

慣性力の作用方向が構造物の変形性能に与える影響

The effect on the ductility of structure caused by the the direction of the inertial force

北武コンサルタント(株) ○正会員 笠井 尚樹 (Naoki Kasai)
 北武コンサルタント(株) 片井 亮 (Ryo Katai)
 北武コンサルタント(株) 正会員 渡辺 忠朋 (Tadatomo Watanabe)
 (財)鉄道総合技術研究所 正会員 谷村 幸裕 (Yukihiko Tanimura)

1. はじめに

構造物全体系の性能を合理的に照査するためには構造物全体系での地震時の応答を正しく評価できる構造解析モデルを用いて、構造物を構成する各部材の性能を照査する必要がある。

一般に構造物は 3 次元の立体構造であるが、照査方法を簡略化する事を目的として一般には、独立した水平 2 方向にモデル化して地震の影響に対する性能を照査することとしている場合が多い。しかし、地震動による慣性力の影響は必ずしも構造物の構造軸の水平 2 方向に作用するとは限らないのは言うまでもない。

そこで、本研究では、鉄道 RC ラーメン高架橋を対象として慣性力の作用方向が、構造物全体の変形状態へ与える影響に関する基礎資料を得ることを目的として検討を行うこととした。以下にその概要を示す。

2. 検討概要

2.1 検討方法

図-1 の 2 次元モデルと図-2 の 3 次元モデルを使用し、静的非線形解析により解析を行った。

2 次元モデルの橋軸方向と 3 次元モデルに関しては径間数を 5 径間、3 径間、1 径間と変化させ検討した。また、橋軸方向の左側と右側の荷重の比を 1 対 1、1 対 2 とし、径間数も同様に变化させたケースについても検討した。

2.2 検討モデル

本検討では図-3 に示す鉄道用ラーメン高架橋を用いて行った。高架橋高さは、地中梁天端からスラブ天端まで、 $H=7.0\text{m}$ とした。解析骨組図の高さは地中梁の軸線位置から、上層梁の軸線位置までとした。

なお、柱部材の非線形性のみ考慮することとし、梁部材は線形、基礎は直接基礎とした。荷重は図-4 のように載荷させ、これを慣性力として入力方向に与えた。

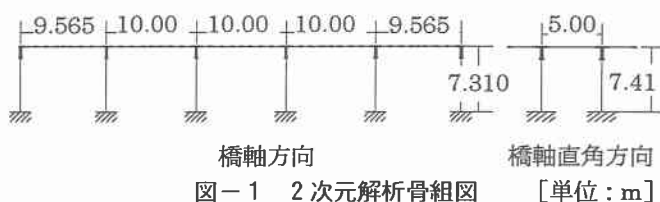


図-1 2次元解析骨組図 [単位: m]

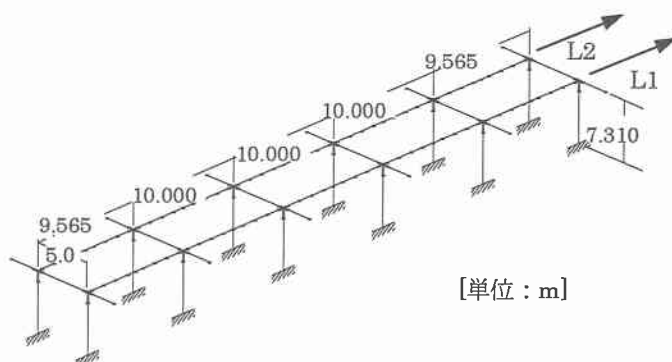


図-2 3次元解析骨組図

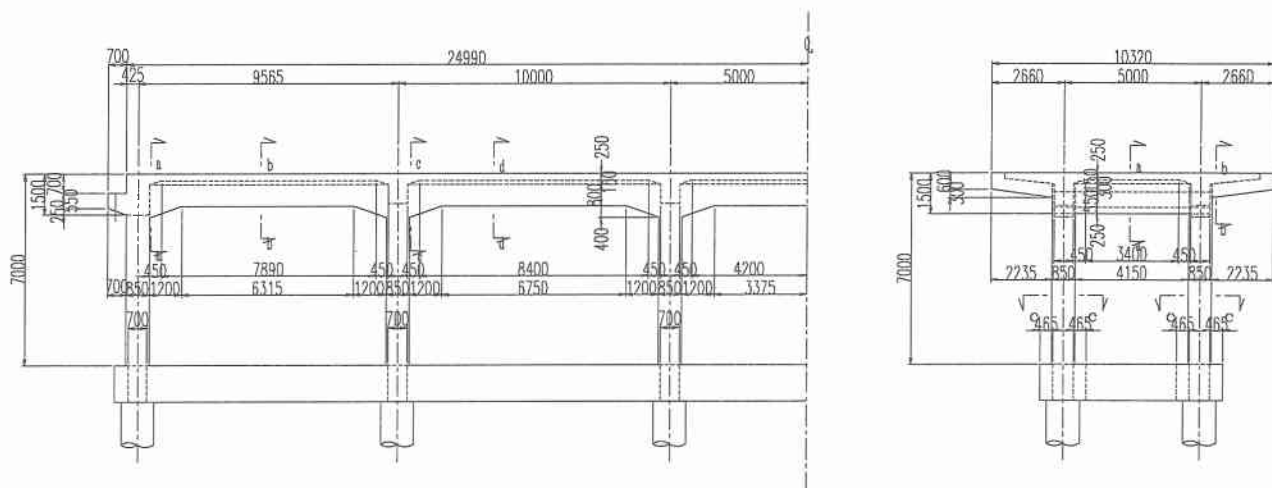


図-3 検討対象構造物

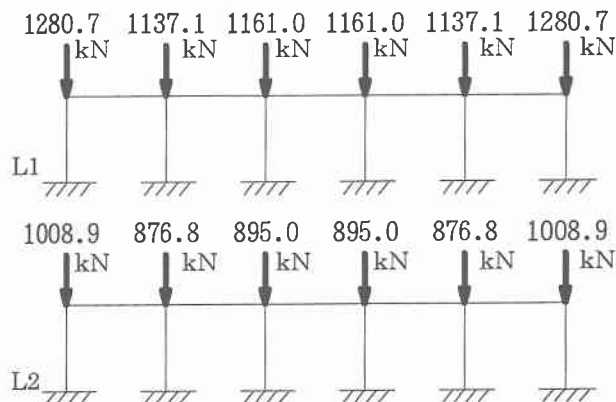


図-4 荷重載荷図

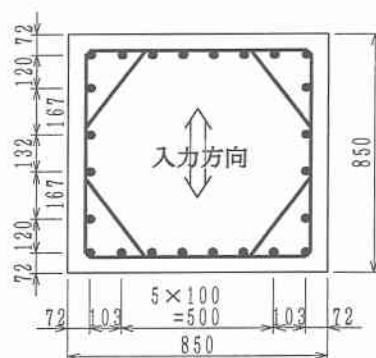


図-6 柱断面図

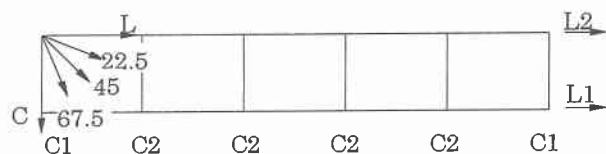


図-5 地震動の入力方向

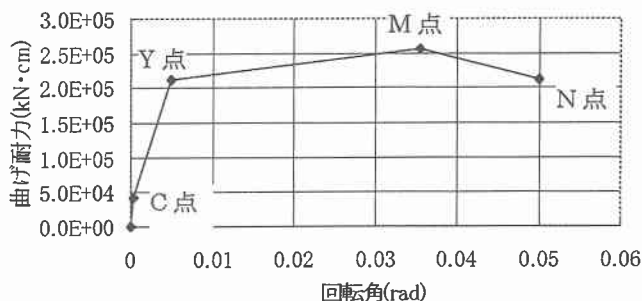


図-7 柱部材の非線形

2.3 地震動の作用方向

2 次元解析は、橋軸方向と橋軸直角方向に慣性力を作用させる。

3 次元解析は、慣性力を橋軸方向、橋軸直角方向の他に図-5 に示すように、 22.5° 、 45° 、 67.5° の方向に作用させる。

検討ケースを総括して表-1 に示す。

なお CASE1~CASE3 は列車荷重を単線載荷とした。CASE4~CASE5 は L1 ラーメンと L2 ラーメンの慣性力の比を 1 対 1 とし、CASE6~CASE7 は L1 ラーメンと L2 ラーメンの慣性力の比を 1 対 2 としたものである。

表-1 検討ケース

ケース	径間数	慣性力作用方向								
CASE-1	5 径間	a	b	c	d	e	f	g	h	i
CASE-2	3 径間	a	b	c	d	e	f	g	h	i
CASE-3	1 径間	a	b	c	e	f	g	h	i	
CASE-4	3 径間	e	f	g	h	i				
CASE-5	1 径間	e	f	g	h	i				
CASE-6	3 径間	e	f	g	h	i				
CASE-7	1 径間	e	f	g	h	i				

ここに、

- 2 次元橋軸方向(列車載荷) : 2D-L1 →a
- 2 次元橋軸方向 : 2D-L2 →b
- 2 次元橋軸直角方向(端部) : 2D-C1 →c
- 2 次元橋軸直角方向(中間部) : 2D-C2 →d
- 3 次元橋軸方向 : 3D-L →e
- 3 次元直角方向 : 3D-C →f
- 橋軸方向より 22.5° の方向 : 3D-22.5 →g
- 橋軸方向より 45° の方向 : 3D-45 →h
- 橋軸方向より 67.5° の方向 : 3D-67.5 →i

2.4 部材の非線形性

柱部材は、 $M-\theta$ 関係を考慮したビーム要素としてモデル化する。柱断面は全て図-6 を使用し、どの入力方向に対しても同一の性能を有する事とした。図-7 に示すように部材の曲げモーメントと部材角の関係で考慮する事とした。ここで、図-7 における C 点、Y 点、M 点、N 点の曲げモーメントと部材角の計算方法¹⁾を下記に示す。

(1)C 点の曲げモーメント M_c と部材角 θ_c

M_c は曲げひび割れ発生時の曲げモーメントであり、部材寸法の影響を考慮した設計曲げ強度に達する時の曲げモーメントとする。 θ_c は部材の全断面を有効として算定した M_c 時の部材角とする。

(2)Y 点の曲げモーメント M_y と部材角 θ_y

M_y は引張鉄筋が降伏する時の曲げモーメントとする。 θ_y は引張鉄筋が降伏する時の部材角とし、部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出しの影響を考慮し、算定する。

(3)M 点の曲げモーメント M_m と部材角 θ_m

M_m はコンクリートの圧縮ひずみが $\epsilon'_c=0.0035$ に達する時の曲げモーメントとする。 θ_m は躯体の曲げ変形による部材角と、部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出しによる部材端部の回転角の和として算定する。ここで躯体の曲げ変形による部材角は、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形によるものと、塑性ヒンジ部の曲げ変形によるものに分けて算定する。

(4)N 点の曲げモーメント M_n と部材角 θ_n

M_n は降伏曲げモーメント M_y とする。 θ_n は M 点における部材角と同様に算定する。

解析は、慣性力分布に応じて変位量を増分する変位増分法により行った。変位増分量の目安は、立体解析の 45° 方向と 67.5° 方向については 1 ステップ当たり 0.05mm 、その他のケースについては 1 ステップ当たり 1.25mm とした。なお、増分荷重は死荷重による慣性力を対象として行った。

復元力特性は JR 総研モデル¹⁾²⁾とし、梁部材は弾性体とした。

3. 検討結果および考察

柱の上端および柱の下端の降伏剛性、固有周期、最大曲げモーメント時の荷重と変位を表-2 に示す。また、CASE1~CASE7 までの震度と変位の関係を図-8 ~図-14 まで示す。

(1)径間数の変化による比較

本研究で使用した静的非線形解析では、3 次元解析の結果ほぼ同じ震度変位曲線となった。

CASE1 は単線載荷の 5 径間の震度と変位を検討したケースであるが、震度を比較すると、3 次元解析の震度が 2 次元解析の震度の間に入る結果となった。CASE2 と CASE3 についても同じことが言えるが、径間数が減るにつれ、3 次元の震度が 2 次元の C2, L2 に近づいていく結果となった。

また、1 径間の解析では、3 次元解析の橋軸直角方向、 67.5° 方向で、2 次元解析よりも降伏変位が小さくなるという結果となっている。

径間数の多いものに関しては、2 次元解析の妥当性を証明できる結果となった。しかしながら、径間数が少ないものについては、必ずしも 2 次元解析が安全であるとは言いきれない結果を示した。

(2)慣性力の比の変化による比較

CASE4~CASE7 は 3 次元解析のみ行った。CASE4 と CASE5 は L1, L2 共に同じ慣性力を与えたものであるが、CASE5 の 1 径間では、降伏変位の違いが顕著に表れ、橋軸直角方向から先に降伏する結果となった。

CASE6 と CASE7 は、L1 の 2 倍の慣性力を L2 に与えたものであるが、CASE7 に示すように、L 方向と C 方向の震度が低い結果となった。

(1)(2)の結果より、3 次元解析において、慣性力の比の違いが、各方向の震度と変位に大きく影響する事が示された。

2 章で述べたように、解析ツールの制約から、柱部材の性能をどの入力方向に対しても同一であるとし、解析した。しかしながら同一の性能を有さない場合には、2 次元のモデルより 3 次元のモデルの方が危険側に出る可能性がある。

表-2 応答値の算定結果

		K(kN/cm)	T_{eq} (s)	δ_g (cm)	P_g (kN)
CASE1	e	202.0	0.431	18.19	761.1
	f	192.7	0.449	19.45	770.0
	g	190.3	0.451	17.88	764.2
	h	189.7	0.455	18.40	764.2
	i	196.5	0.442	18.16	766.8
CASE2	e	193.0	0.445	18.39	766.2
	f	194.8	0.444	18.50	766.0
	g	182.3	0.458	18.00	768.4
	h	189.5	0.450	18.41	767.6
	i	192.1	0.447	18.28	776.6
CASE3	e	190.1	0.464	18.31	774.0
	f	195.8	0.460	18.48	780.7
	g	188.4	0.467	17.96	781.2
	h	199.1	0.454	18.31	784.7
	i	197.3	0.455	18.22	792.4
CASE4	e	223.9	0.416	18.61	903.9
	f	215.9	0.412	18.74	844.6
	g	202.9	0.410	17.99	843.7
	h	216.3	0.388	18.20	842.3
	i	214.0	0.409	18.32	856.5
CASE5	e	201.5	0.441	19.09	854.9
	f	211.5	0.431	18.93	850.4
	g	234.5	0.408	19.08	859.0
	h	235.0	0.408	18.84	857.0
	i	212.9	0.429	18.59	871.3
CASE6	e	296.3	0.498	18.74	1130.2
	f	297.3	0.497	18.30	1124.8
	g	227.7	0.568	18.81	1140.8
	h	327.4	0.474	17.31	1116.7
	i	291.1	0.502	18.52	1147.4
CASE7	e	255.8	0.555	19.93	1158.2
	f	329.1	0.489	18.08	1266.4
	g	331.8	0.487	17.58	1263.3
	h	395.9	0.446	17.91	1266.5
	i	278.6	0.532	18.28	1164.5

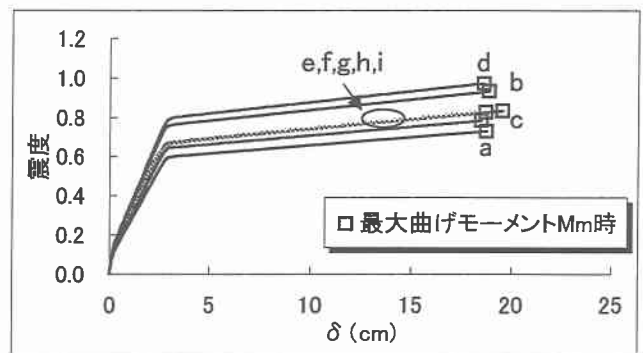


図-8 CASE1(震度と変位の関係)

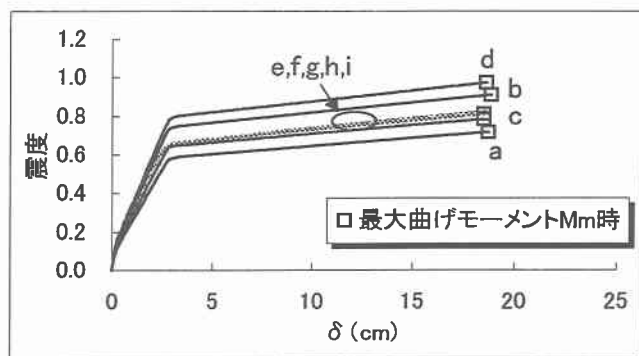


図-9 CASE2(震度と変位の関係)

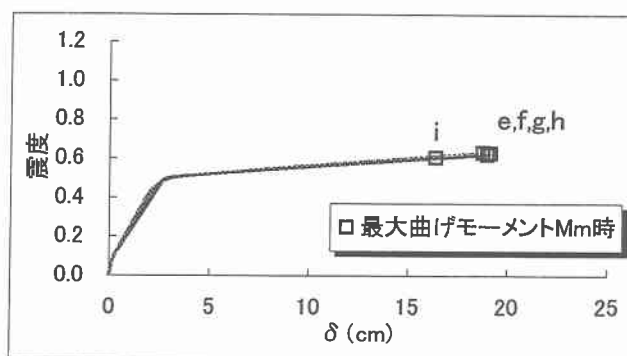


図-13 CASE6(震度と変位の関係)

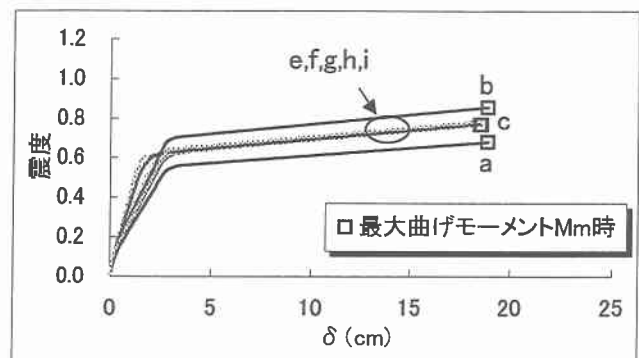


図-10 CASE3(震度と変位の関係)

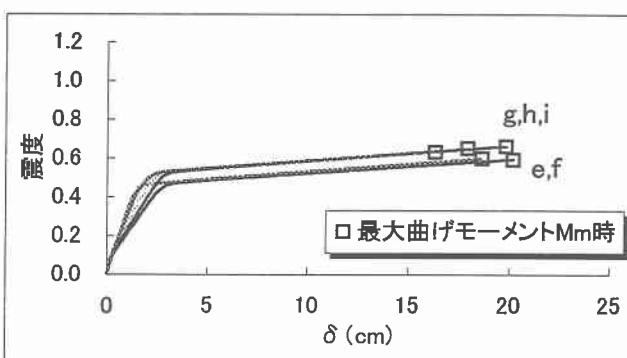


図-14 CASE7(震度と変位の関係)

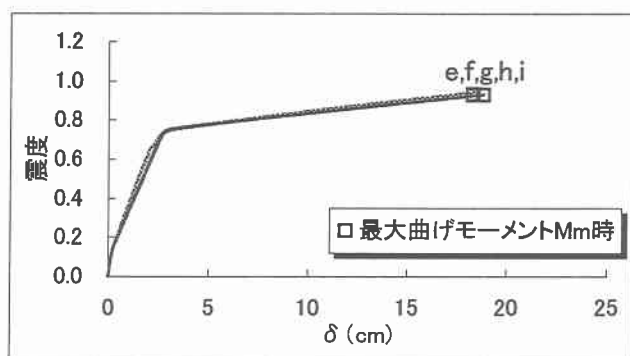


図-11 CASE4(震度と変位の関係)

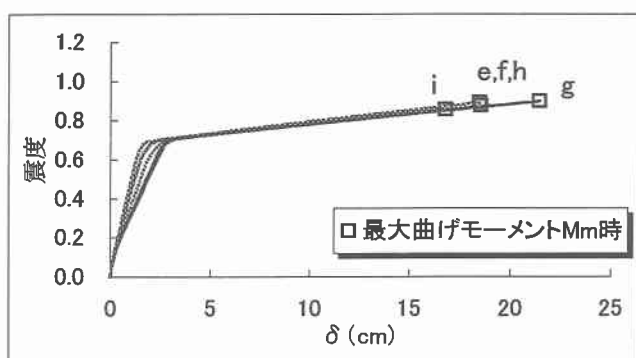


図-12 CASE5(震度と変位の関係)

4. 結論

独立 2 方向と、立体モデルを比較することにより、独立 2 方向の安全性の確認を行うため、今回の検討を行った。径間数が多いものに関しては、独立 2 方向の検討で安全であるといえる。しかし、径間数が少ないものに関しては、完全に安全であるという結果に至らなかった。

3 次元解析においては、慣性力がかかる大きさが違えば入力方向により震度と変位に大きく影響する。

また、本研究では柱の性能を全軸方向に対して同一の性能を有するとした。したがって、同一の性能を有さない場合、すなわち弱軸方向に地震が入力される場合は 2 次元解析よりも危険側になる可能性もある。弱軸方向の性能も含めて今後検討する予定である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），平成 11 年 10 月
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震設計編），平成 8 年