

論文 RC ラーメン橋台におけるねじり発生の要因の分析

成田 顕次*1・中田 裕喜*2・大野 又稔*1・田所 敏弥*3

要旨 : RC ラーメン橋台の地震被害において、ねじりモーメントに起因すると考えられる RC 柱の損傷が確認されている。RC ラーメン橋台におけるねじりの発生の要因としては、斜角や道路側と道路反対側の質量比および柱の断面諸元の相違が考えられるが、個々の要因のねじりへの寄与度は明らかにされていない。そこで、これらの要因を変化させた三次元動的非線形解析により、個々の要因のねじりへの寄与度を検証した。その結果、ねじりには斜角の影響は極めて小さく、質量比、断面諸元が支配的因子であることがわかった。また、柱のねじり剛性の違いが応答変位に影響を与えることが明らかになった。

キーワード : RC ラーメン橋台, ねじり, 構造解析モデル, 剛心, 重心

1. はじめに

鉄道構造物のうち橋長 1m 以上の橋梁は 10 万橋あり。そのうち、高架橋においては、主としてラーメン構造が用いられている。立地条件等が同一の場合には、同一形状の鉄筋コンクリート (RC) ラーメン高架橋が連続することが多いが、道路や河川等を跨ぐ場合や地盤条件等が変化する場合などにおいては、立地条件に応じて、構造形式、高架橋高さ、部材断面といった構造諸元も変化する。例えば、建設箇所道路がある場合には、道路を跨ぐために橋軸方向が 1 径間のラーメン構造である RC ラーメン橋台が用いられることが多い²⁾。

図-1 に、RC ラーメン橋台の例を示す。RC ラーメン橋台は、道路と交差する角度に対応するため、平面形状が不整形となる。また、道路側には比較的スパンの大きい RCT 桁やプレストレストコンクリート (PC) 桁が、道路反対側にはスパンの小さい RC スラブ桁 (調整桁) が一般に用いられるため、RC ラーメン橋台の両側で支持する桁の重量が異なることになる。また、支持する桁の重量の違いに起因して、柱の断面諸元も異なる。このような場合には、RC ラーメン橋台の重心と剛心³⁾が相違することになるため、地震時に構造物全体系や部材がねじれるような三次元的な挙動を示すと考えられる^{2), 4)}。部材にねじりが発生した場合、曲げ耐力やせん断耐力、変形性能が低下することが報告されており^{5), 6)}、ねじりの発生の有無や発生する場合のねじり量を把握することは極めて重要である。

設計実務においては、一般に各柱列を対象とした設計振動単位⁷⁾に対し、二次元モデルにより構造解析を実施することが多い。しかしながら、設計振動単位に区分し、二次元モデルにより構造解析を実施するための明確な基準はなく、どのような場合に三次元モデルによる照査が

必要かの判断が困難な状況となっている。

既往の研究^{2), 4)}では、RC ラーメン橋台を対象とした三次元的挙動に関する検討が実施されている。しかしながら、文献⁴⁾では、対象とした RC ラーメン橋台は 1 ケースであり、重心と剛心の違いによるねじりの発生の有無や、発生した場合のねじり量を把握したものではない。また、文献²⁾では、二次元解析及び、三次元解析を行い、地震動の入力方向や質量配置をパラメータとした検討を実施しているが、柱の断面諸元の相違や平面形状に起因するねじりについては言及されていない。

そこで、本研究ではラーメン橋台におけるねじりの発生の要因を明確にすることを目的に、平面形状や質量配置、柱の断面諸元の相違といったパラメータを個々に変化させた解析を実施した。また、個々に変化させた解析結果を参照して、パラメータが複合した場合の相互作用を検証するとともに、柱のねじり剛性の有無や構造物全体系の三次元的な挙動に及ぼす影響を把握した。なお、パラメータの影響を明確にするため、ラーメン橋台のみに着目し、隣接構造物の影響は考慮しないこととした。

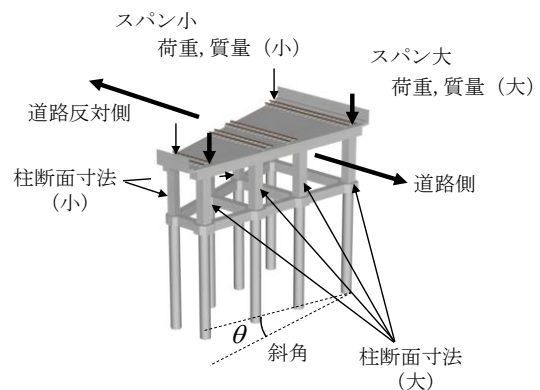


図-1 RC ラーメン橋台の例

*1 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 修士 (工学) (正会員)
 *2 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 修士 (工学) (正会員)
 *3 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士 (工学) (正会員)

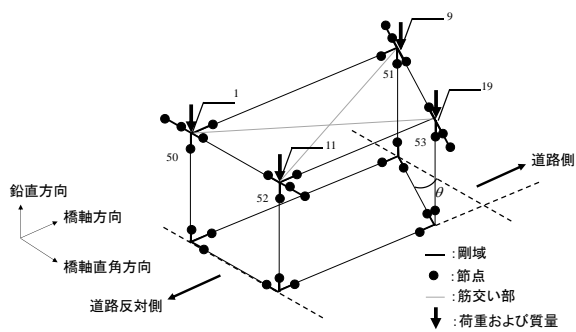


図-2 三次元動的解析モデルの例

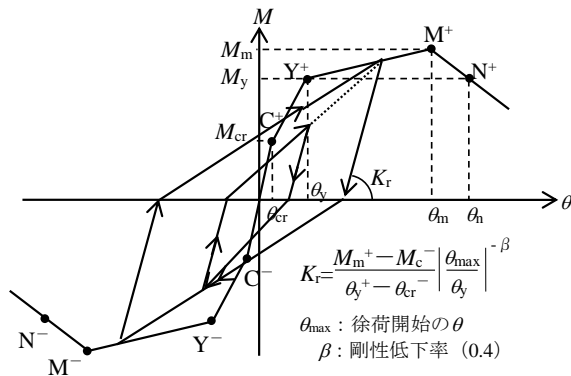


図-4 RC柱の復元力モデル⁹⁾

2. ねじりに対する各パラメータの影響分析

2.1 解析モデル

図-2に、解析モデルを示す。解析は三次元耐震照査プログラム DarsVer2.0.0.0を用い、文献²⁾を参考に三次元の骨組構造にモデル化した。なお、本研究では上部構造に着目していることや、挙動の単純化のため、基礎は十分に剛であると仮定して、基礎はモデル化せず、柱下端で固定とした。また、スラブは直接的にはモデル化していないが、剛床を仮定するため、上層梁の要素で囲まれる内部に、剛な要素(筋交い)を配置した。

文献²⁾を参考に、単純化のため梁は弾性とし、柱部材のみに非線形性を考慮し、軸力相関は考慮しないこととした。ただし、ねじり剛性 GJ については、弾性とした。なお、軸力相関を考慮した解析を別途実施したが、本研究の結論には影響を与えないことを確認している。

図-3に、柱の断面を示す。実構造物を参考に、本検討では断面寸法が900mm×900mmであるPA断面(引張鉄筋比0.963%, 帯鉄筋比1.273%)と、1200mm×1200mmであるPB断面(引張鉄筋比0.638%, 帯鉄筋比1.432%)の2種類を用いた。コンクリートの圧縮強度は $f'_{ck}=27\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD345とした。柱の非線形特性は、文献⁷⁾に基づいて、回転ばね(材端ばね)によりモデル化し、 $M-\theta$ 要素とした。図-4に、柱の復元力モデルを示す。図において、 M_{cr} は曲げひび割れ発生時の曲げモーメント、 M_y は降伏時の曲げモーメント、 M_m は最大曲げモーメント、 θ_{cr} は曲げひび割れ発生時の部材角、 θ_y は

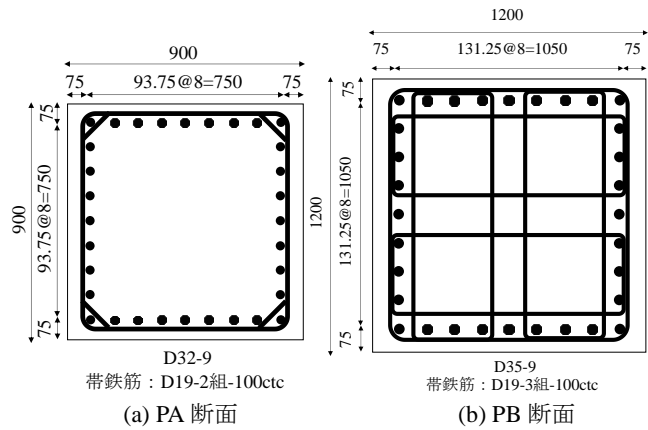


図-3 柱の断面諸元

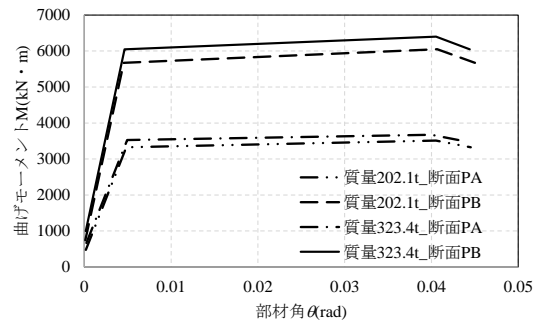


図-5 柱の曲げモーメントと部材角の関係⁹⁾

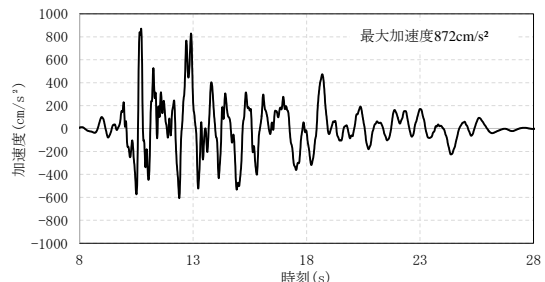


図-6 入力地震動⁹⁾

表-1 T_{eq} と K_{heq} の算出結果

質量 (重量)比 ^{※1)}	柱断面	T_{eq} (s)	K_{heq}
1.0	PA	0.309	0.819
1.6	PA	0.385	0.546
1.0	PB	0.225	1.395
1.6	PB	0.278	0.919

※1: 1981kNに対する質量の比率

降伏時の部材角、 θ_m は M_m を維持できる最大部材角、 θ_n は M_y を維持できる最大の部材角を示している。図-5に柱の曲げモーメントと部材角の関係を示した。文献⁸⁾を参考にして、減衰は部材別剛性比例減衰とし、減衰定数は柱部材2%、梁部材3%として設定した。

荷重および質量は、図-2に示す節点1, 9, 11, 19に作用させることとした。作用させた質量および荷重は、く体自重、列車荷重、道路反対側のスパン約14mのRC桁の自重を考慮した値である1981kNを基本とした。こ

ここで、橋軸直角方向断面（柱構面）の等価固有周 T_{eq} および構造物全体系の折れ曲がり点における震度 K_{heq} を把握するため、プッシュ・オーバー解析を実施した⁹⁾。表-1に、 T_{eq} および K_{heq} の算出結果を示す。2.2で示すとおり、本検討では荷重および質量と断面諸元をパラメータとしているが、そのパラメータの最小および最大値における T_{eq} および K_{heq} を示した。対象としたモデルの T_{eq} は $0.225\sim 0.385(s)$ 、 K_{heq} は $0.546\sim 1.395$ となった。

図-6に、解析に用いた入力地震動を示す。入力地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁹⁾ に示されているL2地震動スペクトルII（G3地盤）の地表面波形とした。地震動の入力地震の方向は、実際には複数の方向からの入力と考えられるが、パラメータがねじりに与える影響を明確にするため、発生が顕著になると考えられる橋軸直角方向（C方向）とした。

2.2 解析ケース

本研究では、ねじりに影響を与えると考えられる平面形状や質量配置、道路側と道路反対側の柱の断面諸元の相違の3つのパラメータについて、個々に変動させることで、各パラメータのねじりへの影響度を評価することとする。

表-2に、解析ケースの一覧を示す。caseA1~A5は、質量配置のみの影響を分析するためのcaseである。節点1, 11は質量比1.0の固定とし、節点9, 11の質量比を1.0~1.6まで変化させた。なお、質量比1.6は実構造物で考えた際、本研究で用いた断面PBに相当する荷重およ

び質量である。これにより、道路側と道路反対側の桁重量の相違によるねじりへの影響を検討することができる。caseB1~B3は、平面形状のみの影響を分析するためのcaseである。道路とのなす角度である斜角 θ （以下、斜角）を変数とし、斜角の最大値は鉄道に関する技術基準¹⁰⁾で定められている45度を解析での最大値として、15度間隔で変化させた。なお、 θ を有する場合、一般に道路側の柱断面も θ を有する平行四辺形となると考えられるが、本解析においてはツールの制約上、柱断面の θ は考慮しないこととし、断面の主軸が橋軸方向と橋軸直角方向に一致するものとした。

caseCは、caseA1と比較することで、道路側の柱と道路反対側の柱の断面諸元の違いのみによる影響を分析するためのcaseである。

表-2 解析ケースの一覧

case	質量 (kN)		節点9,19 の質量 比	斜角 (度)	柱断面
	節点1, 11	節点9, 19			
A1	1981	1981	1	0	PA
A2	1981	2179	1.1	0	PA
A3	1981	2377	1.2	0	PA
A4	1981	2772	1.4	0	PA
A5	1981	3169	1.6	0	PA
B1	1981	1981	1	15	PA
B2	1981	1981	1	30	PA
B3	1981	1981	1	45	PA
C	1981	1981	1	0	PA-PB

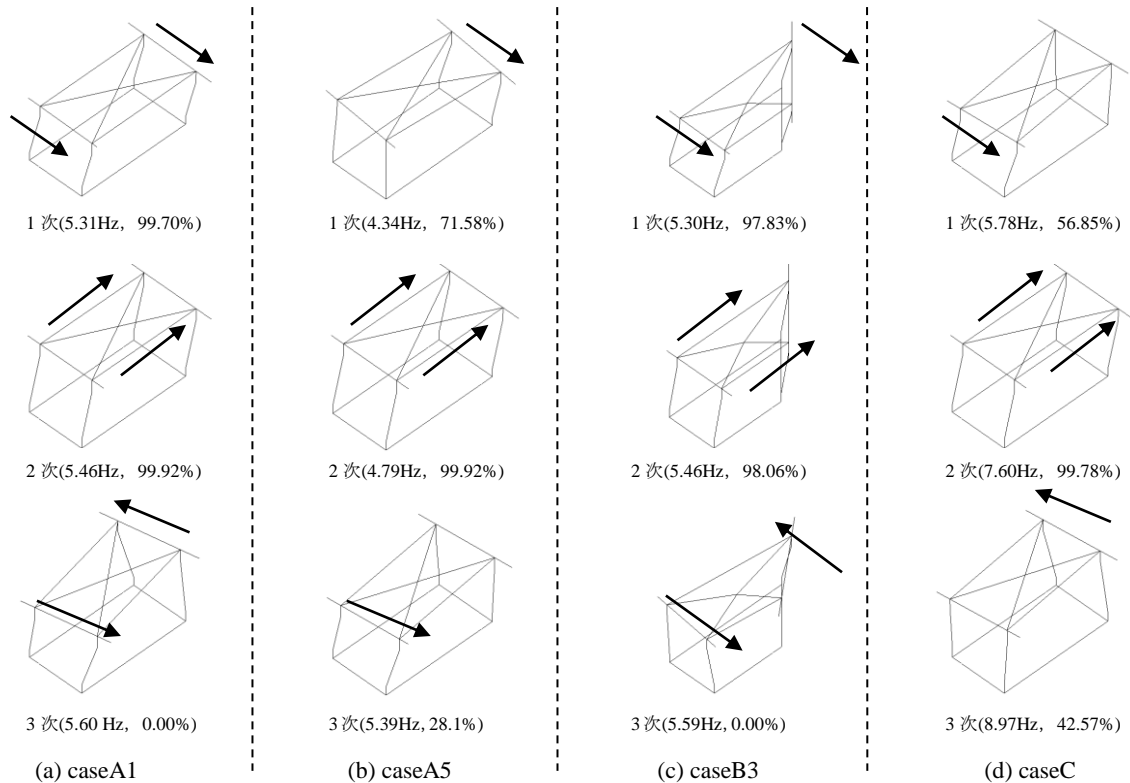


図-7 固有値解析結果

2.3 解析結果

(1) 固有値解析結果

図-7 に固有値解析結果を示す。図中に示した矢印は柱上端の水平変位方向を意味し、変位がほぼ生じていないと考えられる箇所については矢印を記載していない。また、括弧内には振動数、水平変位方向の有効質量比を表す。

質量比が 1.0 である caseA1 は 1 次モードで橋軸方向、2 次モード橋軸直角方向への構造物全体系のモードである。3 次モードは構造物全体系が、ねじれるような振動モードであるが、有効質量比が極めて小さいことが確認される。質量比が 1.6 ある caseA5 は 1 次モード、3 次モードでは道路側、または道路反対側の片側が橋軸直角側に変形する振動モードである。2 次モードは橋軸方向への構造物全体系への振動モードであった。斜角を付けた、caseB3 では caseA1 と同様なモードであり、断面諸元が異なる caseC は caseA5 と類似したモードである。

(2) 質量比の影響

図-8 に、節点 51 における上面からみた橋軸方向と橋軸直角方向の水平変位の履歴を表している。図より、地震動の入力方向である橋軸直角方向であるが、質量比が大きくなるほど橋軸方向の水平変位が大きくなる傾向にある。すなわち、道路側と道路反対側の質量の差が大きくなると、ねじりが発生しやすくなると考えられる。

図-9 に、caseA5 における、柱の M_t の時刻歴波形を示す。なお、既往の研究で M_t が設計純ねじり耐力 M_{tcd} を超過するかどうかにより、地震時における柱の性能低下が懸念されるために、ねじりの考慮の必要性を判断する方法が示されている¹⁴⁾。そのため、 M_{tcd} の時刻歴波形についても図に示した。図より、柱に M_t が繰り返し発生するとともに、 $M_t > M_{tcd}$ となることが確認できる。

図-10 には、caseA1～A5 における M_t / M_{tcd} の最大値を示す。節点 51 (道路側) の質量比が大きくなるにつれて、 M_t / M_{tcd} の最大値は大きくなり、質量比が 1.6 である caseA5 では、 $M_t / M_{tcd} = 4.60$ となった。

ねじりは重心位置と剛心位置の偏心距離によって生じる³⁾。節点 1 と節点 11 の質量比の差が大きくなると重心が質量比の大きい方へ移動し、剛心と重心の偏心距離が大きくなり、ねじりが発生すると考えられる。

(3) 斜角の影響

図-11 に、caseB3 における M_t および M_{tcd} の時刻歴波形を示す。caseB3 は想定される θ の最大値 45 度であるが、 M_t は小さく、 M_{tcd} に達していないことが確認できる。

図-12 に、caseA1, B1～B3 における M_t / M_{tcd} の最大値を示す。いずれの θ に対しても、 M_t / M_{tcd} の最大値は非常に小さい結果となった。 θ に応じて、道路側の柱構面における橋軸直角方向の水平剛性は変化すると考えられる

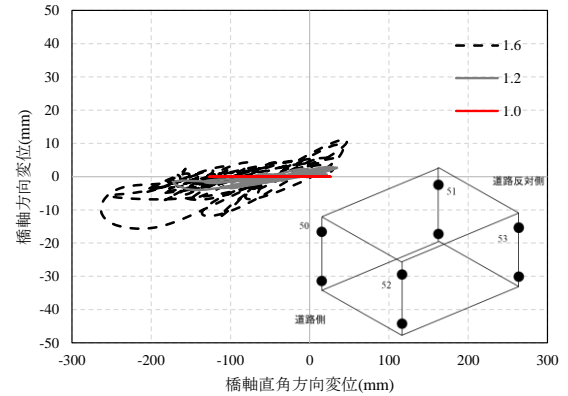


図-8 水平変位時刻歴波形(節点 51)

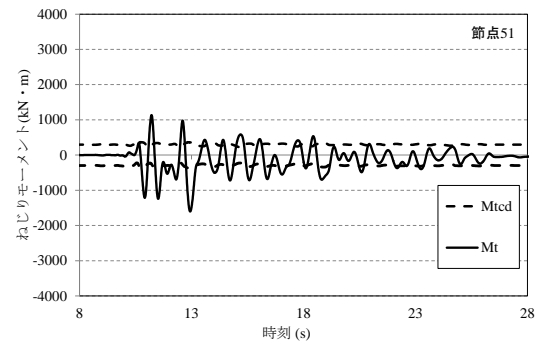


図-9 ねじりモーメントの時刻歴波形 (caseA5)

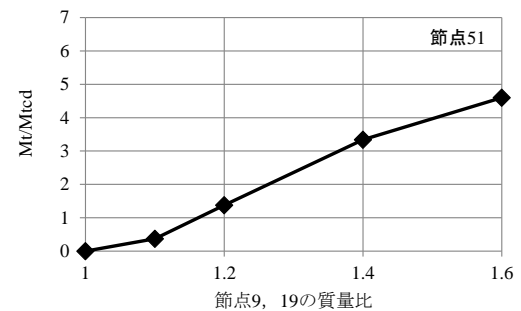


図-10 質量比に関する M_t / M_{tcd} の最大値

が、本解析においては θ によるねじりへの影響は少ないことがわかった。なお、図-7(a)と(c)に示した固有値解析結果からも、斜角を設けても今回の形状においては固有振動数に顕著な影響がないことが確認できる。

(4) 断面諸元の影響

図-13 に、caseC のねじりモーメントの時刻歴波形を示す。道路側と道路反対側で断面が異なることにより、 M_t が繰り返し発生するとともに、 $M_t > M_{tcd}$ となることが確認できる。図-14 に、caseA1 および caseC の M_t / M_{tcd} を示す。caseA1 では、自明ではあるが $M_t / M_{tcd} = 0$ となる。

一方、caseC では $M_t / M_{tcd} = 4.46$ となった。これは、道路側と道路反対側の柱構面の剛性が異なることで、剛心が移動して、重心との偏心が生じたためと考えられる。なお、caseC の M_t / M_{tcd} は、図-10 に示した caseA5 (質量比 1.6) の M_t / M_{tcd} と値が近く、ねじりの発生への影響は caseA5 と同程度であると考えられる。

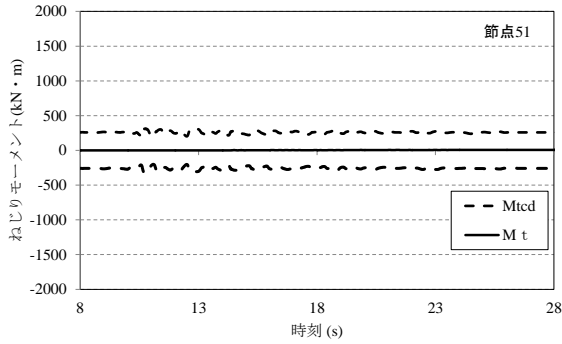


図-11 ねじりモーメントの時刻歴波形 (caseB3)

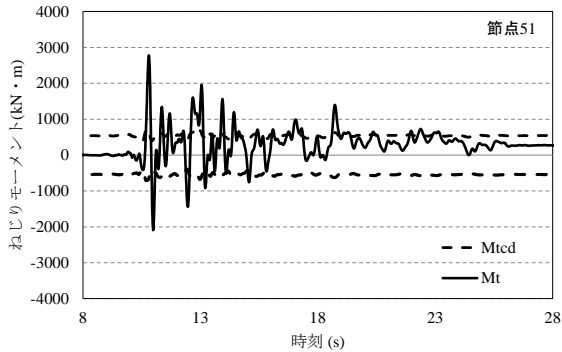


図-13 ねじりモーメントの時刻歴波形 (casC)

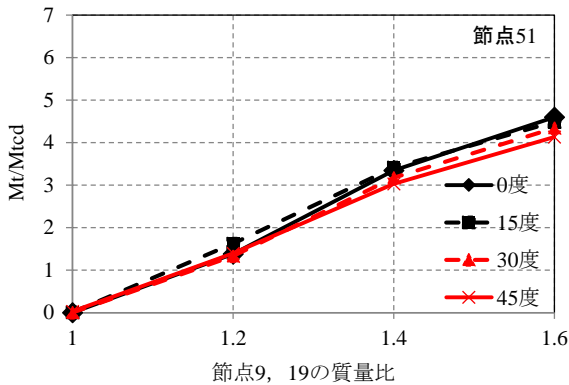


図-15 質量比, 斜角に関する M_t/M_{tcd} の最大値

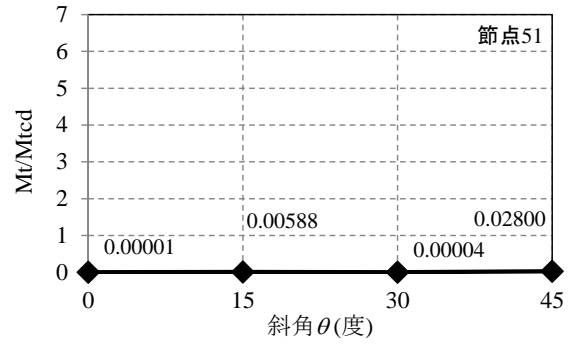


図-12 道路とのなす角 θ に関する M_t/M_{tcd} の最大値

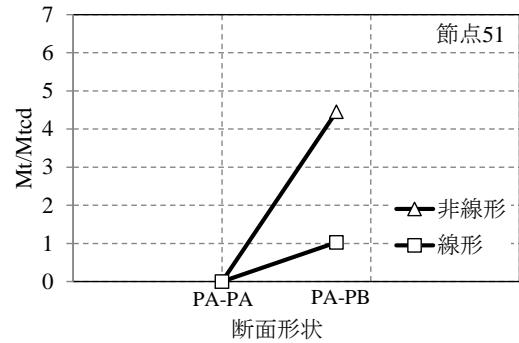


図-14 柱の断面諸元の違いに関する M_t/M_{tcd} の最大値

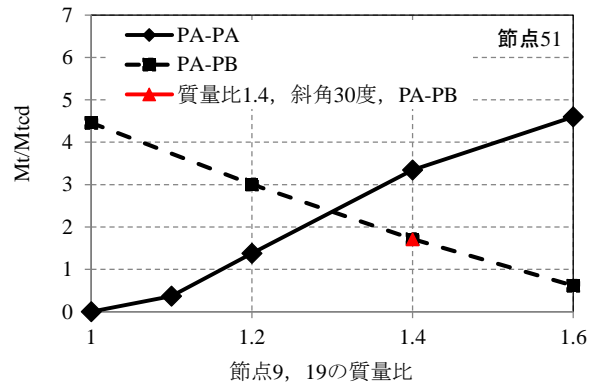


図-16 質量比, 断面諸元に関する M_t/M_{tcd} の最大値

ところで, caseC は断面諸元をパラメータとした解析ケースであるが, ねじりに及ぼす影響の要因を構造解析的に解釈すると, 表-1 に示した T_{eq} および K_{heq} の両者の違いによる影響と考えられる。すなわち, T_{eq} は降伏剛性を意味するものであるが, K_{heq} の違いについては非線形化するタイミングが異なるということを考えると, K_{heq} の違いも剛性の違いと解釈できる。

そこで, T_{eq} のみの違いによる影響を把握するため, 柱部材を線形 (弾性) とした解析を実施した。図-14 に M_t/M_{tcd} を示したが, 柱を線形とすることで, M_t/M_{tcd} は 1.02 となった。つまり, T_{eq} および K_{heq} のいずれもねじりに影響を及ぼすとともに, 本解析においては K_{heq} の影響がより大きいものと思われる。

(5) 各パラメータの相互作用

2.3(2)~(4)において, 質量比, 斜角, 断面諸元を個々

に変動させ, 各パラメータの影響を検証した。その結果, 質量比と部材断面の違いがねじりに及ぼす影響が大きかったことがわかった。しかしながら, これらのパラメータが複合した場合は, 相互作用を有することも考えられるため, その検討を行った。

複数のパラメータを組み合わせた場合の M_t/M_{tcd} の最大値を図-15, 図-16 に示す。図-15 は, 全ての柱に PA 断面を用いて, 質量比と斜角を変化させた結果である。質量比が 1.6, 斜角 0 度では $M_t/M_{tcd}=4.60$, 45 度では $M_t/M_{tcd}=4.13$ あった。この結果から, 質量比と斜角が複合的に変化した場合でも, 斜角 θ による影響は少ないことがわかった。図-16 に斜角 0 度とした場合の質量比と断面諸元を変化させた結果を示す。断面諸元が均一の場合, 質量比の増加とともに, M_t/M_{tcd} は大きくなることが確認されたが, 断面諸元が道路側と道路反対側で異なる場合

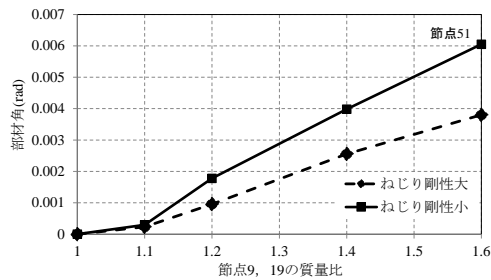


図-17 質量比と部材角の関係

には、質量比が大きくなると M_i/M_{tcd} が小さくなる事が確認できる。道路側の質量比が増加すると、ラーメン橋台の重心が道路側に移動する。一方、道路側と道路反対側で柱の断面諸元が異なることで、剛心も移動するが、道路側の柱断面の T_{eq} (剛性) および K_{heq} が大きいため、剛心も道路側へ移動する。すなわち、質量比が大きくなることによる重心の移動方向と、断面諸元が異なった場合での剛心の移動方向が、同じ方向であったため、質量比が大きく、断面諸元が異なっても、 M_i/M_{tcd} が小さくなったと考えられる。

なお、図-16には質量比 1.4、斜角 30 度、断面諸元が道路側と道路反対側で異なる場合の結果も示した。実構造物のように、質量比、斜角、断面諸元が複合しても、斜角による影響が小さいことがわかった。

(6) 柱のねじり剛性が構造物の応答変位に及ぼす影響

文献⁵⁾では、RC 柱に曲げとねじりが複合した場合、曲げ降伏が生じてねじり剛性が大きく低下し、ねじり破壊は生じないと報告されている。2.3(2)～(5)の検討では、柱のねじり剛性は弾性剛性 GJ を有する線形としたが、ねじり剛性が低下している場合の構造物の応答変位に影響については考えていない。そこで、ねじり剛性を十分に小さくし、解析を実施し、柱の部材角にどの程度、差異が見られるかを検討した。なお、ねじり剛性以外の解析モデル等は 2 章と同様であり、ねじり剛性を 1.0×10^{-7} と微小にした解析を実施した。

図-17 に質量比と斜角による、部材角の結果を示す。質量比が増加するにつれ、ねじり剛性の小さい場合でも、部材角は大きくなるが、ねじり剛性が大きい場合と比較して、部材角は大きくなる結果となった。

なお、文献⁴⁾では、柱のねじり非線形性による影響が小さく、地中梁の非線形性が構造物の応答に与える影響が大きいと報告されている。ただし、ねじり剛性が弾性の場合と、純ねじりの実験から定められた非線形挙動をモデル化した場合の比較である。本研究では、文献⁴⁾の実験結果を参考に、ねじり剛性は初期の段階から微小としたが、このような違いが反映されたものと考えられる。

3. まとめ

(1) ねじりに影響を与えると考えられる質量比、斜角、

断面諸元、個々のパラメータを変動させ、ねじり発生への要因を検証した結果、質量比と断面諸元が大きな要因であることがわかった。

- (2) パラメータが複合した場合の相互作用を検証した結果、質量比が大きくなることによる重心位置の移動と、柱の断面諸元が異なることによる剛心位置の移動が同一方向の場合、個々のパラメータを変化させた場合の結果と比較して、ねじりの程度は低下することがわかった。
- (3) ねじり発生の要因である質量比、断面諸元が異なる場合、ねじり剛性が構造物の応答に影響することが明らかになった。

参考文献

- 1) 佐藤勉：鉄道構造物の劣化予想とメンテナンス技術の革新，第 29 回鉄道総研講演会，pp.10-15，2016.11
- 2) 谷村幸裕，渡邊忠朋，蘆谷讓：鉄道 RC ラーメン橋台の三次元非線形地震応答解析，土木学会論文集 E，Vol.64, No.3, pp.400-415, 2008
- 3) 藤井賢志：単層偏心系モデルの等価 1 自由度系縮約による地震応答評価のためのねじり指標，日本建築学会構造系論文集第 78 巻，第 684 号，pp.299-308, 2013.2.
- 4) 阿部淳一，渡邊忠朋，田所敏弥：ねじりの非線形性が RC 構造物の応答に与える影響に関する一考察，土木学会第 65 回年次学術講演会，I-666, pp.1331-1332, 2010.
- 5) 田所敏弥，谷村幸裕，中田裕喜：ねじりと曲げを受けるラーメン高架橋柱の変形性能と地震被害，土木学会論文集 E2，Vol.68, pp.166-177, No.3, 2012
- 6) 大野又稔，中田裕喜，田所敏弥：曲げに対するねじり量が異なる RC 柱の破壊挙動と耐力の評価，土木学会第 72 回年次学術講演会，V-318, pp.635-636, 2017.
- 7) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.
- 8) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説，丸善，2012.4.
- 9) 国土交通省監修 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），丸善，2012
- 10) 国土交通省監修 土木関係技術基準調査研究会編 土木関係技術基準作業部会編：解説 鉄道に関する技術基準（土木編），2012.12.
- 11) 中田裕喜，田所敏弥，本山紘希，岡本大，室野剛隆：せん断破壊する柱を有する RC ラーメン高架橋の耐震性能評価法の検討，構造工学論文集，Vol.61A, pp.282-291, 2015.3.