

文章编号:1005-0523(2018)01-0020-07

行波效应对长跨连续刚构桥地震响应的影响

刘旭政,王 鹏

(华东交通大学土木建筑学院,江西 南昌 330013)

摘要:为了研究行波效应对桥梁地震响应的影响,以一座实际工程高桩大跨度连续刚构桥(70+7×105+70 m)为例,通过 Midas/civil 软件建立有限元模型,运用相对运动法对其进行地震动时程分析。考虑了2种地震波和3种视波速的不同组合,对比分析了行波效应对桥梁地震响应的弯矩和剪力。计算分析表明,对于不同的地震波输入,其对弯矩和剪力的影响有较大的差别。行波效应对桥梁不同位置地震响应内力值影响的程度和变化趋势不同,但总体是随着视波速的增大,行波效应对内力的影响程度减小,墩底弯矩在视波速为500 m/s时减小-17.11%;800 m/s时减小-11.22%;1 000 m/s时减小-8.83%。且这种变化的规律在桥梁顺桥向空间上有一定的规律性。

关键词:行波效应;大跨度连续刚构桥;地震响应;相对运动法;非线性时程分析

中图分类号:U442.5+9

文献标志码:A

地震引起的地面运动在时间和空间上都具有较大的变化性,地震时震源释放出的能量以地震波的形式传递到地面,而地面上各点接收到的地震波是经过不同的路径、不同的场地类型、不同的地形地质条件传递而来。因而反应到地面结构的地震动必然存在差异。地震波沿纵桥向先后到达各支承点存在时间差和相位差,这称为行波效应。特别是大跨度桥梁,由于各支承点之间距离较远,行波效应对桥梁地震响应会产生较大的影响^[1-2]。如果采用一致激励的方法进行地震响应分析,对于地震波的模拟不能反映实际的情况,得出的结果不能真实反映出结构实际的动力响应^[3]。国内外也有很多学者的研究表明行波效应对大跨度桥梁的地震响应具有一定程度的影响^[4-5],对于3跨的大跨度连续刚构桥也有一定研究成果,但对于长跨连续刚构桥的研究很少,为了探明在考虑行波效应时,长跨连续刚构桥在不同地震波激励下的地震响应。本文以淳安县千岛湖大桥(70 m+7×105 m+70 m)为例,采用 Midas/civil 有限元软件建立有限元模型,运用相对运动法进行时程分析,选取适合本桥场地土类型的一类实际地震波和其它地震波,在不同视波速组合下,通过对比内力变化的趋势和幅度,来研究行波效应对长跨连续刚构桥地震响应的影响。

1 有限元模型以及地震波和视波速的选取

在本文对行波效应的研究中,主要通过改变地震波、视波速来控制桥梁内力响应值的变化,以此来对比分析行波效应对地震响应的影响。

1.1 工程概况和 Midas/civil 有限元模型

浙江省千岛湖大桥主桥采用变截面连续刚构桥,跨径组合为(70+7×105+70)m。主梁采用单箱单室箱梁截面,顶板宽18 m,双向4车道。主桥桥墩为V型墩,墩梁固结,均为水中墩,水深55 m。基础采用高桩承台柔性钢管混凝土桩结构。全桥共8个承台,高5.1 m,每个承台底面对称布置4个桩基,桩基直径为1.8 m,基岩以砂岩为主,覆盖层很浅,覆盖层以上的桩基长度为25 m。主梁、桥墩混凝土为C50,桩基混凝土为C35。

收稿日期:2017-08-23

基金项目:国家自然科学基金(51468019;51568020)

作者简介:刘旭政(1980—),男,副教授,博士,主要从事桥梁结构安全评价研究。

根据设计资料,桥梁所处位置场地土类型为 I 类场地土。Midas 有限元模型如图 1 所示,共有 988 个单元,桩基底部采用一般刚性支承,承台底部采用一般刚性连接。对桥梁的桩基、跨中节点和 V 墩底编号如表 1 所示。

1.2 地震波的选取

在进行时程分析时,地震波的选取对结果会有很大的影响,所选取地震波的特征周期应该跟结构场地土特征周期相等或相近。结构的场地土条件对地震波具有过滤的作用^[6],因此本文选取适合 I 类场地土的 2 种地震波 San Fernando 波和 Northridge 波。该工程所在地的地震设防烈度为 7 度,根据<建筑设计抗震规范(GB50011-2010(2016 版))>进行时程分析时地震波持续时间应为结构基本周期的 5-10 倍,据此将所选取的地震波地面加速度峰值调整为 0.1 g,地震波持续时间为 6 s。地震波的时程加速度曲线如图 2 和图 3 所示。

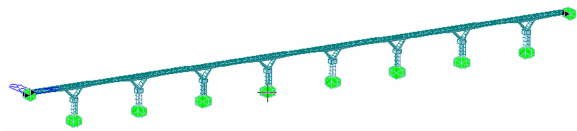


图 1 Midas 有限元模型

Fig.1 Layout of the finite element model

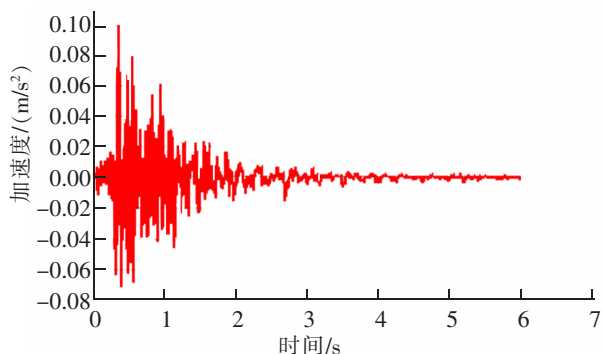


图 2 San Fernando 波

Fig.2 San Fernando earthquake

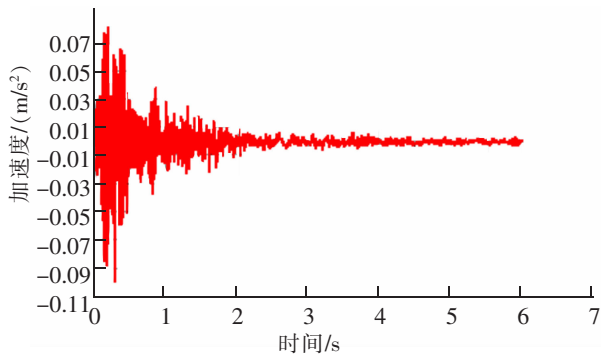


图 3 Northridge 波

Fig.3 Northridge earthquake

1.3 视波速的选取

行波效应分析方法假定地震波沿地面按某一常数速度传播,且波形未发生改变,只是地震波在到达各支承点时的时间滞后和振幅的衰减。通过对不同支承点的地震波激励进行时间和相位上调整,来考虑大跨度桥梁在实际的地震空间特性下的响应。所以在进行行波效应的研究时,地震波沿地面的传播速度——视波速的选取对考虑行波效应的地震响应分析中尤其重要。此前也有多位学者对于视波速的范围进行了研究^[7-8]指出视波速选取一般为 500 m/s 以上,并指出更小的视波速选取没有实际的意义。本文选择 500, 800, 1 000 m/s。假设地震波沿顺桥向自左向右传播,地震波传播方向与结构纵向轴线夹角为 0°。以视波速为 500 m/s 为例,地震波激励到达各个桩基支承点的时间分别为 0, 0.188, 0.376, 0.564, 0.752, 0.94, 1.128 和 1.316 s。表 1 给出了不同视波速下各支承点地震波到达时间。

表 1 桩基支承点地震波到达时间

Tab.1 Arrival time of pile foundation bearing point seismic wave

视波速/ (m/s)	A(1# 墩底) 时间/s	B(2# 墩底) 时间/s	C(3# 墩底) 时间/s	D(4# 墩底) 时间/s	E(5# 墩底) 时间/s	F(6# 墩底) 时间/s	G(7# 墩底) 时间/s	H(8# 墩底) 时间/s
500	0	0.188	0.376	0.564	0.752	0.94	1.128	1.316
800	0	0.117	0.234	0.351	0.468	0.585	0.702	0.819
1 000	0	0.094	0.188	0.282	0.376	0.47	0.564	0.658

2 行波效应分析

为了避免由于计算分析方法带来的误差,本文对于考虑行波效应的地震动多点激励输入和一致激励输入,都将采用相对运动法进行计算分析。即 Midas/civil 有限元程序里面的多点激励功能。地震波的加载位置为桩基底部 A~H 点,方向为纵桥向 X 方向。

为了分析行波效应对地震响应的影响,本文选取全桥跨中 K1~K9 节点和墩底 V1~V8 节点的剪力-Z 和弯矩-Y,经过 Midas/civil 有限元计算,在不同波速下的弯矩和剪力如表 2 和表 3 所示。

从表 2 和表 3 中可以看出,两种不同的地震波对桥梁跨中和墩底的竖向弯矩-Y 和竖向剪力-Z 的影响有较大的区别,在相同波速下同一位置相差甚至达到 6 倍之巨。所以在桥梁抗震设计时,应该根据桥梁自身的特征周期和桥梁所在场地土类型的特征周期来选择合适的地震波输入。

虽然输入的地震波不同导致对内力的影响较大,但是两种地震波的响应却出现了相同的变化趋势,当视波速为 500 m/s 时,行波效应对桥梁内力的影响最大,且随着视波速的增大而减小。

对于桥梁不同的位置,行波效应对内力的影响变化趋势不同。以 K2 和 V8 点为例,K2 点的弯矩-y 和剪力-Z 随着视波速的增大而减小,V8 点的弯矩-Y 和剪力-Z 随着视波速的增大而增加。而这却并非特例,从弯矩-Y 的整体来看,从 K1 至 K4 点和 V1 至 V2 点的弯矩随着视波速增加而减小;K5 至 K9 和 V3 至 V8 的弯矩随着视波速增加而增大。而从剪力-Z 的整体来看,从 K1,K2 和 V1 的剪力随着视波速增加而减小;K3 至 K9 和 V2 至 V8 的剪力随着视波速增加而增大。

表2 行波效应 M-Y 弯矩
Tab.2 Traveling wave bending moment-Y

位置	不同波速下的弯矩-Y/(kN·m)							
	SanFernando 波				Northridge 波			
	500 m/s	800 m/s	1 000 m/s	一致激励	500 m/s	800 m/s	1 000 m/s	一致激励
k1	-22 271.4	-21 853	-21 771.2	-21 363.99	-3 506.43	-3 465.9	-3 472.35	-3 393.9
K2	7 437.4	7 094.77	6 997.07	6 684.91	1 191.74	1 145.34	1 133.76	1 078.73
K3	6 955.32	6 595.26	6 559.1	6 306.97	1 036.24	1 007.91	1 013.59	992.52
K4	10 634.79	10 278.17	10 287.25	10 018.45	1 638.91	1 598.21	1 611.32	1 602.46
k5	12 968.8	13 190.62	13 132.73	13 236.33	2 100.57	2 038.08	2 052.82	2 133.1
k6	15 287.62	15 747.67	15 794.06	15 986.35	2 473.17	2 495.6	2 507.34	2 531.14
k7	20 852.32	21 109.86	21 277.26	22 047.32	3 234.62	3 323.55	3 327.57	3 558.11
k8	13 628.34	13 385.67	13 408.9	13 574.95	2 075.17	2 131.85	2 113.82	2 159.67
k9	123 386.5	131 553.5	134 056.4	143 902.61	19 675.9	20 712.62	21 052.52	22 946.67
V1	22 078.49	21 635.32	21 532.62	21 112.78	3 513.87	3 468.22	3 460.23	3 406.65
V2	-18 892.9	-18 980.8	-18 934.6	-18 870.11	-3 161.38	-3 155.9	-3 157.87	-3 062.1
V3	-16 510.6	-16 868.9	-16 944.1	-17 329.75	-2 735.4	-2 785.35	-2 778.9	-2 776.18
V4	-16 922.3	-17 236.1	-17 436.5	-18 091.77	-2 779.15	-2 870.88	-2 874.49	-2 898.4
V5	-16 730.9	-17 653.6	-17 916.6	-19 066.43	-2 790.83	-2 914.82	-2 957.65	-3 084.46
V6	-15 284	-16 647.6	-17 047.7	-18 381.48	-2 610.04	-2 812.68	-2 892.35	-2 932.03
V7	-22 099.5	-23 667.8	-24 304.9	-26 659.69	-3 708.44	-3 866.71	-3 989.75	-4 329.74
V8	41 243.35	44 691.14	45 703.3	49 623.55	6 636.18	6 983.08	7 179.77	7 948.88

表 3 行波效应剪力 $F-Z$
Tab.3 Effect of traveling wave shear- Z

位置	不同波速下的剪力- Z /(kN)							
	SanFernando 波				Northridge 波			
	500 m/s	800 m/s	1 000 m/s	一致激励	500 m/s	800 m/s	1 000 m/s	一致激励
k1	1 321.46	1 295.16	1 289.94	1 265.8	207.59	205.54	205.23	200.75
K2	-2 594.75	-2 580.13	-2 576.22	-2 551.51	-409.76	-408.58	-407.81	-403.23
K3	-2 282.93	-2 316.2	-2 325.43	-2 352.77	-361.45	-366.78	-368.84	-372.11
K4	-2 266.89	-2 356.06	-2 373.52	-2 461.97	-363.69	-374.4	-378.51	-390.17
k5	-2 222.53	-2 350.89	-2 385.83	-2 526.82	-355.8	-375.01	-380.23	-399.32
k6	-2 283.66	-2 428.42	-2 483.64	-2 680.25	-360.95	-387.26	-394.46	-424.65
k7	-2 127.89	-2 311.97	-2 375.95	-2 618.66	-338.38	-368.04	-377.79	-414.39
k8	-2 930.21	-3 254.88	-3 352.57	-3 729.38	-471.68	-515.26	-531.9	-590.91
k9	2 018.42	2 015.69	2 021.6	2 048.35	314.34	316.55	316.32	327.8
V1	-12 370.3	-12 230.6	-12 184.8	-12 007.5	-1 956.73	-1 938.29	-1 932.33	-1 895.79
V2	-12 507.2	-12 587.3	-12 597.7	-12 589.8	-1 981.54	-1 997.79	-2 000.78	-1 988.96
V3	-12 101.9	-12 376.4	-12 447.3	-12 745	-1 920.55	-1 966	-1 977.92	-2 013.33
V4	-11 893.1	-12 404.6	-12 539.4	-13 138	-1 889.65	-1 972.44	-1 994.47	-2 075.94
V5	-11 848.4	-12 550.6	-12 805.2	-13 663.3	-1 884.01	-1 995.93	-2 035.79	-2 160.54
V6	-11 841.6	-12 748.5	-13 066	-14 235.8	-1 885.6	-2 028.51	-2 078.75	-2 250.43
V7	-12 266.7	-13 469.8	-13 864.4	-15 394.9	-1 954.35	-2 141.64	-2 204.22	-2 436.52
V8	-11 150.7	-12 510	-12 943.9	-14 621	-1 774.69	-1 990.68	-2 059.99	-2 312.78

同时,随着位置在桥梁上的变化,行波效应对内力的影响程度也不同,且随着距离的增加,由正增长逐渐变为负增长。图 4 至图 7 给出了在考虑行波效应时跨中节点和墩底节点的剪力和弯矩相对于一致激励的比例。图中,纵坐标表示不同视波速的内力相对于一致激励时内力的增长百分比,横坐标为按顺桥向节点所在位置。

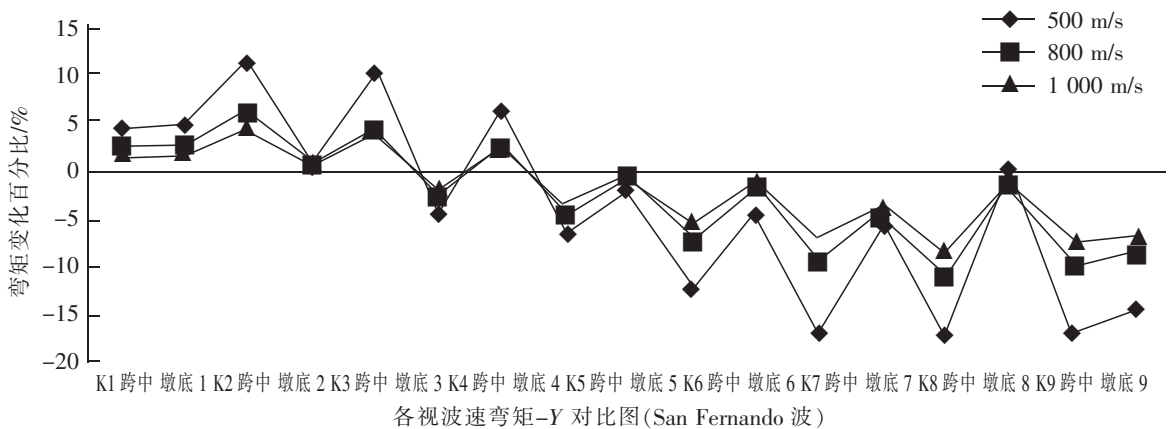


图 4 相对于一致激励弯矩-Y 变化幅度(San Fernando 波)

Fig.4 Changing amplitude relative to the consistent excitation bending moment-Y (San Fernando earthquake)

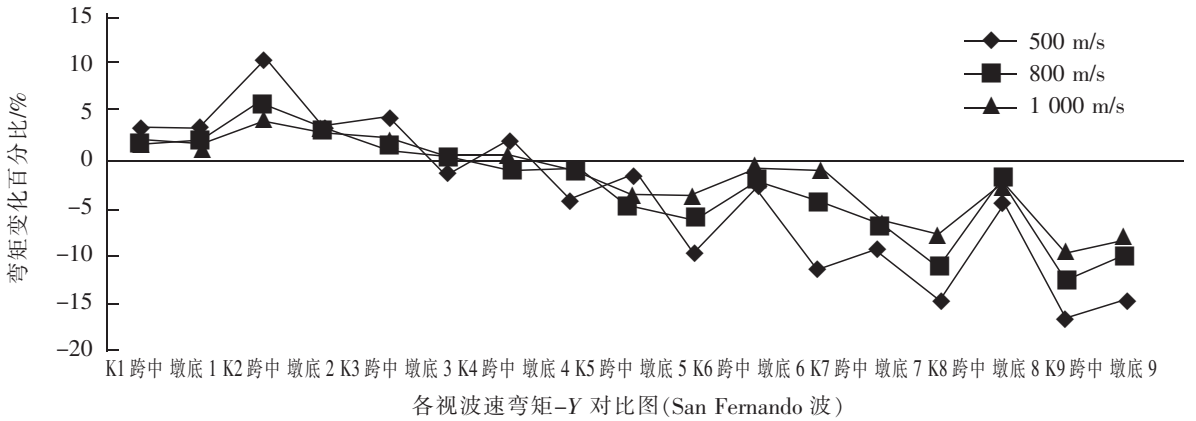


图5 相对于一致激励弯矩-Y变化幅度(Northridge波)

Fig.5 Changing amplitude relative to the consistent excitation bending moment-Y (Northridge earthquake)

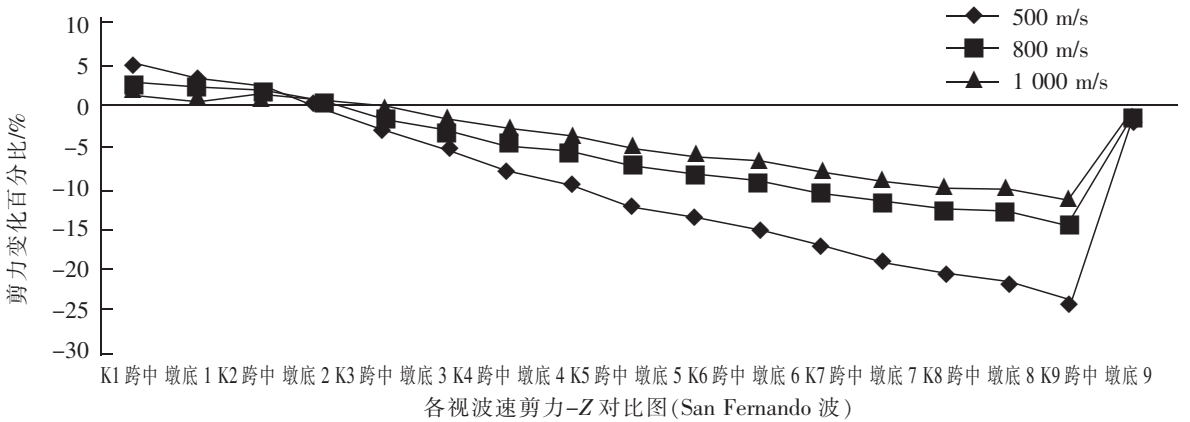


图6 相对于一致激励剪力-Z变化幅度(San Fernando波)

Fig.6 Changing amplitude relative to the consistent excitation shear-Z (San Fernando earthquake)

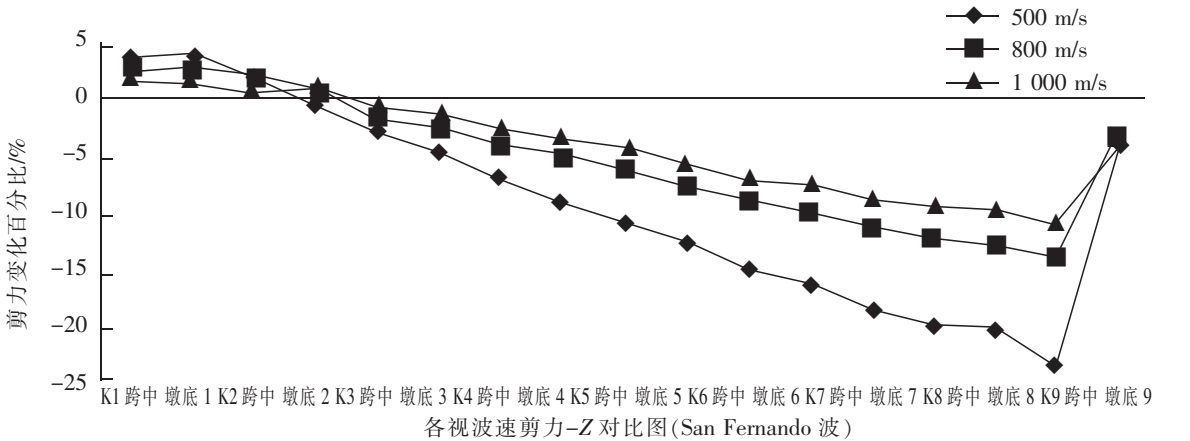


图7 相对于一致激励剪力-Z变化幅度(Northridge波)

Fig.7 Changing amplitude relative to the consistent excitation shear-Z (Northridge earthquake)

由于不同地震波输入会导致桥梁响应内力差别较大,所以如图4至图7所示,选取剪力-z和弯矩-y的变化趋势和百分比作为比较参数。即考虑行波效应时的内力值减去一致激励的内力值再除以一致激励的内力值,所得数据即为内力的变化趋势和幅度。从中可以看出 San Fernando波和 Northridge波激励下,弯矩和剪力变化趋势曲线基本相等。且其变化在桥梁顺桥向空间上有一定的规律。

从图4可以看出,San Fernando波激励下,从K1跨中位置到K2跨中位置,弯矩随着波速的增加而增大,

且跨中位置的增大幅度大于墩底位置,最大值为 500 m/s 视波速时 K2 跨中位置的 11.26%,而后随位置变化增大幅度逐渐减小,直到墩底 V3(桥梁坐起第 3 个桥墩)位置由增大变为减小,且减小的幅度越来越大,减小的最大百分比为墩底 V7 位置,视波速 500 m/s 时减小-17.11%;800 m/s 时减小-11.22%;1 000 m/s 时减小-8.83%。而跨中位置则是在 K5 跨中(桥梁坐起第五跨)开始由增大变为减小,且减小的幅度越来越大,减小的最大百分比为 K9 跨中位置,视波速 500 m/s 时减小-14.26%;800 m/s 时减小-8.58%,1 000 m/s 减小-6.84%。如图 5 所示,在 Northridge 波激励下,变化规律和图 4 基本相等,增大百分比和减小百分比的最值均出现在相同位置。K2 跨中位置增大百分比为 500 m/s 视波速时的 10.48%;墩底 V8 位置减小百分比为 500 m/s 视波速时的-16.51%。

图 6 和图 7 为考虑行波效应时在两种地震波激励下的跨中位置和墩底位置的竖向剪力-Z。

从 K1 跨中位置到墩底 V2 位置,增大的幅度逐渐减少至 0,而后从墩底 V3 位置开始到墩底 V8 位置,减小的幅度逐渐增大,最大值为 500 m/s 时的-23.74%(San Fernando 波)和-23.27%(Northridge 波)。而桥梁最后一跨的 V9 跨中位置,减小的幅度减少至-1.46%(视波速 500 m/s 时在 San Fernando 波激励下)和-4.11%(视波速 500 m/s 时在 Northridge 波激励下)。

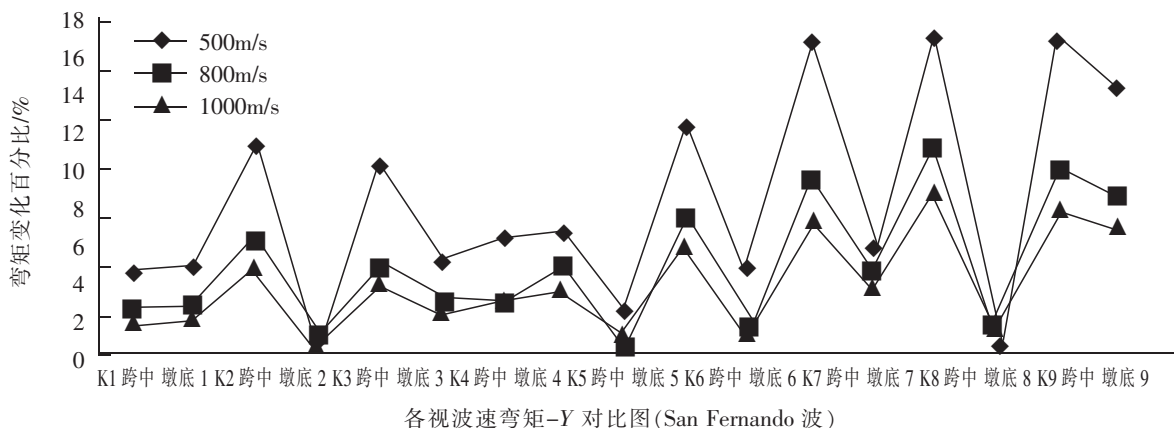


图 8 相对于一致激励弯矩-Y 变化百分比绝对值(San Fernando 波)

Fig.8 Percentage change absolute value relative to the consistent excitation bending moment-Y (San Fernando earthquake)

如图 8 所示,将 San Fernando 波激励下的行波效应对内力影响的幅度取绝对值,则左起第 1 跨和起数第 1 跨虽然数值不相等,但其变化趋势是基本相似的。而 3 个变化幅度最接近于零的点 V2 墩底、K5 跨中和 K8 跨中,这 3 个位置相互之间相差 2 跨。

3 结论

以一座长跨高桩大跨度刚构桥(70+7×105+70)m 为例,建立了 Midas/civil 有限元模型,运用相对运动法分析了行波效应对桥梁地震响应的影响,以及地震波加载位置的改变对地震响应的影响。本文仅考虑了地震波验证桥梁顺桥向 X 方向传播,就本文研究结果表明:

1) 两种不同的地震波输入对桥梁跨中和墩底的竖向弯矩-Y 和竖向剪力-Z 的影响有较大的区别,在相同波速下同一位置相差甚至达到 6 倍。由此可见,在进行桥梁抗震设计时,地震波的选择是很重要的因素。

2) 随着视波速的增加,行波效应对于桥梁的弯矩和剪力影响减小。不论是使弯矩和剪力减小或增大,当视波速 500 m/s 时其影响最大。且两种不同的地震波激励下均表现了相同的趋势。

3) 行波效应对于桥梁地震响应的影响,在桥梁顺桥向空间上具有一定得规律。随着位置在桥梁上的变化,行波效应对内力的影响程度不同,且随着距离的增加,内力值由增大逐渐变为减小。对于结构的剪力-z 表现的尤为明显。行波效应对于跨中和墩底弯矩的影响并不是同步的,墩底弯矩变化由 V3(左起第 3 个桥墩)位置开始转为减小;跨中弯矩变化由 K5 跨中(第 5 跨跨中)位置开始转为减小。而行波效应对跨中和墩底剪力的变化较为同步,由 K1 跨中的增大逐渐至 V2 墩底开始减小,直到桥梁的最后一跨(V8 墩底)再次呈

上升趋势,但依然小于一致激励的剪力值。

4) 仅以本文特例,对于其他桥梁是否有此趋势还有待验证。当对 San Fernando 波激励下的跨中和墩底弯矩变化百分比取绝对值时,行波效应对弯矩的影响呈现一定的对称性,对称点分别为 V2(左起第 2 个桥墩)、K5(第 5 跨跨中)、K8(第 8 跨跨中),而这三个对称点相互之间相差 2 跨。

参考文献:

- [1] 李正农,楼梦麟. 大跨度桥梁结构地震动输入问题的研究现状[J]. 同济大学学报:自然科学版,1999,27(5):592-597.
- [2] 方诗圣,康小方,王建国,等. 行波效应对大跨度斜拉桥地震反应的影响[J]. 桥梁建设,2013,43(1):23-29.
- [3] 刘洪兵,范立础. 大跨桥梁考虑地形及多点激励的地震响应分析[J]. 同济大学学报:自然科学版,2003,31(6):641-646.
- [4] 范立础,袁万城,胡世德. 上海南浦大桥纵向地震反应分析[J]. 土木工程学报,1992(3):2-8.
- [5] 秦权,孙晓燕,贺瑞,等. 苏通桥对非一致地震地面运动的反应和人工波质量的讨论[J]. 工程力学,2006,23(9):71-83.
- [6] P J BARTON,武传真. 大陆地壳中地震波速度和密度的关系——一种有用的约束吗?[J]. 地球物理学进展,1988,3(1):40-50.
- [7] 范立础,王君杰,陈玮. 非一致地震激励下大跨度斜拉桥的响应特性[J]. 计算力学学报,2001,18(3):358-363.
- [8] 王再荣,孙利民,程纬. 超大跨斜拉桥地震行波效应分析[J]. 同济大学学报:自然科学版,2016,44(10):1471-1481.

Influence of Traveling Wave Effect on the Seismic Response of Long-Span Continuous Rigid Frame Bridge

Liu Xuzheng, Wang Peng

(School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China)

Abstract: In order to study the influence of traveling wave effect on the seismic response of bridges, the relative movement method was adopted to analyze the acceleration history of a practical high pile continuous rigid frame bridge with spans of $(70 + 7 \times 105 + 70)$ m by using Midas/civil to establish a finite element model. In this paper, the bending moment and shearing force of the traveling wave effect on the seismic response of the bridge were compared under different combinations between two types of seismic waves and three types of apparent wave velocity. The calculation and analysis show that the input of different seismic waves has great difference in its influence on the bending moment and shearing force; the influence of the traveling wave effect on the internal force of the seismic response of the bridge is different in extent and tendency. But with the increase of the apparent velocity, the influence of the traveling wave effect on the internal force is reduced and the bending moment is reduced by 17.11% when the apparent wave velocity is 500 m/s, reduced by 11.22% when the apparent wave velocity is 800 m/s, and reduced by 8.83% when the apparent wave velocity is 1 000 m/s. Besides, this change has certain regularity in the longitudinal bridge.

Key words: traveling wave effect; continuous rigid frame bridge with large spans; seismic response; relative movement method; nonlinear acceleration history analysis