

偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の ねじれに関する研究

近藤益央¹・運上茂樹²・寺山徹³

¹正会員 建設省土木研究所 耐震研究室研究員(〒305 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室室長(〒305 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 工修 建設省土木研究所 耐震研究室主任研究員(〒305 茨城県つくば市旭1番地)

1. まえがき

都市内高速道路等では、インターチェンジや高架橋下の道路空間等の条件により、上部構造の重心位置が橋脚躯体の重心位置から偏心している橋脚が設計されることがある。このような橋脚に対して橋軸方向に慣性力が作用すると、橋脚にはねじりモーメントが発生する。道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編^{2,4)}やコンクリート標準示方書²⁾では、発生するねじりモーメントが変形適合ねじりであるか、つり合いねじりであるかに分類して、設計上取り扱う方法が規定されている。つり合いねじりとは、構造全体系におけるつり合いを満足するために、部材が抵抗しなければならないねじりであり、このねじりモーメントを無視して設計すると、構造系全体の安定が成立しなくなる。これに対して、変形適合ねじりは、不静定構造を構成する部材の変形により生じるねじりであり、このねじりモーメントは主として構造物の弾性範囲における変形に影響を与えるものであ

り、塑性範囲に達した場合には、ねじりモーメントが非常に小さくなり、構造系全体の安定は保たれるものである。

このような背景から本研究では、上述したような上部構造の重心位置が橋脚躯体の重心位置から偏心している橋脚に、橋軸方向の慣性力が作用した場合に生じるねじりが変形適合ねじりであることを明らかにするとともに、橋脚のねじり剛性や曲げ剛性が変形特性に与える影響を検討したものである。さらに橋梁全体の変形特性を考慮する際の支承部の設計

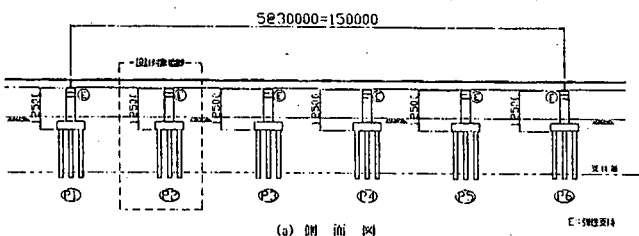


図-1 解析対象橋梁

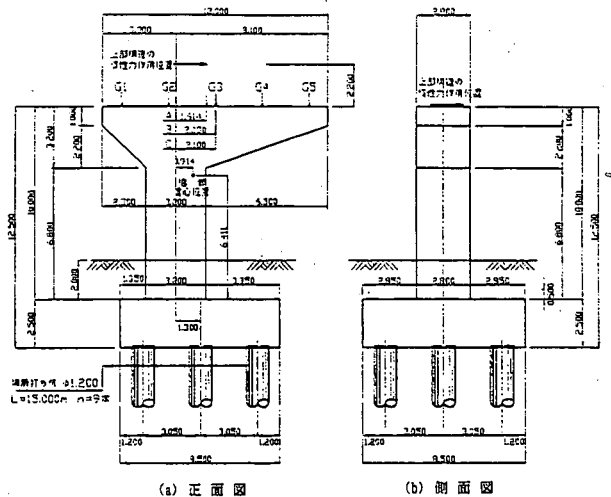


図-2 P2橋脚

表-1 タイプⅡ地震動に対する橋脚基部の
抵抗モーメント

	橋軸方向	橋軸直角方向
ひびわれ時曲げモーメント M_w	1594.0tfm	1852.7tfm
初降伏時曲げモーメント M_v	4126.0tfm	5223.9tfm
終局時曲げモーメント M_u	5360.0tfm	6291.4tfm
偏心モーメント M_o	—	1443.9tfm

表-2 解析ケース

解析ケース	ねじり剛性	曲げ剛性
ケース1	J	K_o
ケース2	$J/2$	K_o
ケース3	0	K_o

注) J:ねじり剛性, K_o :初期剛性

表-3 橋脚の初期剛性および降伏剛性

ねじり剛性	J	12.885 m^4
初期剛性	K_o	橋軸方向 52.480 tf/m 橋軸直角 59.710 tf/m
降伏剛性	K_v	橋軸方向 20.135 tf/m 橋軸直角 10.536 tf/m

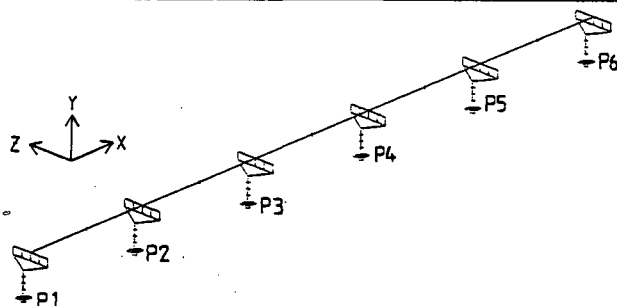


図-3 解析モデル図

上の取り扱い方について考察するものである。

2. 解析ケース

解析対象橋梁を図-1に、解析対象としたP2橋脚を図-2に示す。橋脚基部の断面は3.2m x 2.8mであり、軸方向鉄筋として橋軸方向にはD32を21本を2段に、側方筋にはD32を21本配置している。また、帯鉄筋としてD19を150mm間隔で配置し、中間帯鉄筋を2本配置している。耐震設計上、本橋脚が支持する上部工重量は314tfであり、上部構造の重心位置は柱の中心位置より1.65m偏心している。

橋脚躯体の橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれのひびわれ時、初降伏時、終局時の曲げモーメン

表-4 橋梁系全体でのつり合い状態

(a) ケース1

橋脚 No.	x(m)	Rz(tf)	Rzx(tfm)	My(tfm)
P1	100.00	0.5685	56.9	930.0
P2	60.00	-0.2494	-15.0	938.6
P3	20.00	0.0877	1.8	937.3
P4	-20.00	-0.0877	1.8	937.3
P5	-60.00	0.2494	-15.0	938.6
P6	-100.00	-0.5685	56.9	930.0
小計			87.3	5,611.8
合計				5,699.1

(b) ケース2

橋脚 No.	x(m)	Rz(tf)	Rzx(tfm)	My(tfm)
P1	100.00	0.9202	92.0	916.1
P2	60.00	-0.1385	-8.3	924.4
P3	20.00	0.1054	2.1	923.2
P4	-20.00	-0.1054	2.1	923.2
P5	-60.00	0.1385	-8.3	924.4
P6	-100.00	-0.9202	92.0	916.1
小計			171.6	5,527.5
合計				5,699.1

(c) ケース3

橋脚 No.	x(m)	Rz(tf)	Rzx(tfm)	My(tfm)
P1	100.00	23.9861	2,398.6	0.0
P2	60.00	7.0997	426.0	0.0
P3	20.00	1.2480	25.0	0.0
P4	-20.00	-1.2480	25.0	0.0
P5	-60.00	-7.0997	426.0	0.0
P6	-100.00	-23.9861	2,398.6	0.0
小計			5,699.1	0.0
合計				5,699.1

(d) ねじり剛性を初期剛性の1%とした場合

橋脚 No.	x(m)	Rz(tf)	Rzx(tfm)	My(tfm)
P1	100.00	14.6556	1,465.6	371.3
P2	60.00	4.1788	250.7	373.6
P3	20.00	0.7896	15.8	372.6
P4	-20.00	-0.7896	15.8	372.6
P5	-60.00	-4.1788	250.7	373.6
P6	-100.00	-14.6556	1,465.6	371.3
小計			3,464.2	2,234.9
合計				5,699.1

トを表-1に示す。ここで、橋軸直角方向の死荷重による偏心モーメントは1443.9tfmであり、ひびわれ時の曲げモーメント1852.7tfmの約78%である。地盤のモデル化を行わず、橋脚基部は固定としてモデル化した。図-3にモデル図を示す。また、上部構造のモデル化にあたっては、橋軸直角方向にもモデル化を行い、弾性支承の位置を正確に再現した。解析ケースは表-2に示すとおりであり、橋脚躯体のねじり剛性を初期剛性から0まで変化させた。橋脚の初期剛性および降伏剛性を表-3に示す。なお、橋脚の初期剛性はコンクリートのみの断面を有効として算出される剛性を使用した。また、弾性支承のバネ定数は1カ所あたり、橋軸及び橋軸直角方向については481.6tf/m、鉛直方向については変形を拘束し、回転方向については全方向フリーとした。

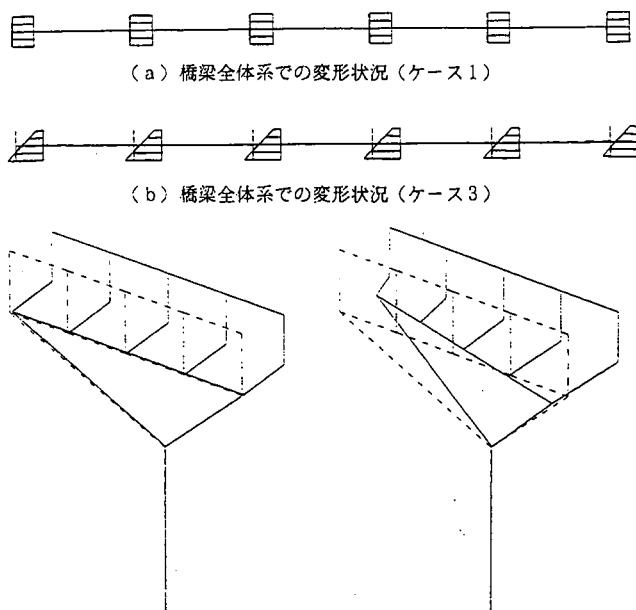


図-3 ねじりモーメントによる変形状況

3. 解析結果

ケース1～3における、解析対象橋梁の中心位置における、橋梁全体に着目した場合のつり合い状態の一例を表-4に示す。本解析では、橋軸方向に上部工死荷重相当の力を静的に加えた。ここで、橋梁全体の中心位置から各橋脚までの距離を x 、橋軸直角方向の反力を R_z 、ねじりモーメント反力 M_y としている。ねじり剛性を初期剛性としたケース1では、ねじりモーメント5699.1tfmに対してねじりモーメント反力 M_y により5611.8tfmが分担されており、これは98.5%分が橋脚のねじり剛性に分担していることがわかる。また、ねじり剛性が0としたケース3では、橋軸基部で抵抗するのではなく、各支承反力によりねじりモーメントが分担されていることがわかる。これは、ねじり剛性が0であっても上部構造の剛性によりねじりモーメントが分担され、構造全体系の安定が保たれていることになる。これは、この橋梁全体構造系において橋脚のねじりモーメントが変形適合ねじりとして成立していることを示すものである。図-3に橋梁全体及びP2橋脚の変形状況を示す。

次に、P2橋脚における支承反力と橋脚のねじりモーメントについて、橋脚のねじり剛性を初期剛性、初期剛性の1/2、0として支承反力を算出した場合の結果を表-5に示す。ここで上部構造を剛体と仮定すると、各支承に作用する橋軸方向の水平反力は、力および曲げモーメントのつり合いから次式のように導くことができる。

表-5 P2橋脚単体でのつり合い状態

(a) ケース1

	Z(m)	Rx(tf)	RxZ(tfm)
G1	5.00	116.7	583.5
G2	2.50	116.1	290.3
G3	0.00	115.5	0.0
G4	-2.50	115.0	-287.4
G5	-5.00	114.4	-571.8
Σ			14.6
橋脚基部反力: M_y (tfm)			938.6
$M_y + \Sigma RxZ$			953.2

(b) ケース2

	Z(m)	Rx(tf)	RxZ(tfm)
G1	5.00	117.8	589.2
G2	2.50	116.7	291.7
G3	0.00	115.5	0.0
G4	-2.50	114.4	-286.0
G5	-5.00	113.2	-566.2
Σ			28.7
橋脚基部反力: M_y (tfm)			924.4
$M_y + \Sigma RxZ$			953.2

(c) ケース3

	Z(m)	Rx(tf)	RxZ(tfm)
G1	5.00	191.7	958.5
G2	2.50	153.6	384.0
G3	0.00	115.5	0.0
G4	-2.50	77.4	-193.4
G5	-5.00	39.3	-196.3
Σ			952.7
橋脚基部反力: M_y (tfm)			0.0
$M_y + \Sigma RxZ$			952.7

$$R_{xz} = \frac{M}{\sum (z)^2} \times z \quad (1)$$

ここに、

R_{xz} : 各支点の水平方向の支承反力

M : 橋脚に作用するねじりモーメント

z : 梁中心から i 番目の支承までの距離

式(1)に基づいて橋脚基部のねじり剛性を0とした時の各支承の水平反力を求めると、 $G1 = 191.7$ tf、 $G2 = 153.7$ tf、 $G3 = 115.5$ tf、 $G4 = 77.3$ tf、 $G5 = 39.3$ tfとなり、表-5に示す解析結果のうちケース3で算出した橋軸方向の支承反力と一致する。したがって、ねじりモーメントの作用する橋脚において、橋脚躯体に発生するねじりモーメントを変形適合ねじりとして設計を行う場合には、橋脚のねじりモーメントを無視する代わりに支承設計に用いる橋軸方向水平変位を、橋脚の回転による変位増分とすることにより、支承の設計に対して安全側の配慮を行うことになる。これは、表-4(d)に示したねじり剛性を初期剛性の1%とした場合においても、ねじりモーメントの約40%をねじりモーメント反力 M_y で分担していることから確認できる。

また、橋脚の曲げ剛性が橋脚の支承反力に与える影響をみるために、橋脚のねじり剛性を0として、曲げ剛性を初期剛性とした場合と降伏剛性とした場合を比較したが、曲げ剛性が初期剛性であろうと降伏剛性であろうと、各支承反力に与える影響がほとんどいないことがわかった。

4. ねじりモーメントに対する支承部の設計

各支承の橋軸方向水平変位は、図-4に示すとおりであり、橋軸直角軸周りの橋脚の回転による変位の増分を考慮すると、次式により算出できる。

$$\begin{aligned} U_{Bi} &= U_{BHi} + U_{BRi} \\ &= \frac{k_{he} W_u}{n k_a} + \frac{k_{he} W_u \cdot e \cdot x_i}{k_a \sum x_i^2} \end{aligned}$$

表-6 各支承の橋軸方向水平変位

	水平変位 u_{BH} (cm)	回転変位 u_{BR} (cm)	合 計 u_B (cm)
G1	15.3	12.8	28.1
G2	15.3	6.4	21.7
G3	15.3	0.0	15.3
G4	15.3	-6.4	8.9
G5	15.3	-12.8	2.4

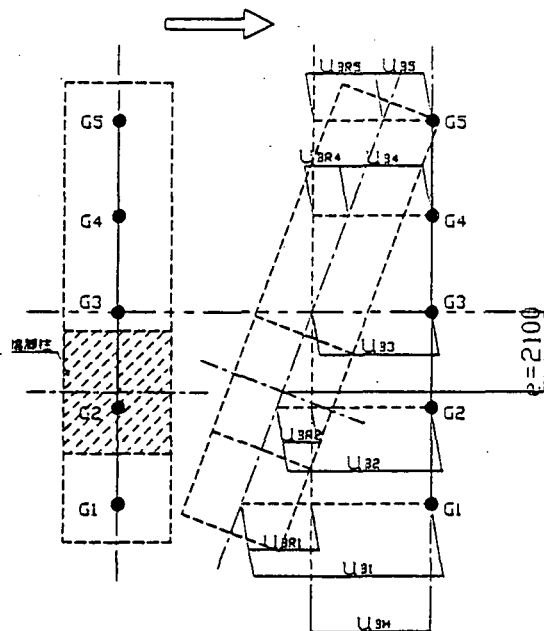


図-4 橋脚上でのねじりモーメントのついで合い

$$= k_{he} W_u \left(\frac{1}{n k_B} + \frac{e x_i}{k_B \sum x_i^2} \right)$$

ここに、

- u_{Bi} : i 番目の支承に生じる橋軸方向水平変位
- u_{BH_i} : i 番目の支承に生じる橋脚の並進による水平変位
- u_{BR_i} : i 番目の支承に生じる橋脚の回転による水平変位
- n : 支承の総数
- k_{he} : 支承の設計に用いる等価水平震度
- W_u : 地震時保有水平耐力法に用いる、下部構造が支持する上部構造重量
- e : 橋脚中心から上部構造中心までの距離
- k_B : 1 支承当たりの橋軸方向バネ定数
- x_i : 橋梁中心から i 番目の支承までの距離

このような手法で、P2橋脚における各支承の橋軸方向の水平変位を算出すると、表-6のとおりとなる。ねじりモーメントの最も大きいG1支承においては、地震時水平変位 u_{BH} が15.3cmであるのに対

して、ねじりモーメントによる回転により発生した水平変位 u_{BR} が12.8cmと大きな値となっていることがわかる。

5. まとめ

以上の結果をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 上部構造の重心位置が橋脚躯体の重心位置と偏心している橋脚に橋軸方向に慣性力が作用したとき、橋脚躯体に作用するねじりモーメントは変形適合ねじりである。
- 2) 橋脚躯体のねじり剛性を0とした場合の橋脚上の各支承反力を簡易的に算出する式を誘導し、三次元的な解析結果と比較することによりその妥当性を確認した。
- 3) 橋脚躯体のねじり剛性を0とみなした場合は、橋脚の曲げ剛性を変化させても橋脚躯体上の支承反力の値に影響を与えないことを確認した。
- 4) ねじりモーメントによる橋脚躯体上の支承反力から、各支承の水平変位量を算出する式を誘導し、支承部の設計水平変位の算出法を提案した。

また、本研究では1つの仮定としてねじり剛性を0として、支承反力の算出法を示したが、実際には橋脚躯体のねじり剛性が0にはならないので、ねじり剛性の低下の度合いを適切に評価する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ～Ⅴ，平成8年12月
- 2) (社)土木学会：平成8年度版コンクリート標準示方書〔設計編〕
- 3) F. 山ノ内：コンクリート構造の限界状態と変形，成田信，上阪康雄，石原信孝 共訳，鹿島出版会
- 4) 田辺忠顕，檜貝勇，梅原秀哲，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店