进行描述。

[0049] 请参考图5,其是本发明一实施例提供的组合拱结构的示意图,需理解,其中仅示

意了组合拱结构本身,并未示意为组合拱结构提供支撑力的其它结构构件,如柱和梁等。

[0050] 如图5所示,本发明实施例提供一种组合拱结构,其包括第一拱体100、第二拱体200、两道交叉支撑300以及水平联系构件400,所述第二拱体200间隔地叠置于所述第一拱体100上,所述第二拱体200的两拱脚(即拱体两端的底部)与所述第一拱体100的两拱脚连接;两道所述交叉支撑300的一端(上端)分别与所述第一拱体100的两拱脚连接,两道所述交叉支撑300的另一端(下端)均用以连接外部(如基础等),以对外传力;所述水平联系构件400的两端分别与所述第一拱体100的两拱脚连接。

[0051] 在组合拱结构中,两道拱体(即第一拱体100和第二拱体200)组合使用,能有效提高拱的跨度(组合拱整体的跨度,主要为两道拱中的上拱的跨度,如本实施例中的第二拱体200),且能降低拱的矢高(亦指组合拱整体的矢高),使整个组合拱结构更平缓,适用于一些期望拱体较平缓的场合。然而,组合拱结构中设有两道拱体,亦即会有四个拱脚,若分别对其设置巨大的基础,显然会影响建筑的使用功能,也会影响美观。发明人发现,在拱形结构体系中,拱体会对拱脚处产生较大的水平推力,现有一般通过巨大基础等方式来将其平衡掉。而若通过预应力拉杆等方式平衡该水平推力,通常需要拱脚直接与土体进行连接,进而设置尺寸较大的拉杆,如此,亦需要在基础中对拉杆进行预埋。而在本实施例提供的组合拱结构中,一方面,通过水平联系构件400承担部分的第一拱体100和第二拱体200两端的水平推力,而两道交叉支撑300的设置,亦能承担部分的第一拱体100和第二拱体200两端的水平推力,水平联系构件400和交叉支撑300两者共同作用,互为冗余,形成了两道安全防线,即使在地震力或其它情况的作用下,水平联系构件400和交叉支撑300中的一个被破坏,也能保证整体结构稳定。另一方面,主要采用两道交叉支撑300对外传力,取消了现有大跨度拱结构拱脚处设置的巨大基础,扩大了本发明提供的组合拱结构的应用范围。例如,采用本实施例所提供的组合拱结构,可应用于架空的建筑中,即下部通过若干柱和梁对组合拱结构进行支撑,即可实现组合拱结构呈悬浮状,而组合拱结构不会对下部的建筑空间形态和功能组合形成不利的影响。

[0052] 优选的,所述第一拱体100和第二拱体200均为钢桁架;第二拱体200的两拱脚均通过连接段210与所述第一拱体100的两拱脚连接;第二拱体200的跨度大于所述第一拱体100的跨度。更优选的,所述第二拱体200与所述第一拱体100之间还通过多个撑杆220连接。拱体采用钢桁架的结构形式,可实现整体结构更轻,实现跨度更大的效果。第二拱体200通过多个撑杆220与第一拱体100连接,可使得整个组合拱结构更稳定,形成一个组合受力体系。在整个组合拱结构中,第一拱体100和第二拱体200之间通过撑杆联系,形成组合拱结构,在竖向荷载作用下,第二拱体200的各杆件(尤其是跨中)均处于受压状态,第一拱体100跨中的杆件处于受拉状态。

[0053] 较佳的,所述水平联系构件400包括预应力拉索,还包括楼板和/或平行于所述预应力拉索的梁。预应力拉索主要用于受拉,以平衡第一拱体100和第二拱体200两拱脚处的水平推力,但实际中,楼板以及与拱作用方向垂直(即平行于预应力拉索)的梁,同样可以传递水平方向的力,能够有效地分担水平联系构件400所受到的拉力。因此,楼板和/或平行于所述预应力拉索的梁亦能视为水平联系构件400的一部分。

[0054] 进一步,所述交叉支撑300呈V形布置,所述交叉支撑300的开口端与所述第一拱体100的拱脚连接。一般的,交叉支撑300可为X形布置或V形布置等若干种形式,若采用X形布

置,由于交叉位置会有大量焊缝需要在现场施工,对现场施工要求条件较高。因此本实施例优选采用V形布置的交叉支撑300。然而,当交叉支撑300采用V形布置时,其构件的长细比相对较大(为X形布置的两倍左右)。为解决长细比较大的问题,若简单地扩大构件截面,一方面容易使交叉支撑的刚度急剧增大,从而极大地减弱水平联系构件400的设置作用,另一方面,扩大构件截面亦会影响组合拱结构下部的建筑空间。

[0055] 因此,发明人研究发现,可通过使用屈曲约束支撑构件来解决V形布置的交叉支撑长细比较大的问题。屈曲约束支撑(Buickling Restrained Braces,简称BRB)又称防屈曲支撑,是一种理想的减震支撑体系。所述防屈曲支撑包括钢支撑内芯、外包约束构件(如钢管、钢筋混凝土或钢管混凝土)以及间隙层,所述间隙层设置于所述钢支撑内芯与所述外包约束构件之间。间隙层如可为无粘结层或间隙。屈曲约束支撑的外包约束构件可以约束支撑的横向变形,并保证压力和拉力都只由钢支撑内芯承受。间隙层允许钢支撑内芯和外包约束构件之间相对滑动,同时约束钢支撑内芯的横向变形。外包约束构件不会改变支撑的允许抗拉刚度,却能防止钢支撑内芯在压力作用下屈曲,能极大地提高支撑的抗压刚度和承载力,使得屈曲约束支撑在抵抗地震反复荷载时具有良好的滞回耗能性能。一般的,屈曲约束支撑构件主要应用于抗震设计中,在罕遇地震作用下,屈曲约束支撑在受拉与受压情况下均能快速屈服,提高了结构阻尼,有效地消耗传入的地震能量,使主体结构避免遭受严重损伤,而普通支撑由于受压屈服承载力远远小于受拉屈服承载力,且随支撑长度增长而变大,在罕遇地震作用下因受压失稳造成结构的抗震能力急剧下降,使得主体结构容易损坏。

[0056] 在本实施例中,发明人发现,将一般用于抗震设计的屈曲约束支撑构件创新地应用于交叉支撑中时,利用其不会受压失稳的特性,即可解决V形布置的交叉支撑长细比较大的问题。进而,由于屈曲约束支撑构件在受压时不存在失稳的问题,在与普通支撑相同承载力条件下,截面更小,建筑的整体刚度也更小,不会影响水平联系构件400的设置作用。经计算,采用V形布置的交叉支撑(其包括屈曲约束支撑构件)时,组合拱结构之拱脚处的绝大部分水平推力由水平联系构件400承担。

[0057] 在一些实施例中,水平联系构件400实际受力是由楼板,预应力拉索及梁等共同组成,传力机理较复杂,因此有必要增加一道安全防线。通过提高屈曲约束支撑的极限承载力,可以起到二道防线的的作用,即当水平联系构件400受到意外情况(如地震力)被破坏时,V形布置的交叉支撑能够将组合拱结构之拱脚处的水平推力传导至外部(如基础),避免产生较严重的破坏,需理解,在这种特别的情况下,交叉支撑的屈曲约束支撑应当不屈服,与现有屈曲约束支撑的使用有较大的区别。

[0058] 在一个示范性的实施例中,经计算,发明人发现,由拱体(包括第一拱体100和第二拱体200)所产生的水平力约80%以上由水平联系构件400所平衡,仅不到20%由交叉支撑300所承担。而即使在一些特殊情况下,水平联系构件400被破坏,交叉支撑300亦能承担所有的由拱体所产生的水平力而不至破坏。

[0059] 在地震力作用下,实际上组合拱结构所受到的荷载情况较复杂,由于组合拱结构的拱脚节点(如图5中所示的A点处)既是组合拱结构的支座,又是传递拱脚水平力到外部混凝土结构和交叉支撑的连接节点,故而,该拱脚节点为整个组合拱结构的关键部位,其受力性能将直接影响组合拱结构的安全性。为此,发明人还对本实施例所提供的组合拱结构之

拱脚节点进行了验证和计算,以保证拱脚节点能够在地震力作用下保持一定的稳定性而不至突然破坏等情况的发生。

[0060] 以下结合图6和图7,对本实施例所提供的组合拱结构之拱脚节点进行说明:如图6和图7所示,所述拱脚节点包括:混凝土柱510、两道间隔设置的混凝土梁520以及两根沿所述混凝土柱510的轴向布置的预埋型钢530,两道混凝土梁520均与所述混凝土柱510连接,所述混凝土梁520一端受拉力,另一端受压力,且两道所述混凝土梁520的受力方向相同;两根预埋型钢530分别预埋设置于所述混凝土柱510内相对的两侧,且所述预埋型钢530的顶端部与所述混凝土柱510的顶端部相平齐;两根所述预埋型钢530的连线方向与所述混凝土梁520的布置方向相垂直。两道混凝土梁520包括第一混凝土梁521和第二混凝土梁522,其分别与两个预埋型钢530的设置位置相对应。

[0061] 由于在混凝土柱510中设置了预埋型钢530,且预埋型钢530的顶端部与所述混凝土柱510的顶端部相平齐,如此设置,预埋型钢530与混凝土柱510共同工作,抵抗了混凝土梁520所受到的水平力(即一侧的拉力和另一侧的压力),同时混凝土梁520能对混凝土柱510形成有效的约束。此外,两根预埋型钢530的连线方向与所述混凝土梁520的布置方向相垂直,形成了用以支撑上部拱结构(如组合拱结构)的两个支点,能将上部拱结构的力均匀地传导至外部。所述拱脚节点以较小的截面,替代了现有的大跨度拱结构拱脚处需设置巨大基础。

[0062] 优选的,所述预埋型钢530包括沿所述混凝土柱510的轴向设置的十字形的腹板531,所述预埋型钢530还包括四块翼板532,四块翼板532沿所述腹板531的周向分布,分别与所述腹板531之不同的端部连接。如图6所示,预埋型钢530的腹板531优选由互相垂直的四块钢板组成,如通过焊接,或由工厂一体加工成型。在该四块钢板的端部,分别设置一块翼板532,如亦可通过焊接连接,如此即形成了一个十字形交叉的结构体。更优选的,所述翼板532的远离所述腹板531的一侧(即外表面一侧)设有多个栓钉540,如通过焊接,使栓钉540与翼板532固定连接。栓钉540的设置有效地保证了预埋型钢530与混凝土之间的粘结性能,可使预埋型钢530与混凝土之间共同工作。

[0063] 进一步的,所述预埋型钢530还包括沿所述混凝土柱510之横向设置的多个加劲板533,多个所述加劲板533沿所述混凝土柱510之轴向间隔设置,所有所述加劲板533均设置于四块所述翼板532所围合的区域内部,与所述腹板531及所述翼板532相连接(如焊接)。加劲板533横向设置,即为垂直于预埋型钢530的轴向设置,亦即加劲板533垂直于腹板531和翼板532。通过设置多个加劲板533,能提高预埋型钢530抗侧向力的能力,以更好地抵抗由组合拱结构所传来的水平力。可选的,加劲板533如可为7个,相互平行,且均匀地间隔设置。更进一步的,每个所述加劲板533由所述腹板531区隔为四个子加劲板,四个所述子加劲板上均开设有通孔534。由于腹板531的存在,在预埋型钢530的横截面上,加劲板533由腹板531区隔为四个子加劲板,其中每个子加劲板均与腹板531连接,且与翼板532连接。通孔534主要用于供混凝土浇筑时透气,以确保浇筑密实。

[0064] 优选的,两个所述预埋型钢530之间设有多个水平加劲肋550,每个所述水平加劲肋550的两端分别与两个所述预埋型钢530连接。水平加劲肋550的设置方向亦为横向设置,即为垂直于预埋型钢530的轴向设置。特别的,预埋型钢530的轴向为竖直方向设置,而水平加劲肋550则为水平设置。通过水平加劲肋550的设置,对两个预埋型钢530进行连接,可使

两个预埋型钢530保持共同工作。较佳的,加劲板550的设置间距和设置数量与加劲板533的设置间距与设置数量相同。更优选的,多个所述水平加劲肋550上均开设有通孔551,通孔551用以供混凝土注入,也能用于供混凝土浇筑时透气,还便于振捣装置进入预埋型钢530的内部,以确保浇筑密实。

[0065] 优选的,两个所述预埋型钢530之间还设有多个竖向加劲肋560,所述竖向加劲肋560与所述水平加劲肋550相垂直,且所述竖向加劲肋560与多个所述水平加劲肋550均连接。竖向加劲肋560的设置,进一步加强了两个预埋型钢530之间的连接强度和可靠性。较佳的,在水平加劲肋550的两侧分别设有一道竖向加劲肋560,该两道竖向加劲肋560可与两个预埋型钢530的翼板532相平齐。更佳的,在两个预埋型钢530的连线中点处,还设有第三道竖向加劲肋560。该第三道竖向加劲肋560垂直于两个预埋型钢530的连线布置,即第三道竖向加劲肋560设于两个预埋型钢530的对称平面上。

[0066] 较佳的,所述混凝土梁520的顶部与所述混凝土柱510的顶端部相平齐,以便形成一承载平面,供组合拱结构架设。可选的,在混凝土柱510的顶端部还可以设置一顶板,如钢板,可将预埋型钢530封闭,亦便于组合拱结构的构件的连接。

[0067] 在一个示范性的实施例中,以第一拱体100的跨度(图5中的L1)为120m,矢高为17m为例,以有限元软件ABAQUS对所述拱脚节点建立非线性有限元分析模型进行计算,模拟一地震力作用下,组合拱结构对所述拱脚节点所施加的设计荷载,如施加于所述拱脚节点上的竖向荷载约为3860kN,水平荷载约为15000kN。在设计荷载(包括竖向荷载与水平荷载)作用下,拱脚节点的混凝土梁520与所述混凝土柱510之连接处的一侧受拉力,另一侧受压力。计算结果表明,受拉侧混凝土梁的拉力较大,混凝土开裂、纵向钢筋屈服,受压侧混凝土梁的总体压力水平较低,最大压应力值远小于其抗压强度设计值;预埋型钢的总体应力水平不高,但存在局部应力集中现象,且应力集中处的最大应力达到约300MPa;混凝土柱内纵筋和箍筋(纵筋和箍筋均按照规范进行常规配置)的最大应力为65MPa,远小于其强度设计值;拱脚节点处两侧混凝土梁对混凝土柱形成了较为有效的约束。因此,在设计荷载作用下拱脚节点的侧向变形较小。

[0068] 进一步,发明人对该拱脚节点进行了1/5缩尺的模型加载试验,如图8至图10所示,其中,图8为模型加载试验的主视图,图9为图8沿1-1连线的剖面图,图10为图8沿2-2连线的剖面图。加载采用10000kN大型多功能结构试验机系统,该试验机系统包括作动器571与加载底座572,试件用以设置在加载底座572上,由作动器571进行加载。在竖向加载或水平加载下,作动器571均能随试件跟动,跟动位移可根据竖向作动器与水平作动器的加载行程确定。试件按照所述拱脚节点之1/5缩尺模型进行制作,其中,混凝土梁及混凝土柱中的纵向钢筋及箍筋的配置均按照规范进行合理的设置,模型加载试验的结果如下:

[0069] 一、模型加载试验的试件(即)的最终破坏形态特点如下:

[0070] 1. 试件的初裂位置出现在柱侧梁端,在水平荷载较大时,才在柱上出现水平裂缝;

[0071] 2. 试件最终破坏发生在梁、柱交界面处,具体表现为梁、柱交界面处出现较宽裂缝,梁端混凝土发生压碎剥落;

[0072] 3. 试件在柱顶水平荷载的作用下,梁端首先出现弯曲裂缝,随着柱顶水平荷载的增加,裂缝宽度逐渐增大,裂缝分布范围也逐渐由梁、柱交界处向梁支座方向扩展;节点核心区仅在整体试件即将破坏时出现少量斜裂缝。试件梁上正向和反向裂缝在一侧梁上基本

呈对称分布。试件柱上正向和反向裂缝也基本呈对称分布。

[0073] 二、模型加载试验的梁端纵向钢筋应变情况如下：

[0074] 1. 在反复荷载下，试件梁端纵向钢筋的应变正、负交替，表现出相应的滞回特性；

[0075] 2. 在反复荷载下，试件梁端纵向钢筋应变分布不对称，正值应变（即拉应变）明显大于负值应变（即压应变）；

[0076] 3. 试件达到正向开裂时，纵向钢筋的拉应变最大值为 $665\mu\epsilon$ ；试件达到反向开裂时纵向钢筋的拉应变最大值为 $481\mu\epsilon$ ；

[0077] 4. 试件达到正向峰值荷载时，纵向钢筋已屈服，最大应变值达到 $3176\mu\epsilon$ 。

[0078] 三、模型加载试验的柱端纵向钢筋应变情况如下：

[0079] 1. 在反复荷载下，试件柱端纵向钢筋的应变值正、负交替，表现出相应的滞回特性，且应变变化规律较为明显；

[0080] 2. 在反复荷载下，试件柱端纵向钢筋应变分布基本对称，但正值应变（即拉应变）仍大于负值应变（即压应变）；

[0081] 3. 试件达到正向开裂时纵向钢筋的压应变最大值为 $-300\mu\epsilon$ ；试件达到反向开裂时，纵向钢筋的压应变最大值为 $-280\mu\epsilon$ ；混凝土柱纵向钢筋拉应变此时尚很小；

[0082] 4. 试件达到正向峰值荷载时，柱纵向钢筋拉、压最大应变值分别为 $1550\mu\epsilon$ 和 $-850\mu\epsilon$ ；试件达到反向峰值荷载时，柱纵向钢筋拉、压最大应变值分别为 $2742\mu\epsilon$ 和 $-700\mu\epsilon$ 。

[0083] 四、模型加载试验的箍筋应变情况如下：

[0084] 1. 在反复荷载下，试件箍筋的应变值正、负交替，表现出相应的滞回特性；

[0085] 2. 在整个试验过程中，试件仅出现少量的剪切裂缝，在试验后期，试件仍大体保持完好，这说明拱脚节点的抗剪能力可以满足“强节点弱构件”的设计要求；

[0086] 3. 在试验过程中，试件的箍筋最大应变值约为 $200\mu\epsilon$ ，远小于实测的屈服应变，表明箍筋在试验过程中均处于弹性状态。

[0087] 五、模型加载试验的预埋型钢应变情况如下：

[0088] 1. 在试验过程中，试件预埋型钢的主应变随着荷载的变化而变化，呈现出一定的滞回特性；

[0089] 2. 在整个试验过程中，预埋型钢上最大主拉应变值为 $600\mu\epsilon$ ；最大主压应变值为 $-1170\mu\epsilon$ 。说明在整个试验过程中，预埋型钢的各处均未发生屈服，仍处于弹性状态。

[0090] 六、模型加载试验的荷载-变形关系：

[0091] 滞回曲线是指在往复荷载作用下，作用在结构或构件上的荷载与其对应的位移之间的关系变化曲线，它反映了结构或构件在反复受力过程中的变形特征以及能量耗散等特性，是结构抗震性能的综合体现，也是确定恢复力模型和进行非线性地震反应分析的依据。本试验以混凝土梁顶水平位移的均值作为荷载-位移曲线的位移项，以水平作动器的力值（即作用在试件加载端上的力）作为荷载-位移曲线的荷载项。试件的梁端荷载-位移滞回曲线如图11所示。由图可见：

[0092] 1. 试件滞回曲线上有4个特征点，分别是开裂点、屈服点、峰值点和极限点；

[0093] 2. 试件滞回曲线早期呈梭形，滞回环较为饱满；在完成 2Δ 进入 3Δ 后，由于混凝土梁靠近柱端部破坏严重，试件承载力下降较为明显；

[0094] 3. 试件的滞回曲线的正向和反向曲线呈反对称分布。

[0095] 七、模型加载试验的骨架曲线：

[0096] 骨架曲线是指结构或构件滞回曲线的外包络线，它是每次循环加载达到的水平力最大峰值的轨迹，反映了结构或构件受力与变形的各个不同阶段及特性（强度、刚度、延性、耗能等）。图12为试件的骨架曲线图。由图可见：

[0097] 1. 试件在反复荷载作用下经历了开裂、屈服和破坏三个阶段。开裂前，荷载和位移基本呈线性增长，此阶段整体结构处于弹性状态；开裂后，试件刚度明显降低；屈服后，随着位移的继续增加，试件刚度不断下降直至破坏；

[0098] 2. 试件在承载力达到峰值后强度和刚度退化较为明显。

[0099] 八、位移延性与变形能力：

[0100] 位移延性是反映结构或构件变形能力的一个度量指标。常用延性系数的大小来表示构件或结构延性的优劣。延性系数是极限变形 Δ_u （即极限位移）和屈服变形 Δ_y （即屈服位移）的比值，即 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。试件的屈服一般以构件的屈服作为标志，对应的荷载和位移称为屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y 。如果试件的荷载-位移曲线上无明显拐点，则难以确定试件的屈服点，在这种情况下通常采用等能量法确定其屈服点。根据能量法得到的节点位移延性系数见表1。试件的极限位移 Δ_u 为承载力下降至峰值荷载的85%时对应的梁端位移值。

[0101] 表1

[0102]	开裂荷载	正向	70	开裂位移	正向	3.70
	P_{cr}/kN	反向	65	Δ_{cr}/mm	反向	3.45
		屈服荷载	正向		160.3	屈服位移
	P_y/kN	反向	142.6	Δ_y/mm	反向	10.56
		峰值荷载	正向		179.7	峰值位移
	P_m/kN	反向	158.8	Δ_m/mm	反向	15.57
极限荷载		正向	152.8		极限位移	正向
[0103]	P_u/kN	反向	135.0	Δ_u/mm	反向	18.0
	$\mu = \Delta_u/\Delta_y$	正向	1.59	Δ_y/Δ_{cr}	正向	3.11
		反向	1.71		反向	3.06

[0104] 由表1可以得出：

[0105] 1. 试件正向和反向的位移延性系数分别为1.59和1.71；

[0106] 2. 试件正向和反向的 Δ_y / Δ_{cr} 比值分别为3.11和3.06，表明试件开裂后具有的安全余度比较充裕。

[0107] 综上可得，试件的初裂位置出现在柱侧梁端，在荷载水平较大时，才在柱上出现水平荷载。试件最终破坏发生在节点核心区梁、柱交界面处，具体表现为梁、柱交界面处出现较宽裂缝，梁端混凝土发生压碎剥落；整个试验过程中，试件预埋型钢未发生屈服、箍筋均未屈服、混凝土未出现大的裂缝与压溃现象，拱脚节点基本处于弹性受力状态，拱脚节点整体安全可靠；试件滞回曲线较为饱满，表明试件具有较好的耗能能力；试件正反向的位移延性系数分别为1.59和1.71，满足设计要求。通过上述拱脚节点模型的低固反复荷载试验表

明,拱脚节点在设计荷载下不会发生塑性变形和破坏,处于弹性受力状态,拱脚节点的构造具有良好的承载能力和耗能能力,拱脚节点整体安全可靠,可以保证组合拱结构和外部砼结构的整体受力安全。

[0108] 另外,一般在结构设计时,所有的假定均为结构的最终完成态,但是施工过程中,整个结构的内部受力状态及所受到的荷载均不同于平时使用荷载,因此有必要对施工过程进行模拟分析。通过对上述试验分析可得,即使组合拱结构在分段分步安装过程中,如水平联系构件未成形而还未能形成承载力等情况下,拱脚节点的受力和变形均在可控范围内,能确保组合拱结构在安装施工过程中的结构安全。此外,即使在地震力作用下,该拱脚节点受到1.4倍~1.6倍的设计水平荷载下,亦能保证安全,即拱脚节点满足要求,能够替代现有的巨大基础。

[0109] 综上,在本发明提供的组合拱结构中,一方面,通过水平联系构件,承担部分的第一拱体和第二拱体两端的水平推力,而两道交叉支撑的设置,亦能承担部分的第一拱体和第二拱体两端的水平推力,水平联系构件和交叉支撑两者共同作用,互为冗余,形成了两道安全防线,即使在地震力的作用下,水平联系构件和交叉支撑中的一个被破坏,也能保证整体结构稳定;另一方面,主要采用两道交叉支撑对外传力,取消了现有大跨度拱结构拱脚处设置的巨大基础,扩大了本发明提供的组合拱结构的应用范围。此外,组合拱结构的拱脚节点具有一定的安全余量,即使在地震力的作用下,亦能保证安全。

[0110] 上述描述仅是对本发明较佳实施例的描述,并非对本发明范围的任何限定,本发明领域的普通技术人员根据上述揭示内容做的任何变更、修饰,均属于权利要求书的保护范围。

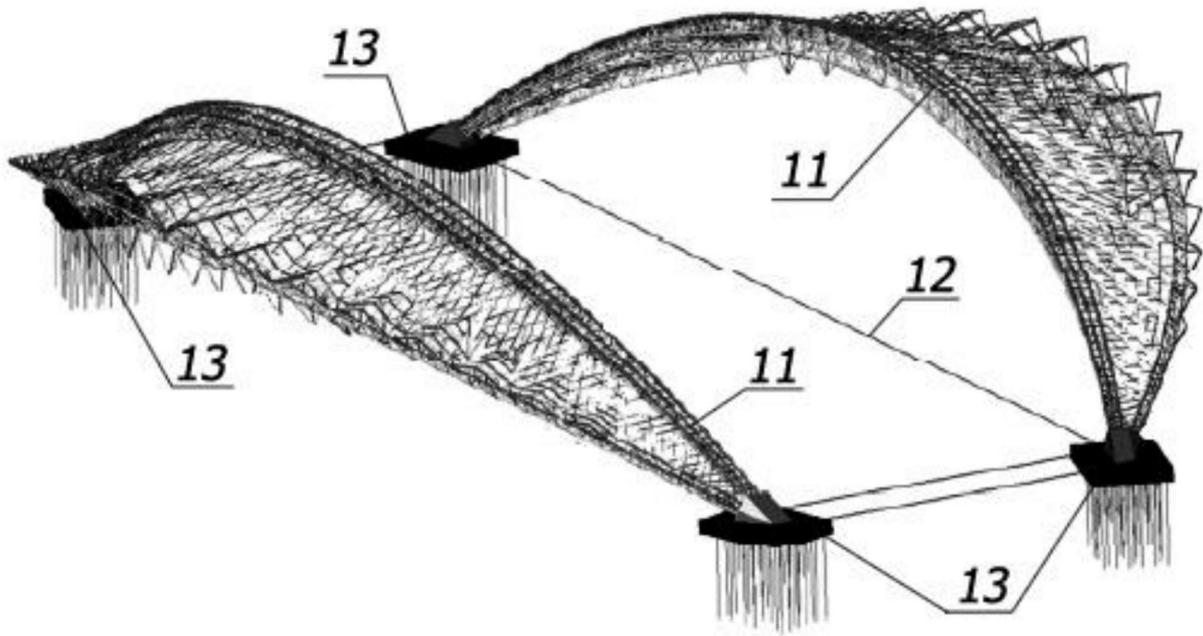


图1

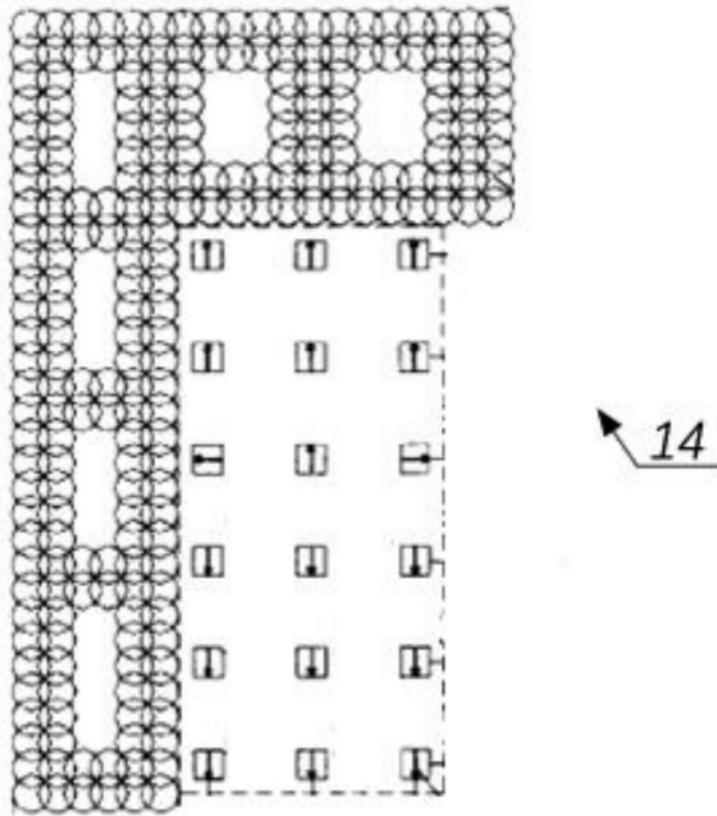


图2(a)

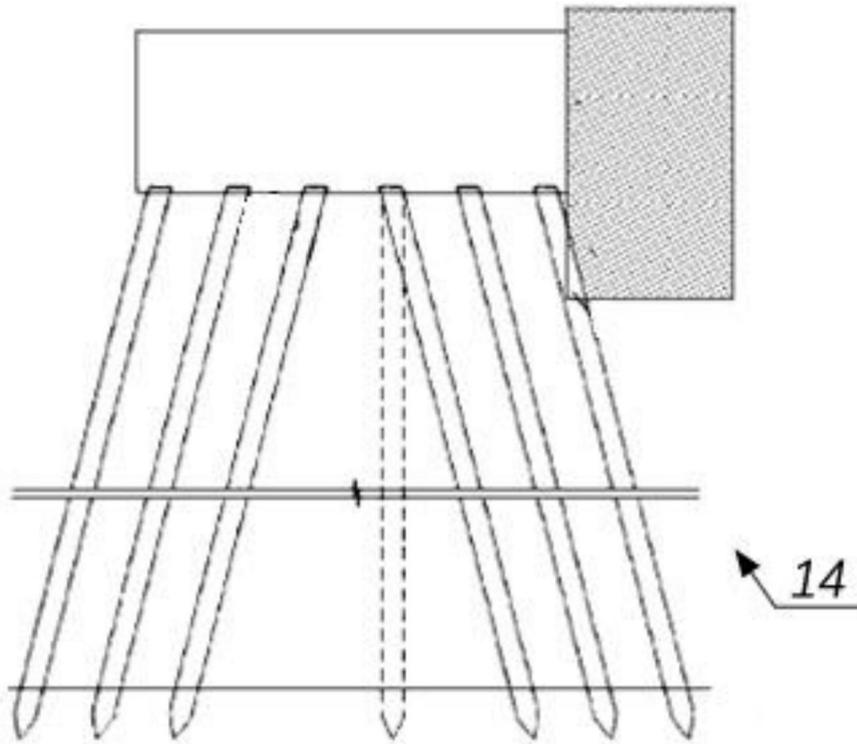


图2(b)

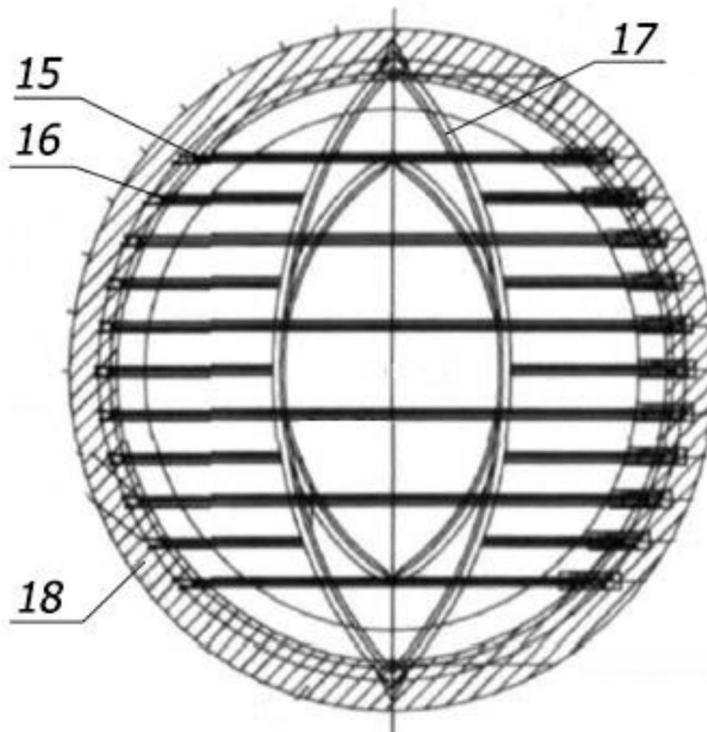


图3

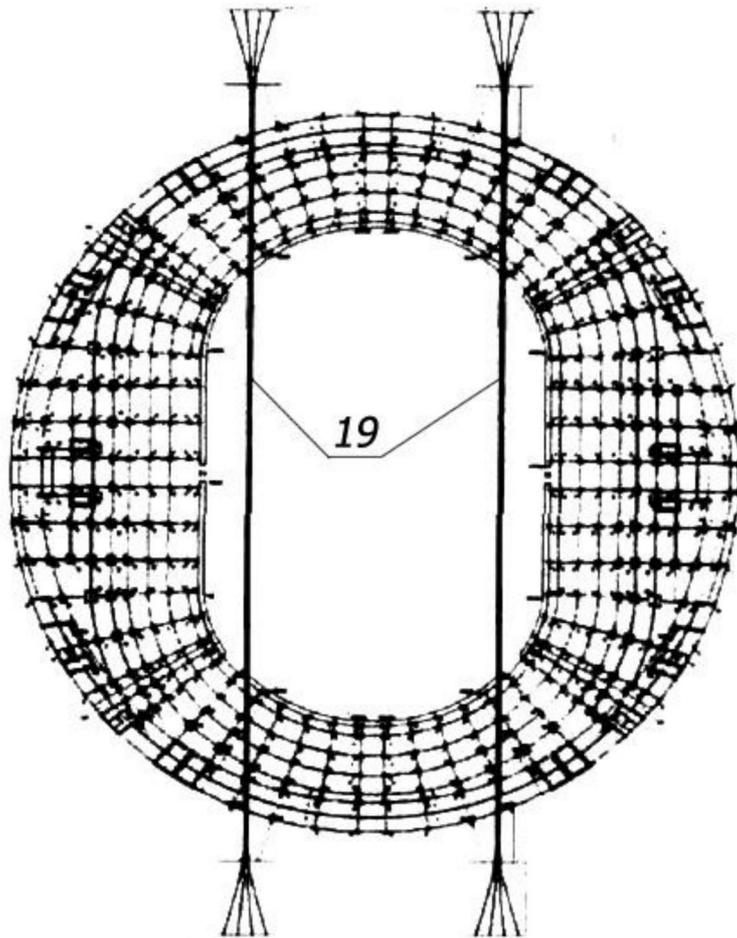


图4

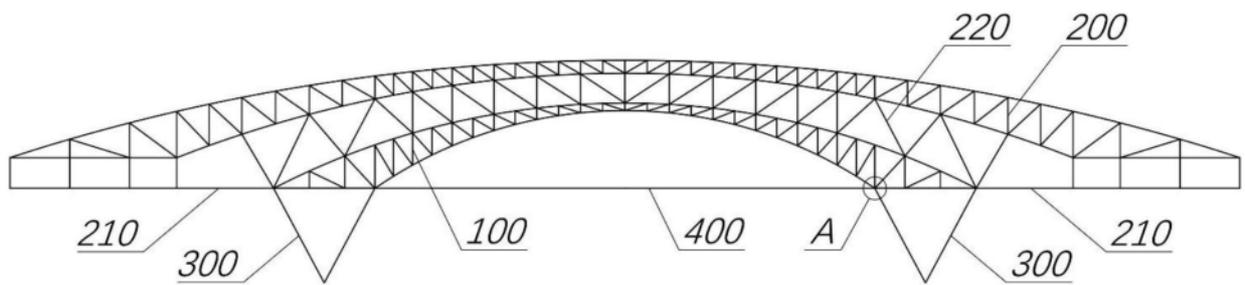


图5

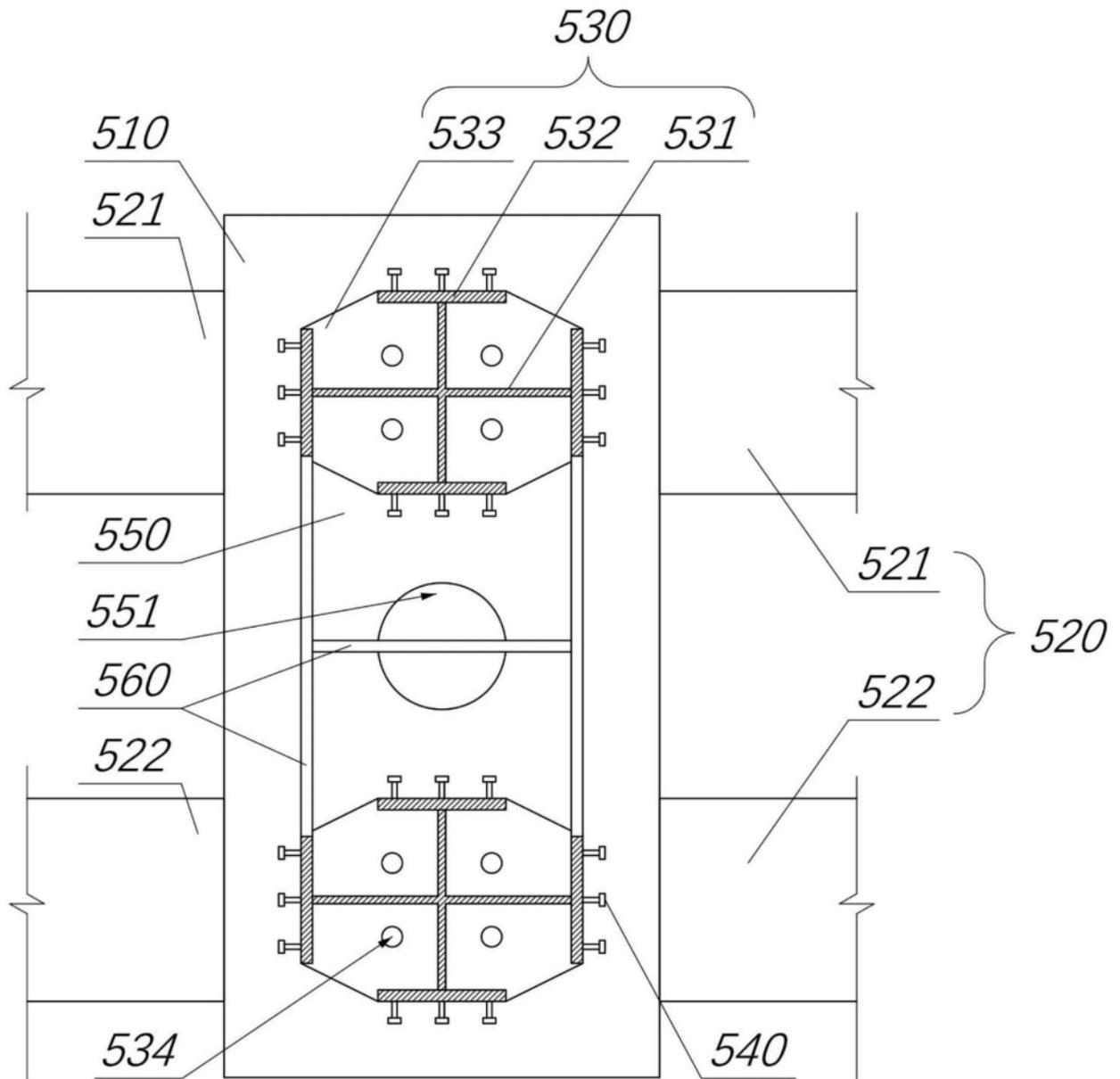


图6

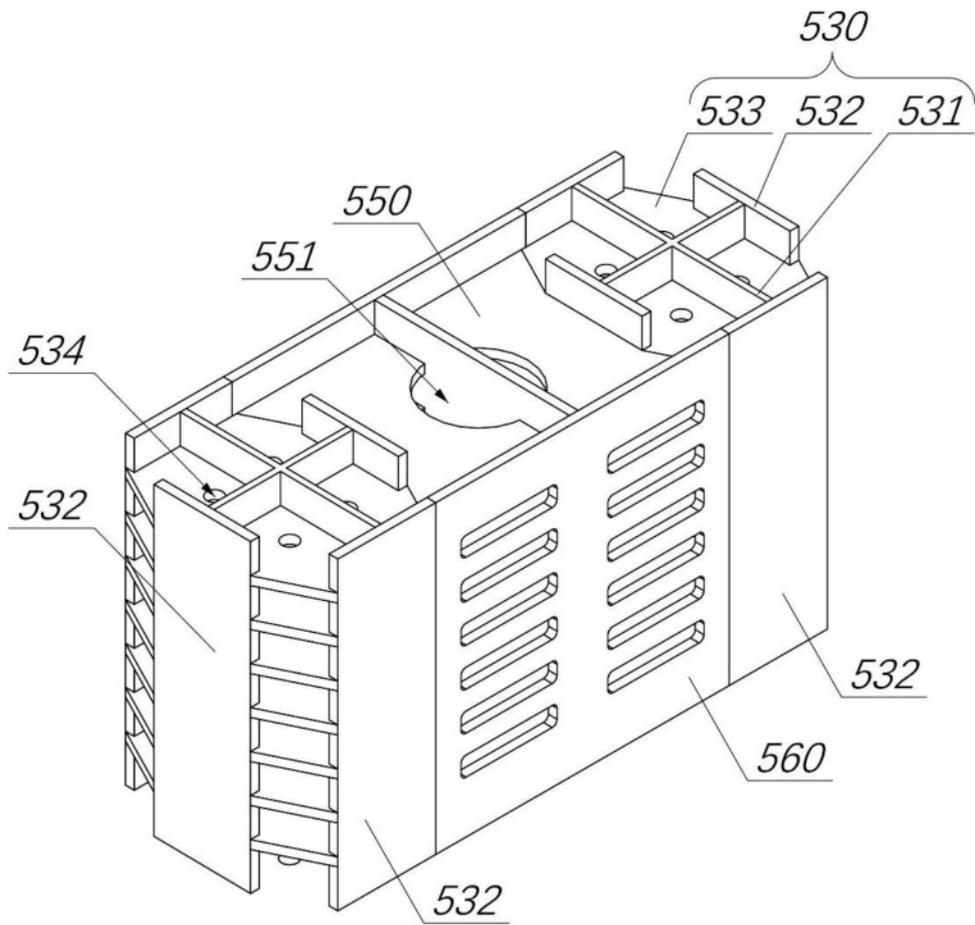


图7

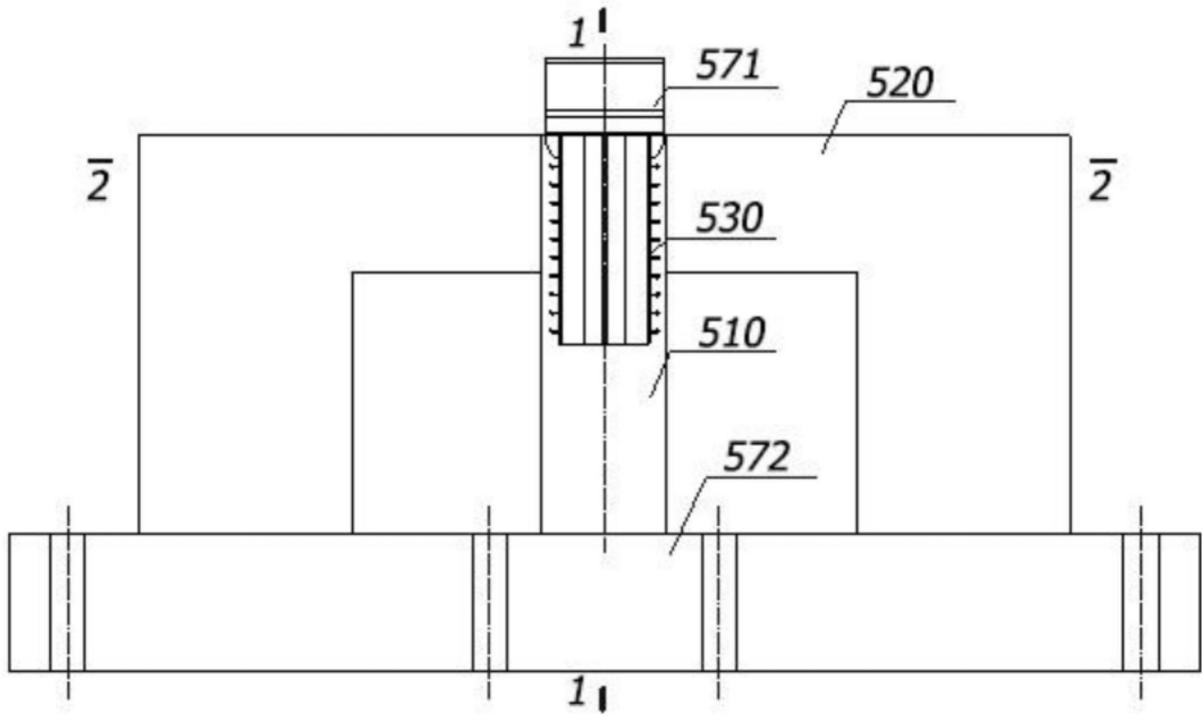


图8

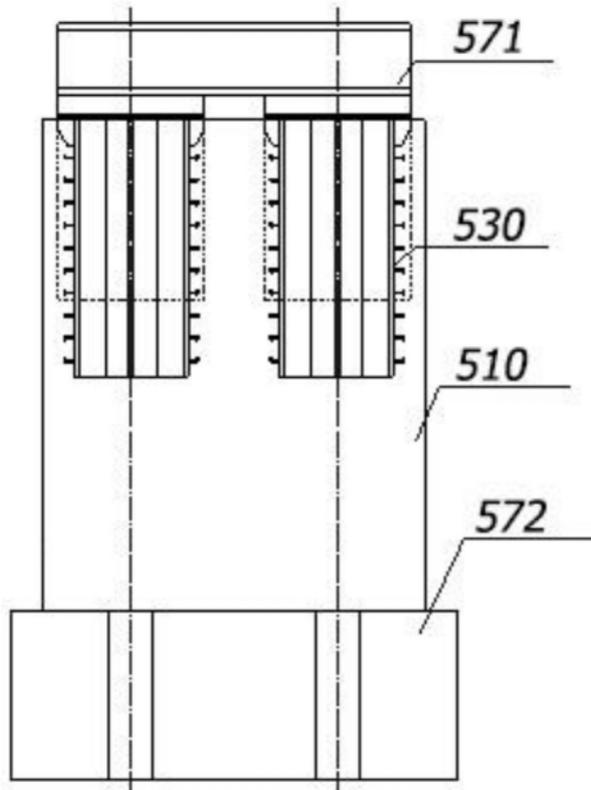


图9

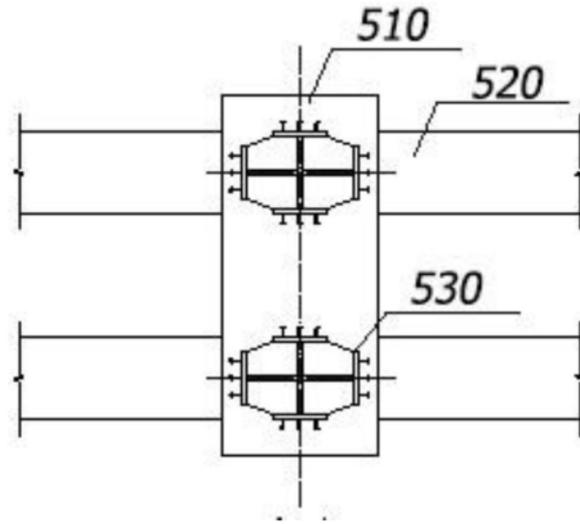


图10

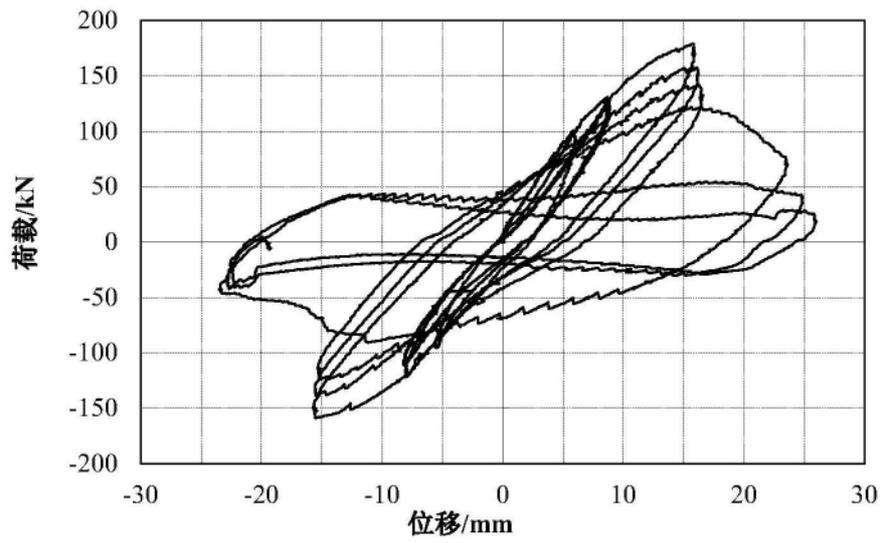


图11

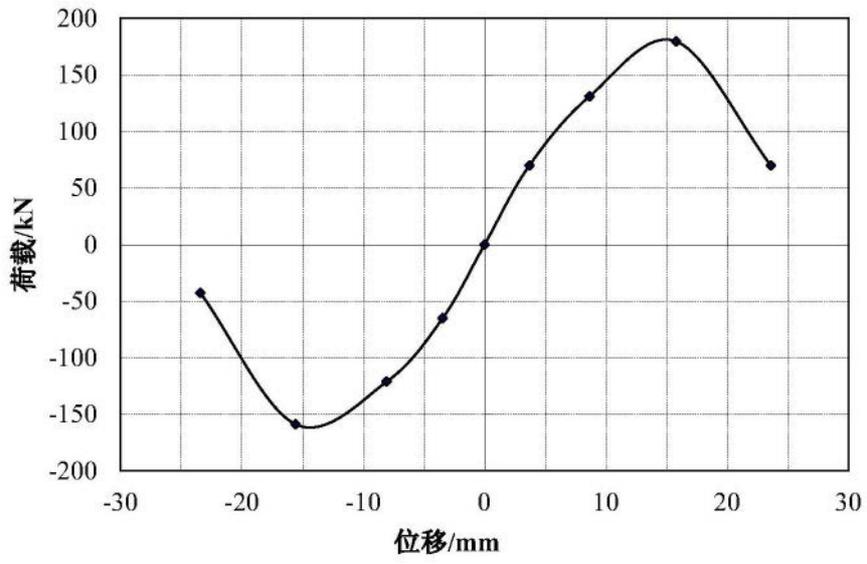


图12