

1. 抗震结构的发展与刚柔之争

1923 年关东大地震^①之后,抗震设计作为抗震技术而诞生(见图 1)。此后,经过 75 年的时间,抗震设计取得了显著进展。随着适用对象的不断扩大,抗震设计理念也越来越多样化。伴随电子计算机的发展,地震响应分析技术得到快速进展,设计方法也向多样化和精细化方向发展。另一方面,由于接二连三的大地震的袭击,使人们逐渐认识到所采用的抗震设计方法的不完善。

结构抗震设计的最初出发点是在仅考虑重力作用而设计的结构骨架基础上,附加地震作用的抵抗力方法。随着历次震害教训和地震响应预测技术的进步,提高了人们对结构设计中应加强抗震设计重要性的认识,目前日本的结构设计实际上已经由抗震设计控制。

在这个过程当中,人们一直在探索能够从根本上避免地震所带来的严重危害的方法,并一直在追求实现隔震结构。但由于处在大约经历了半世纪时间才建立起来的抗震设计理论的阴影之中,隔震结构的实现不得不等到生根发芽时机的到来。隔震结构是在其设计理论发展成熟,且于 20 世纪 70 年代出现具有足够可靠性的多层橡胶支座后才确立的。

抗震结构的发展和隔震结构的确立,其发展道路是坎坷不平的,绝不是一帆风顺的。那是因为抗震设计不仅仅是简单的理论实践,而且具有保证公民安全的义务,并从一开始就具有法律效应。一方面抗震设计必须是由科学依据支撑的合理的设计方法,另一方面,作为法律,必须具有众人认可的简单易懂、明快的逻辑性。事实乃至科学与逻辑是不同等的。将错误

^① 关东大地震:1923 年 9 月 1 日中午时分,日本关东地区南部发生 7.9 级大地震,震灾波及 1 府 8 县,东京和横滨市的许多建筑物都成了一片瓦砾。正值中午烧饭时间,地震使炉灶翻倒,引起了东京市内大火,1/2 市区被焚毁。地震还引发了海啸。总计有 70 万住家毁坏或严重受损,死亡人数达到 13 万,灾民百余万,损失达 55 亿日元。日本自关东大地震后开始了现代防震减灾研究。——译者注

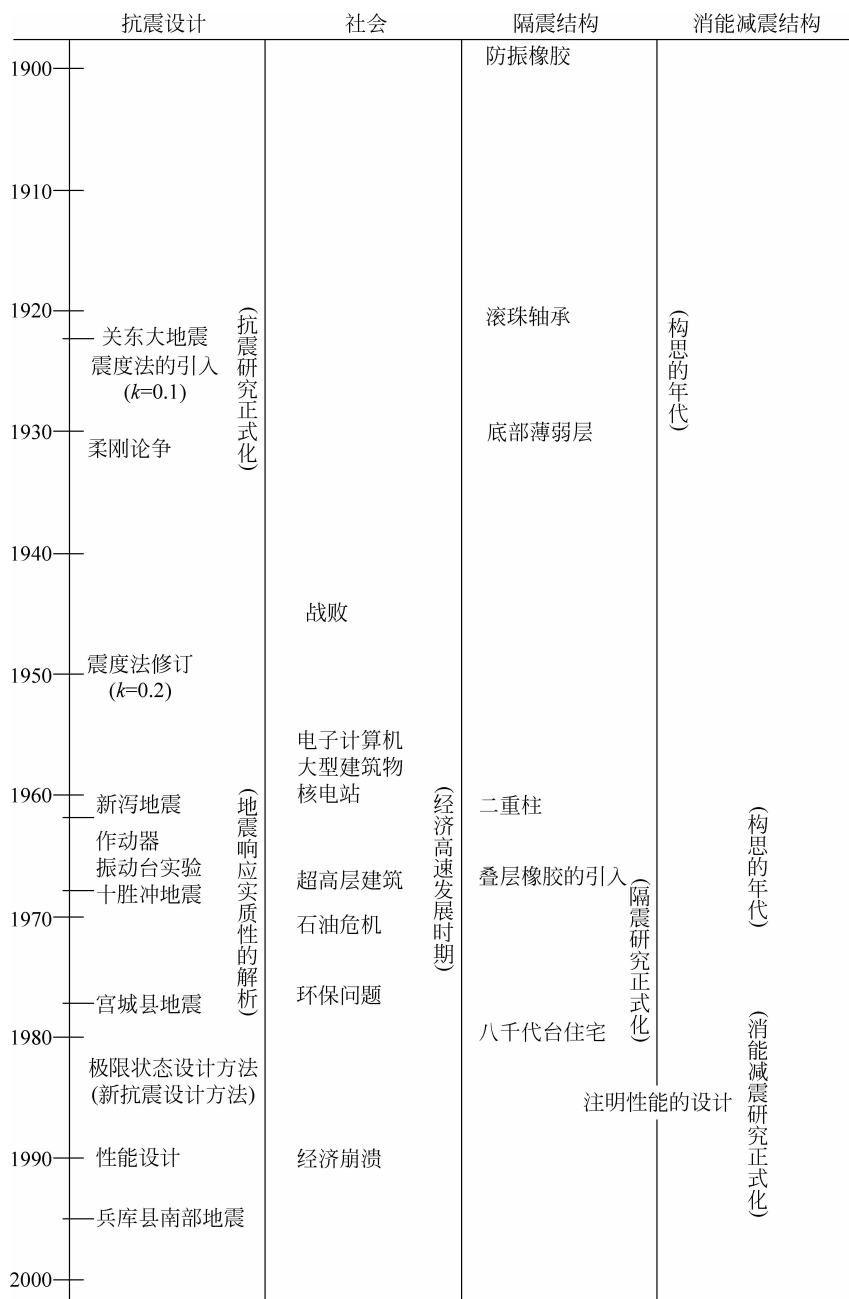


图1 历史背景

的事实讲得符合于逻辑性的社会现象,在生活当中经常出现。抗震设计深层次中所存在着的上述基本矛盾,就是长期争论的“震源”。

这场争论被称为“刚柔论争”,是在关东大地震后引入的震度法针对所推荐刚性结构而引发的学术论争^[1]。倘若考虑实现的可能性和逻辑性,震度法是一种非常好的设计方法,但是它的科学依据不充分。震度法的设计体系,经过19世纪60年代原子能发电站和高度经济发展时期后基本完成。这些建筑物的重要性要求高,必须以“刚性结构”作为设计目标。19世纪60年代后半叶开始,经济高速发展,促进了都市高层建筑的发展,由此围绕在日本这个多地震国家建造高层建筑合理性的问题,展开了第二次刚柔论争。结果认识到震度与建筑结构周期成反比的事实,即结构周期越长,地震作用就越小。如此,极力主张“柔性结构”的一方高唱凯歌。

随着电子计算机的发展和地震观测记录的充实,当时可以计算得到较详细的建筑结构地震响应。因此,考虑强度和变形两个方面,很容易进行处于低层和高层之间的中低层结构的设计。新泻地震(1963)、十胜冲地震(1968)和宫城县冲地震(1973)充分暴露了基于震度法设计的不完善性的现实。采取何种方法提高建筑结构吸收能量的能力?围绕这个问题展开了第三次刚柔论争。

1981年对《建筑基准法》进行了修订,在原来震度法的基础上,增加了必须确保结构吸收能量的能力,并作为建筑结构必须具备的条件。由此,依据震度法所需满足的基本强度和依据吸收能量所需满足的变形能力均需得到保证,形成了抗震设计的基本框架。然而,确保变形能力是超越弹性变形范围进入弹塑性变形状态之后的问题。因此,即使在分析技术相当发达的今天,要确保建筑结构的变形能力,也不是件容易的事情;反而在分析技术备齐的情况下,因选项增多,会面临难以获取证明其妥当性的困境。

在抗震设计中如何反映建筑结构变形进入弹塑性阶段后吸收能量的能力,是一个必须要解决的很重要的现实问题。这正是第三次刚柔论争的主题。针对抗震设计越来越复杂化的发展趋势,能够从根本上避免地震灾害的隔震结构在日本的适用性和可行性,也在这个时期进行了深入的讨论。传统的抗震结构,其抗震能力取决于结构的承载能力和塑性变形能力。因此,当遭到地震袭击时,结构肯定会受到不同程度的损伤。与此相

反,隔震结构则竭力主张遭到地震袭击后建筑结构主体不会受到任何损伤,向传统抗震结构提出了挑战^[2]。针对这一挑战,抗震设计界认为,日本是强地震国家,因为没有得到足够的认证,很难保证隔震结构的适用性和可行性。如此一来,隔震结构就难以被接受。另一方面,在抗震设计界的抵制下,隔震结构界根据抗震结构设计的论据,证明了隔震结构的适用性和可行性。在此过程中,叠层橡胶支座的出现是不可或缺的。叠层橡胶支座是一种优异的部件。下面对隔震结构的原理进行说明。

隔震结构是将房屋部分作为上部结构,隔震层和基础作为下部结构的一种二重结构。隔震层由具有柔软水平弹簧作用的叠层橡胶支座和能够全部吸收地震能量的阻尼器组成。与隔震层的侧移刚度相比,上部结构的侧移刚度很大,所以上部结构可以简化为质点,因此隔震结构成为一个单质点振动体系。

叠层橡胶支座具有很大的竖向承载力和水平弹性变形能力,这使得隔震结构自振周期可能超过4秒,而成为长周期结构。此外,由叠层橡胶支座的弹性特性和阻尼器的塑性特性组成的隔震层,可起到高效的能量吸收功能。

换句话说,隔震结构具有抗震结构的简单明了的特征,又具有长周期结构的优点,而且又毫无疑问的能确保能量吸收能力。隔震结构以其与传统抗震结构对立的概念而登上舞台。经过第四次刚柔论争以后,隔震结构在抗震结构界作为性能优良的结构而得到肯定^[2]。另一方面,作为传统的抗震结构,想要利用承受重力荷载的建筑物骨架,来同时确保所需的强度和能量吸收能力则显然不合理。因此,传统的抗震结构很难具备简单明了的特征。

正值此时,1995年1月17日早晨的兵库县南部地震,明确告诉我们日本的抗震结构应达到的目标值。震中区域的地震动强度远远大于《建筑基准法》中所规定的设防烈度。通过大量建筑震害分析,人们意识到要实现完美的抗震设计还需要经历漫长的路程。在这次地震中,离震源不远的地方有两栋隔震结构,则以事实证明了能够发挥其预期的性能。

20世纪的抗震研究领域,以隔震结构的出现和发展为主题而落下帷幕。但是,很难想象今后的建筑物全部采用隔震结构。在意识到隔震结构的优越性后,必定将有所突破。随着工程实例的不断增多,隔震结构在质量上也将得到升华,趋于完美。无论如何,第五次刚柔论争必定将围绕

隔震结构的抗震性能而展开。这对传统抗震结构而言,无疑是一场越来越艰难的苦战,也是一场关系到传统抗震结构命运的战斗。

2. 抗震设计的分析与综合

1) 弹性力学的分析与综合

自然界的许多现象表现为弹性特性,人们也只能在弹性环境下安全地生活。这是因为,我们认为线性关系是构成人们逻辑思维结构的框架。对于线性事件,无论在其中重叠着多少种事件,都可以把它看作单纯事件的和。因此,线性系统很容易掌握和理解,其求解过程也简单明了。

到20世纪上半叶,基本确立了以弹性和线性为前提的力学框架,这一理论体系完美而成果丰硕。通过对作用在单元体上的力的平衡和变形协调条件作为基础的微分方程进行积分,可以得到能够表述弹性状态的解析解。在没有电子计算机的年代,通过积分得出解析解的方法是我们科学认识世界的强大武器,而线性假定使得求解成为可能。建立微分方程的过程是分析的过程,而积分的过程则是综合的过程。在弹性力学框架中,分析和综合结合在一起,构成了一个强大的认知体系。

2) 非线性力学的分析与综合

在非线性力学中,分析的强大武器也是表述结构各部件平衡状态的微分方程。现在,如果借助电子计算机,则不管是否是非线性问题,也不管结构物多么复杂,必定能够求解得到某一点的平衡状态。但是,问题的复杂程度越大,判断求解结果正确与否的难度也越大,也就是说,评价求解结果是否符合常理很困难。为了做出正确的判断,有必要首先知道求解条件与求解结果之间的一般性因果关系。这个过程就是综合的过程,综合过程是不能依赖于电子计算机的,而是属于人的认知领域。在分析过程中必须满足较高的精度,但在综合过程中,却不一定需要较高的精度,最重要的是要认识各变量之间的本质关系。对应综合化水准的不同,在精度上所做出牺牲的程度也不尽相同。

3) 设计中的分析与综合

建筑结构的设计是分析与综合的产物。支配建筑结构受力性能的因素是材料、结构形式等无数的设计变量。建筑结构的设计过程是在这些无数的设计变量之中,确定满足设计条件的组合值的过程。要确定这些设计变量的组合值,对建筑结构受力性能的综合认识和整体把握是不可缺少的。另外,为了证明建筑结构设计满足给定条件,分析和解析也是不可缺

少的。如果所分析建筑物的力学性能接近于弹性性能,则可将其近似为弹性体系,这样就可以避免在综合过程中的困难。但是,当要分析的建筑物的力学性能处于强非线性状态时,则必须寻求有关方法进行逐个分析,再据此总结其一般化规律而实现综合。

4) 着眼于能量的意义

想要知道地震时建筑物的破坏过程,必须求解具有强非线性特性的建筑物的振动方程。为了认识地震作用下建筑物的破坏过程,可以通过对某一时刻力的平衡关系的振动微分方程两边相乘位移微分,并在地震持续时间内积分得出能量平衡方程,利用能量转换关系来综合求解,结果将更为有效。

通过积分能够归纳和集中信息;力与变形相乘得到的能量是标量,这个标量适合于表示综合的信息。如 Housner 预见的那样,地震动给予建筑物的能量是仅仅与结构的总质量和基本振动周期相关的一个比较稳定的量,这将使得复杂的问题转化为极其简单的问题^[3~5]。如果输入建筑物的总能量是一个稳定的量,那么能量在建筑物中如何进行分配,就成为问题的焦点之一。

单质点体系振动微分方程可以写为

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + F(y) = -M\ddot{z}_0 \quad (1)$$

式中, M ——质点质量;

y ——质点相对位移;

C ——阻尼系数;

$F(y)$ ——体系恢复力;

$\ddot{z}_0$ ——地震动加速度。

式(1)是控制体系地震响应的基本关系式,通过积分得出体系的地震响应。对式(1)两边同乘 dy (或 $\dot{y}dt$),且在地震持续时间 t_0 内进行积分,则得出如下能量平衡方程^[5]:

$$\int_0^{t_0} M\ddot{y}\dot{y}dt + \int_0^{t_0} C\dot{y}^2dt + \int_{y(0)}^{y(t_0)} F(y)dy = - \int_0^{t_0} M\ddot{z}_0\dot{y}dt \quad (2)$$

式(2)也可以写成如下形式:

$$W_e + W_p + W_h = E \quad (3)$$

式中, W_e ——弹性振动能量;

W_p ——累积塑性变形能;

W_h ——阻尼消耗能量；

E ——地震动输入于结构的总能量。

如果将式(1)和式(2)中的各项利用矩阵和向量来表示,则公式很容易扩展到多质点体系。

式(1)表示某一时刻单质点体系的力的平衡关系,通过数值分析方法可以得到其解,并且能够得到建筑结构弹塑性状态的地震响应。但是,由于初始条件的不同,解也不同,其离散性较大。尽管数值解析结果的正确与否是式(1)所得结果的唯一保证,但式(1)并没有过多地涉及到建筑结构的地震响应。

另一方面,式(2)和式(3)表达的是地震动作用持续时间内的积分,也是严密表达地震响应的一种形式。而且,针对多种多样的设计条件,可以给出 W_e, W_p, W_h 分配的一般定量化表达。

总之,地震动输入于结构能量的稳定性,提高了式(2)和式(3)的适用性。也就是说,“地震输入结构的能量,主要与结构的总质量和基本周期相关,它是一个不依赖于结构强度、质量分布和刚度分布的稳定值”。

深刻理解地震作用下建筑结构的响应特征,是本书的重点。同时,根据式(3)是否能够把握利用式(1)得到的地震响应,本书中作了尝试,这也许能够综合把握地震动输入与建筑结构地震响应的关系。同时,这一方法也许能够成为实现表达设计者意图的建筑结构性能设计方法。

以式(3)为中心的设计方法,已被大量的结构地震响应分析结果证明了其有效性,适用于具有一般性设计条件的建筑结构。在这个意义上,上述设计方法可以称为综合设计法,或包络设计法。

建筑结构所应拥有的性能,从根本上讲,应该是业主所提出的条件。因此,有必要利用除设计技术人员之外,普通人也能够理解的语言来表达的抗震设计方法。综合概念设计法的内容能够通过通俗的语言表达,其意义在于避免采用技术语言的表达体系。

图2所示的设计流程和设计方法的发展如下:根据综合概念设计法形成初步设计;在详细设计过程中,通过地震响应分析(数值分析)充分确认结构抗震性能;根据地震响应分析结果,提高综合概念设计法的预测精度。综合概念设计法的改善进一步完善了设计流程和设计方法。如此,通过重复的综合和分析的过程,以及震害经验的积累,从而不断推进抗震设计方法的发展。

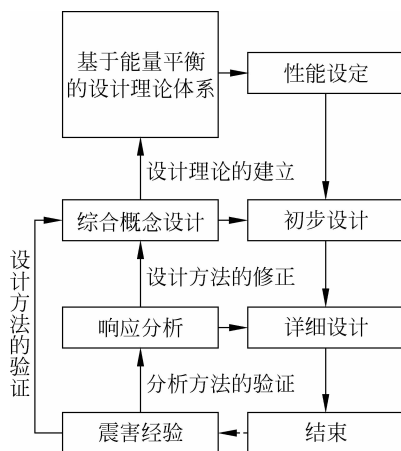


图2 抗震设计流程与抗震设计方法的发展

注：综合概念设计，考虑的是分析后的结构的整体性能。例如：能量的分布是否合理，刚度的分布是否合理等。它其实就是在有了定量计算结果后的概念设计。

单自由度体系的输入能量

1.1 力平衡方程和能量平衡方程

如图 1.1(a)所示的单质点振动体系,在单向水平地震动作用下的力的平衡方程如下:

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + F(y) = F_e \quad (1.1)$$

式中, M ——质量;

$C\dot{y}$ ——阻尼力;

$F(y)$ ——恢复力;

F_e ——地震力($= -M\ddot{z}_0$);

z_0 ——地面水平位移;

y ——质点相对地面的位移。

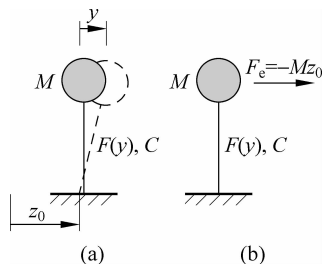


图 1.1 单质点振动体系

当地面处于静止状态, F_e 直接作用质点时,如图 1.1(b)所示,则式(1.1)依然成立。对式(1.1)进行积分,可以求出质点的响应。当系统处于弹性状态时,能够采用解析方法求出式(1.1)的解;当系统处于塑性状态时,一般通过数值积分方法求出其解。

得到体系的响应后,则可将式(1.1)的力平衡方程转换为能量平衡方程。相对位移 y 是结构的重要响应量,因为相对位移 y 是引起体系应变的变形,而能量与变形相关。按图 1.1(b)的模型,将式(1.1)两边乘以相对位移增量 $dy(=\dot{y}dt)$,得到能量平衡方程。如果按图 1.1(a)的模型,对式(1.1)两边乘上地面运动位移增量 dz ,也可以得到能量方程^[6,7]。但是这种情况下的输入能量包含与作等速运动时的变形无关的能量(参照本章最后的注),这对抗震设计无意义。

因此,能量方程可表示为

$$M \int_0^t \ddot{y} \dot{y} dt + C \int_0^t \dot{y}^2 dt + \int_0^t F(y) \dot{y} dt = \int_0^t F_e \dot{y} dt \quad (1.2)$$

上式中各项积分表示如下:

$$E(t) = \int_0^t F_e \dot{y} dt \quad (1.3)$$

$$W_e(t) + W_p(t) = M \int_0^t \ddot{y} \dot{y} dt + \int_0^t F(y) \dot{y} dt \quad (1.4)$$

$$W_h(t) = C \int_0^t \dot{y}^2 dt \quad (1.5)$$

式中, $E(t)$ —— t 时刻的输入能;

$W_e(t)$ —— t 时刻的弹性振动能;

$W_p(t)$ —— t 时刻的累积塑性变形能;

$W_h(t)$ —— t 时刻的阻尼吸收的能量。

弹性振动能 $W_e(t)$ 可以表示为

$$W_e(t) = W_{es}(t) + W_{ek}(t) \quad (1.6)$$

式中, $W_{es}(t)$ ——弹性变形能;

$W_{ek}(t)$ ——动能。

由式(1.4)右边的第一项 $M \int_0^t \ddot{y} \dot{y} dt$ 可知, 因为 $\dot{y}(0) = 0$, 所以 $W_{ek}(t)$ 可写成

$$W_{ek}(t) = \frac{M \dot{y}^2(t)}{2} \quad (1.7)$$

因此, 式(1.4)右边的第二项可表示为

$$W_{es}(t) + W_p(t) = \int_0^t F(y) \dot{y} dt \quad (1.8)$$

设地震持续时间为 t_0 , 则 $t = t_0$ 时刻各项表示为

$$\begin{cases} E = E(t_0) \\ W_e = W_e(t_0) \\ W_p = W_p(t_0) \\ W_h = W_h(t_0) \end{cases} \quad (1.9)$$

式中, E ——总输入能;

W_e ——弹性振动能;

W_p ——累积塑性能;

W_h ——阻尼消耗的能量。