

論文 RCラーメン橋台における剛心と重心との距離に着目したねじり応答の評価

成田 顕次¹・大野 又稔²・中田 裕喜²・田所 敏弥²

¹正会員 (公財) 鉄道工学総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail:narita.kenji.97@rtri.or.jp

²正会員 (公財) 鉄道工学総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

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要因としては、道路側と道路反対側の質量比および柱の断面諸元や斜角度の相違が考えられるが、各要因に対する定量的な寄与度は明らかにされていない。そこで、ねじりの応答を明らかにするため、三次元動的非線形解析を実施した。構造物全体系の剛心と重心の距離から偏心率を示し、偏心率が大きくなるとねじりの応答が大きくなることがわかった。また、複数地震波を用いて検証した結果、地震動の特性や、柱部材の曲げ変形に関する非線形性の有無により、ねじり挙動に影響が生じ始める偏心率は異なることがわかった。

Key Words : rigid frame abutment, seismic analysis, torsion, three-dimensional nonlinear analysis

1. はじめに

鉄道構造物の高架橋では、ラーメン構造が多く用いられている。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が異な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が変化する。例えば、建設箇所に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¹⁾。

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場合がある。また、道路側には比較的スパンの大きいRCT形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)が用いられることが多く、RCラーメン橋台の両側で支持する桁の重量が異なる場合が多い。更に、支持する桁の重量の違いに起因して、柱の断面諸元も道路側と道路反対側で異なる傾向にある。

平成16年鉄道構造物等設計標準・同解説【コンクリート構造物】(以下、RC標準)²⁾では、構造物のねじり挙動を生じにくくするため、水平方向の作用の重心と剛

性の剛心ができるだけ一致するように配慮することと示されているが、その基準は明確ではない。ラーメン橋台では既述の理由から、剛心と重心が一致しない条件になる場合がある。このような不整形、重量の違いを含む質量配置の異なる構造物の部材には、地震時にねじりモーメントが作用して曲げ耐力やせん断耐力^{3) 3)}、変形性能が低下する可能性があり、実際にねじり挙動による地震被害も散見されている⁴⁾。そのため、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

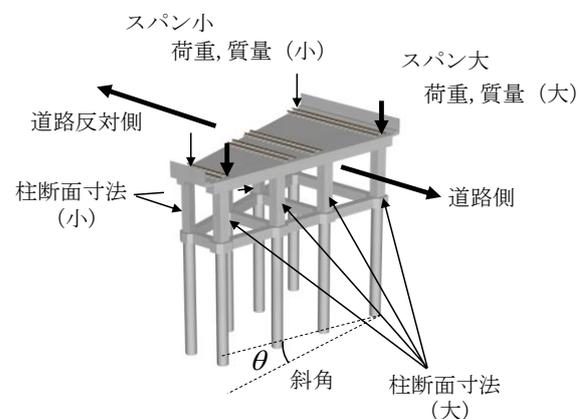


図-1 RCラーメン橋台の例

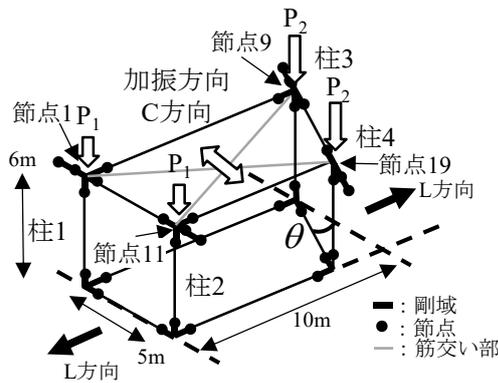


図-2 三次元骨組みモデル

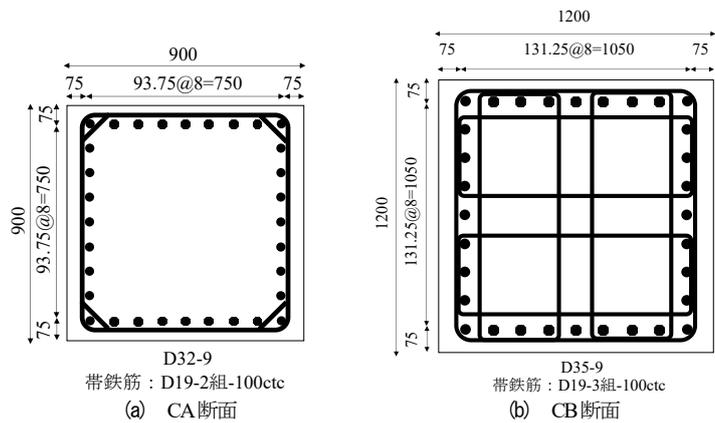


図-3 柱の断面諸元

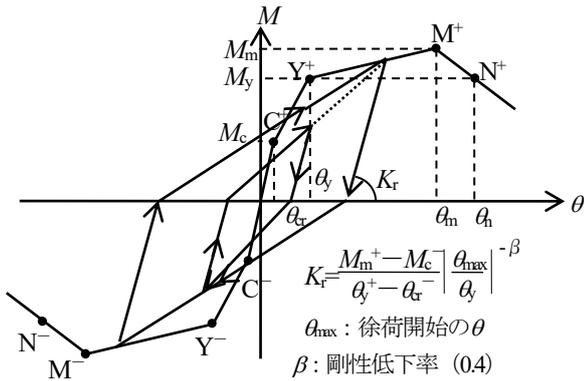


図-4 柱の断面諸元

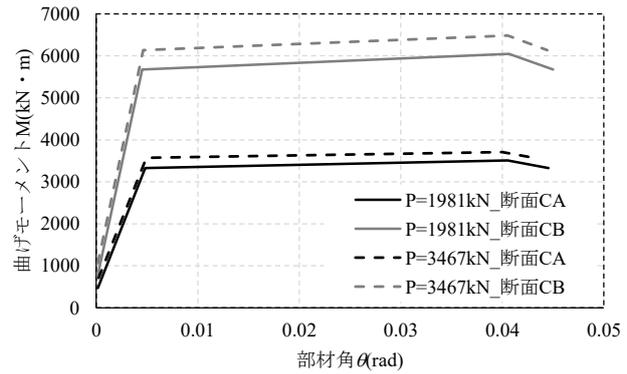


図-5 柱の曲げモーメントと部材角の関係

振動単位²⁾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が、ねじり挙動が発生する場合には三次元モデルによる構造解析が必要となるため、事前にねじり挙動の有無を把握できれば、モデル化の方法の観点からも有用となる。

既往の研究¹⁾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¹⁾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。一方で、建築分野においては、剛心と重心の距離である、偏心距離や偏心率などに着目し、ねじりの評価を行っている⁵⁾。ただし、建築分野における検討では線形を仮定していることが多く⁶⁾、鉄道構造物のように、柱が先行して降伏し、大変形する場合の適用性についても検証する必要がある。

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ために、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、パラメータが複合した場合の相互作用についても解析を実施し、建築分野で行われている偏心率を参考にねじり挙動の評価を行った。次に地

震動の特性の違いによるねじり応答への影響を評価するために、複数の地震動を用いて検証した。また、柱の非線形によるねじり応答への影響を把握するため、柱を線形とした場合についても検証した。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。

2. ねじりに対する各パラメータの影響分析

(1) 解析モデル

質量比、断面諸元、斜角度による RC ラーメン橋台の三次元的な地震時の応答を定量的に把握するため、三次元骨組み解析モデルを用いた動的解析を実施した。解析には、鉄道構造物等の三次元耐震設計照査プログラム DARS (ver.2.1.1.1) を用いた。

図-2、図-3 に、解析対象とした、鉄道 RC ラーメン橋台の三次元骨組み解析モデルと、断面形状について示す。本報告では、一般的な RC ラーメン橋台の上部構造全体および個々の柱の応答に着目しているため、図-2 のように、基礎はモデル化せず柱下端を固定条件とし、スラブは剛床を仮定するため剛な要素(筋交い)を配置した。図-3 のように、RC 柱の断面は、新設の鉄道 RC ラーメン橋台柱を参考に、断面寸法が 900mm×900mm である CA 断面(引張鉄筋比 0.963%、帯鉄筋比 1.273%)と、

1200mm×1200mm である CB 断面（引張鉄筋比 0.638%，帯鉄筋比 1.432%）を設定し、起終点で断面が異なる RC ラーメン橋台を基本とした。なお、コンクリートの圧縮強度は 27N/mm²、軸方向鉄筋および帯鉄筋の降伏強度は 345N/mm² とした。RC 柱の要素は、材端の回転ばねにより非線形特性を表現する $M-\theta$ 要素とし、変形モデルは、**図-4** に示す軸力相関を考慮しない復元力モデルとした。なお、 M_g 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_g は曲げひび割れ発生時の部材角、 θ_y は降伏時の部材角、 θ_m は M_m を維持できる最大部材角、 θ_y は M_y を維持できる最大部材角を示す。柱のねじり剛性は弾性とした。また、RC 柱の応答に着目するため、上層梁と地中梁は弾性とした。減衰モデルは部材別剛性比例減衰とし、減衰定数は柱部材 5%、梁部材 3%と設定した。**図-2** のように、荷重および質量は、RC ラーメン橋台の自重、列車荷重、支持する桁の自重をまとめて、各柱と上層梁の接合部節点に配置した⁷⁾。各柱の軸力は桁長 14m の RC 桁を支持する場合の 1981kN、桁長 35m の PC 桁を支持する場合の 3466kN を基準として、節点 1, 11 に対する節点 9, 19 の質量の比（以下、質量比）が 1.0~1.75 となるように段階的に設定した。**図-5** に橋軸直角方向（C 方向）における断面 CA および断面 CB の $M-\theta$ 関係を、**表-1** に 4 本の柱の断面条件が同一かつ質量配置が均等な RC ラーメン橋台に対し、C 方向のプッシュ・オーバー解析から得られた等価固有周期 T_{eq} 、構造物全体系の折れ曲がり点における震度 K_{heq} ⁸⁾ を示す。入力地震動は、平成 24 年鉄道構造物等設計標準・同解説【耐震設計】（以下、耐震標準）⁸⁾ に示されている L2 地震動スペクトル II（G3 地盤）の地表面波形を基本とし、RC ラーメン橋台のねじり挙動が顕著になると考えられる C 方向に入力した。

(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質量比、斜角度、断面諸元の 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~A6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1.0~1.75まで変化させた。なお、質量比1.0は実構造物で考えた際、本研究で用いた断面CAに相当し、質量比1.75は断面CB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度 θ （以下、

θ ）を変数とし、斜角度の最大値は鉄道に関する技術基準⁹⁾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、道路側の柱断面も θ を有する平行四辺形となる可能性が考えられるが、本解析においては各パラメータの影響を明確にするため、柱断面は正方形とし、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。

caseC1~C6は、caseA1~A6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。caseDは実構造物のように、質量比、斜角度、断面諸元が複合した場合のcaseである。

(3) 解析結果

a) 固有値解析結果

これらの解析ケースの固有値解析の代表的な結果を**図-6**に示す。固有値解析では、柱の剛性に、**図-4**に示す原点と降伏点の割線剛性を用いた。モード形状を確認した際に、1次モードで橋軸直角（C方向）に、2次モードで橋軸方向（L方向）に、3次モードでねじり応答が見られた。**図**中の括弧内は振動数、水平変位方向の有効質量比の結果を併記した。質量比が1.0であるcaseA1は1次モードがL方向、2次モードC方向へ構造物全体系が変形する振動モードである。3次モードは構造物全体系が、ね

表-1 T_{eq} と K_{heq} の算出結果

質量（重量比）*1	柱種類	等価固有周期 T_{eq} (sec)	降伏震度 K_{heq}
1	CA	0.309	0.821
1.75	CA	0.401	0.504
1	CB	0.225	1.396
1.75	CB	0.289	0.851

*1：1981kNに対する質量の比率

表-2 感度解析の検討ケース一覧

case	質量（t）		質量比	斜角度 （度）	柱種類 柱1,2-3,4
	節点1,11	節点9,19			
A1	1981	1981	1.0	0	CA-CA
A2	1981	2179	1.1	0	CA-CA
A3	1981	2377	1.2	0	CA-CA
A4	1981	2773	1.4	0	CA-CA
A5	1981	3170	1.6	0	CA-CA
A6	1981	3467	1.75	0	CA-CA
B1	1981	1981	1.0	15	CA-CA
B2	1981	1981	1.0	30	CA-CA
B3	1981	1981	1.0	45	CA-CA
C1	1981	1981	1.0	0	CA-CB
C2	1981	2179	1.1	0	CA-CB
C3	1981	2377	1.2	0	CA-CB
C4	1981	2773	1.4	0	CA-CB
C5	1981	3170	1.6	0	CA-CB
C6	1981	3467	1.75	0	CA-CB
D	1981	3467	1.75	45	CA-CB

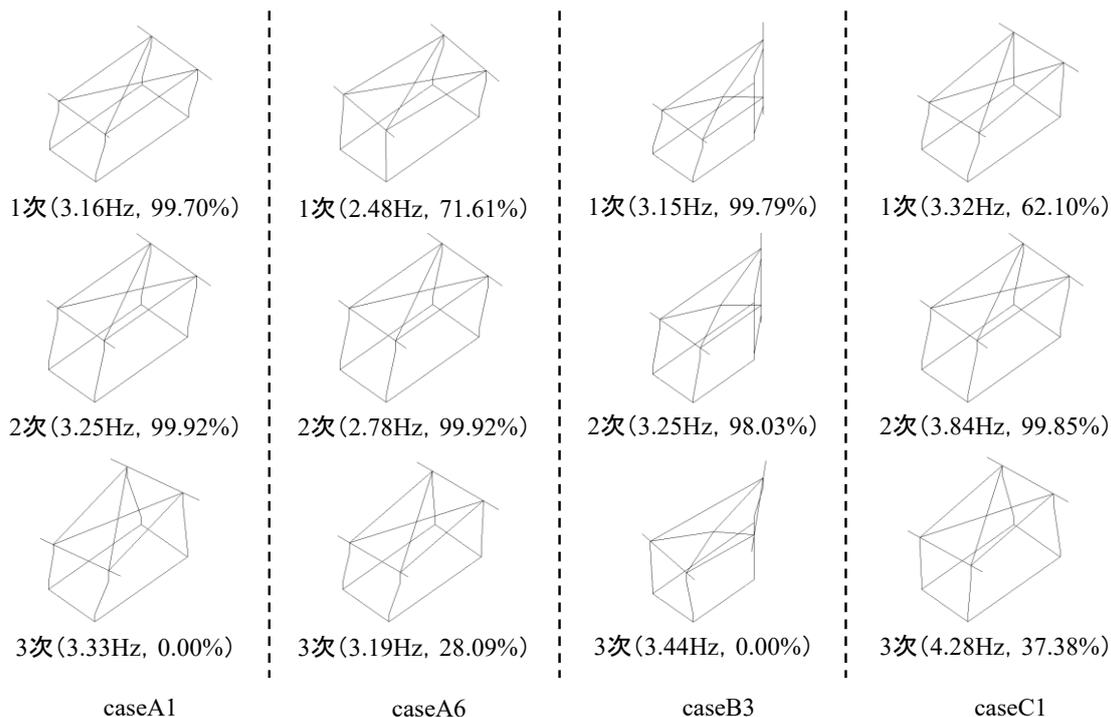


図-6 固有値解結果

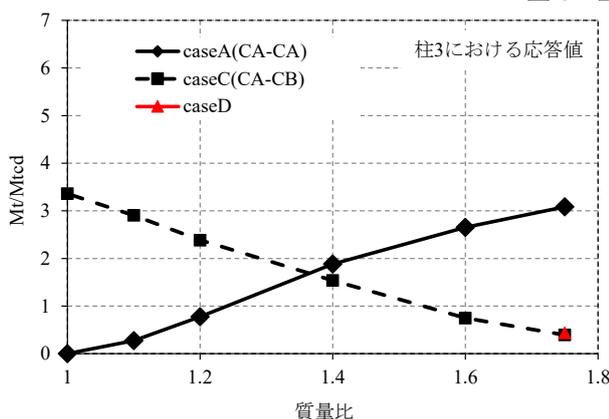


図-7 質量比ごとによるねじり応答の比較

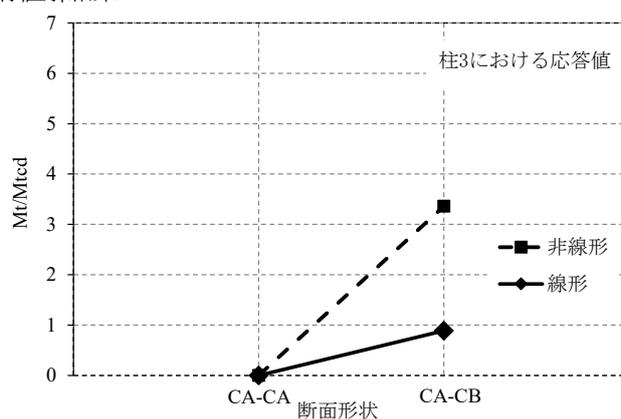


図-8 断面形状によるねじり応答の比較

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1.75あるcaseA6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C方向側に変形し、構造物全体系が変形する振動モードである。2次モードは構造物全体系がL方向へ変形する振動モードであった。斜角度を有するcaseB3ではcaseA1と同様なモードであり、断面諸元が異なるcaseC1はcaseA6と類似したモードである。固有値解析の結果から、質量比が大きくなる場合や、断面形状が異なる場合において、ねじりの応答が大きくなることが推定される。

b) 質量比の影響

既往の研究でねじりモーメント M_t が設計純ねじり耐力 M_{cd} を²⁾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¹⁰⁾。そこで既往の研究を参考にし、質量比と、 M_t/M_{cd} の関係を検証した。

図-7 には、caseA1～A6における M_t/M_{cd} の最大値を示す。質量比が大きくなるにつれて、 M_t/M_{cd} の最大値は大きくなり、質量比が1.75であるcaseA6では、 $M_t/M_{cd}=3.08$ 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⁹⁾。質量比が大きくなると重心が質量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。

c) 斜角度の影響

θ の値を15度毎に変化させて時刻歴応答解析を行った。 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が、本解析においては斜角度が45度の場合でも、 M_t/M_{cd} は0.0001と小さく、斜角度が M_t/M_{cd} に及ぼす影響は小さいことがわかった。

図-6 の固有値解析結果からも、斜角度を有してい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。

d) 断面諸元の影響

図-8に、caseA1およびcaseC1の M/M_{cd} を示す。caseA1では、前述の通り、 $M/M_{\text{cd}}=0$ となる。一方、caseC1では $M/M_{\text{cd}}=3.36$ 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、caseC1の M/M_{cd} は、図-7に示したcaseA6（質量比1.75）の M/M_{cd} と値が近く、ねじりの発生への影響はcaseA6と同程度であると考えられる。

ところで、caseC1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_{hsq} 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_{hsq} 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見ると、 K_{hsq} 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-8に M/M_{cd} を示したが、柱を線形とすることで、 M/M_{cd} は1.16となった。つまり、 T_{eq} および K_{hsq} 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_{hsq} の影響がより大きいものと思われる。

(4) 各パラメータの相互作用

2.(3) b)~d)において、質量比、斜角度、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いことがわかった。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。ここでは、まずラーメン橋台において、用いられている断面諸元が道路側と道路反対側で異なる場合を検証した。次に、斜角度のみの影響を考えた場合、ねじりへの影響は小さかったが、ラーメン橋台において道路側と道路反対側で断面諸元が異なり、かつ斜角度が最大の場合の結果を検証した。

図-7に、斜角度を0度、道路側にCB断面を、道路反対側にCA断面を用いて、質量比を変化させた場合（caseC1~6）の M/M_{cd} の最大値を点線で併記した。質量比が1.75、斜角度0度では $M/M_{\text{cd}}=0.43$ あり、質量比が大きい場合でも質量が大きい側の柱の剛性を高めることで、ねじりへの影響を小さくできることがわかった。これは、道路側の質量が大きく、重心が道路側に寄っている場合に、道路側の柱の剛性を大きく、剛心を道路側に移動させたことで、重心と剛心の距離が近づき、ねじりの応答が小さくなったためと考えられる。

また、図-7にcaseDの結果を示した。質量比1.75、斜角度が45度、断面諸元が道路側と道路反対側で異なる場合

のcaseである。結果から実構造物のように、質量比、斜角度、断面諸元が複合した場合でもねじりへの影響が小さいことがわかった。

3. 偏心率を用いたねじり挙動の評価

これまで、各パラメータがねじりに及ぼす影響について検証した。その結果、ねじりが発生する要因として、質量比と断面諸元が主であることがわかった。これまでの結果を踏まえ、ねじりの要因を構造物全体系で考えた場合、質量比は構造物の重心に影響を与え、断面諸元は構造物の剛心に影響を及ぼすことが考えられた。

構造物の重心と剛心は、質量比と柱単体の水平剛性のみによって算出することができる。建築分野では、高層建築物などで、各階ごとに耐震壁の設置や壁と柱の配置状況が不整形な場合、地震時の建物全体のねじり挙動を評価する際には、各階ごとに偏心率 R_e （以下、 R_e ）という指標が用いられる¹¹⁾。そこで、本検討においても、偏心率と M/M_{cd} の関係を明らかにすることで、三次元解析を実施しなくても、ねじりの発生の有無を判断できる指標を検討した。

はじめに、質量比と柱断面諸元が異なるRCラーメン橋台の R_e の具体的な算出方法を示す^{6) 12) 13)}。図-9のように、C方向をY方向、L方向をX方向全体座標系(X,Y)におけるRCラーメン橋台を例に考えた場合、式(1)の通り、X、Y方向ごとの R_{ex} 、 R_{ey} は、偏心距離 e_x 、 e_y （作用の重心 (G_x, G_y) と剛性の重心 (S_x, S_y) （以下、剛心）の距離）と弾力半径 r_{ex} 、 r_{ey} （後述のRCラーメン橋台全体の剛性マトリクス成分 K_{TT} 、 K_{XX} 、 K_{YY} から求まる値）によ

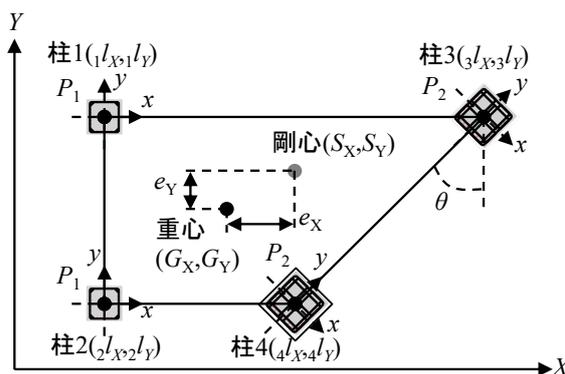


図-9 重心と剛心の位置関係

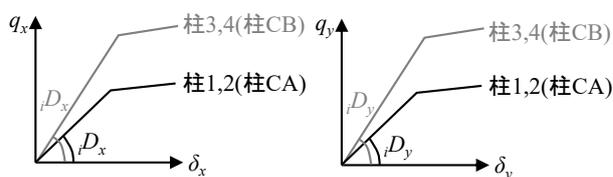


図-10 柱の主軸方向の水平剛性の概要図

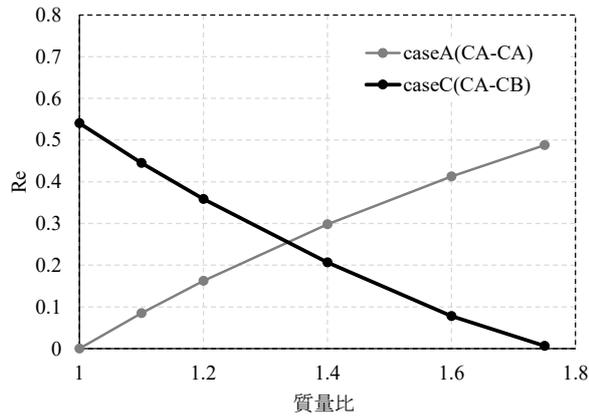


図-11 質量比と偏心率の関係

り算定される。

$$R_{eX} = \frac{e_Y}{r_{eX}} \quad R_{eY} = \frac{e_X}{r_{eY}} \quad (1)$$

$$e_X = |S_X - G_X| \quad e_Y = |S_Y - G_Y| \quad (2)$$

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{K_{TT}}{K_{XX}}} \quad r_{eY} = \sqrt{\frac{K_{TT}}{K_{YY}}} \quad (3)$$

次に RC ラーメン橋台の剛心(S_X, S_Y)を算出するため、まず任意の柱 i の水平剛性マトリクス D を算出する。柱 i が単独の場合、全体座標系のせん断力(q_X, q_Y)に対する変形(δ_X, δ_Y)は、柱 i の水平剛性マトリクスの成分 D_{XX} 、 D_{XY} 、 D_{YY} により、式(4)で表される。

$$\begin{Bmatrix} q_X \\ q_Y \end{Bmatrix} = {}_i D \begin{Bmatrix} \delta_X \\ \delta_Y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}_i D_{XX} & {}_i D_{XY} \\ {}_i D_{XY} & {}_i D_{YY} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_X \\ \delta_Y \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここで、 ${}_i D_{XX}$ 、 ${}_i D_{XY}$ 、 ${}_i D_{YY}$ は、図-9の柱 1, 2 のように、柱の主軸座標軸(x, y)と全体座標軸(X, Y)が一致する場合は式(5)で算定され、柱 3, 4 のように、(x, y)と(X, Y)が斜角度 θ で斜めに設置された場合は、式(6)で算定される。なお、柱 i の x 、 y 方向の水平剛性 ${}_i D_x$ 、 ${}_i D_y$ は、軸方向鉄筋が降伏する前の線形変形の範囲内であれば、図-10 のように、プッシュ・オーバー解析の x 、 y 方向のせん断力(q_x, q_y)と変位(δ_x, δ_y)から求まる。なお、本研究での θ は 0 度である。

$$\begin{Bmatrix} {}_i D_{XX} & {}_i D_{XY} \\ {}_i D_{XY} & {}_i D_{YY} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}_i D_x & 0 \\ 0 & {}_i D_y \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{Bmatrix} {}_i D_{XX} & {}_i D_{XY} \\ {}_i D_{XY} & {}_i D_{YY} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}_i D_x \cos^2 \theta + {}_i D_y \sin^2 \theta & ({}_i D_x - {}_i D_y) \sin \theta \cos \theta \\ ({}_i D_x - {}_i D_y) \sin \theta \cos \theta & {}_i D_x \sin^2 \theta + {}_i D_y \cos^2 \theta \end{Bmatrix} \quad (6)$$

次に、RC ラーメン橋台の水平剛性マトリクス成分 K_{XX} 、 K_{XY} 、 K_{YX} 、 K_{YY} 、 K_{YT} 、 K_{TY} を、各柱の ${}_i D_{XX}$ 、 ${}_i D_{XY}$ 、 ${}_i D_{YY}$ と各柱の中心座標(l_{Xi}, l_{Yi})から、式(7)の通り算定する。

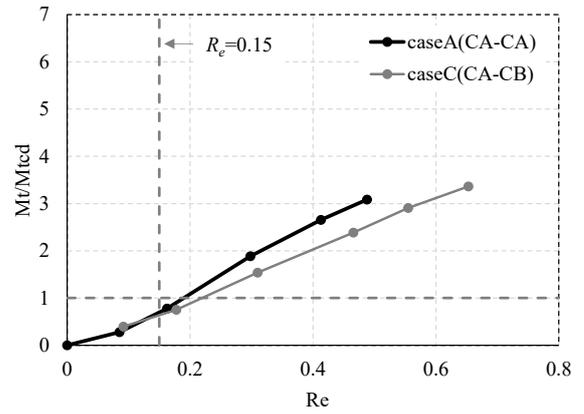


図-12 R_e とねじり応答の関係

$$\begin{Bmatrix} K_{XX} & K_{XY} & K_{XT} \\ K_{XY} & K_{YY} & K_{YT} \\ sym & & K_{TT} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^4 {}_i D_{XX} & \sum_{i=1}^4 {}_i D_{XY} & \sum_{i=1}^4 (-l_{Yi} D_{XX} + l_{Xi} D_{XY}) \\ \sum_{i=1}^4 {}_i D_{XY} & \sum_{i=1}^4 {}_i D_{YY} & \sum_{i=1}^4 (-l_{Yi} D_{XY} + l_{Xi} D_{YY}) \\ sym & \sum_{i=1}^4 (-l_{Yi}^2 D_{XX} + l_{Xi}^2 D_{YY}) - 2 \sum_{i=1}^4 l_{Xi} l_{Yi} D_{XY} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

そして、RC ラーメン橋台の剛心(S_X, S_Y)を式(8)より求める。

$$S_X = \frac{K_{XY} \cdot K_{XT} - K_{XX} \cdot K_{YT}}{K_{XY} \cdot K_{XY} - K_{XX} \cdot K_{YY}} \quad (8)$$

$$S_Y = \frac{K_{YY} \cdot K_{XT} - K_{YX} \cdot K_{YT}}{K_{XY} \cdot K_{XY} - K_{XX} \cdot K_{YY}}$$

次に、RC ラーメン橋台の重心(G_X, G_Y)を、各柱の軸力 P と各柱の中心座標(l_{Xi}, l_{Yi})から、式(9)の通り算定する。

$$G_X = \frac{\sum_{i=1}^4 l_{Xi} \cdot P}{\sum_{i=1}^4 P} \quad G_Y = \frac{\sum_{i=1}^4 l_{Yi} \cdot P}{\sum_{i=1}^4 P} \quad (9)$$

このようにして得られた剛心(S_X, S_Y)と重心(G_X, G_Y)から、偏心距離 e_X 、 e_Y を算出し、弾力半径 r_{eX} 、 r_{eY} で除して R_{eX} 、 R_{eY} を求めることができる。本検討では全体座標系 Y 方向である C 方向に加振したため、 R_{eY} を R_e として整理した。

図-11 に上述の方法で算定した偏心率と質量比の関係を示した。整形な RC ラーメン橋台の場合、全ての柱で同一断面 (CA-CA) の場合質量比が大きくなると偏心率も大きくなることがわかった。これは質量比の増加とともに、重心が移動するが、一方で剛心は柱断面が同じであるために移動せず、偏心距離が大きくなり、偏心率 R_e が大きくなったと考えられる。

また、柱の断面諸元が道路側と道路反対側で異なる場合 (CA-CB)、質量比が大きくなると R_e が小さくなるのがわかる。これは、断面諸元が異なる場合、剛心位置が断面諸元が同一の場合に比べて、道路側に寄っている。そのため、質量比が小さい状態でも R_e が大きく、質量比が大きくなると重心位置が剛心位置に近づき、偏

表-3 入力地震動

地震名	発生日	最大加速度 (m/s ²)
設計地震動 L2 スペクトル I (G3)	-	663.67
設計地震動 L2 スペクトル II (G3)	-	872.25
兵庫県南部地震	1995.01.17	818.02
十勝沖地震 (広尾) (EW)	2003.09.26	985.65
十勝沖地震 (新冠) (NS)	2003.09.26	237.30

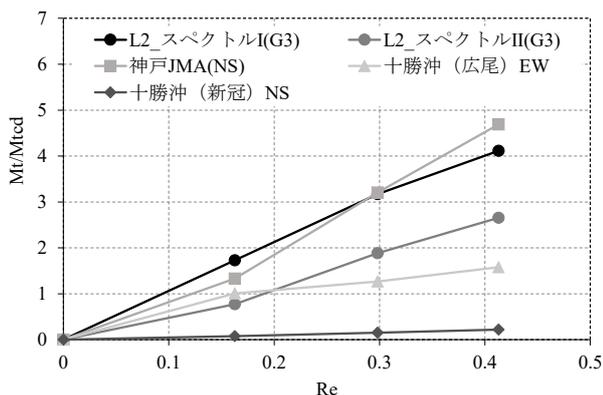


図-14 地震動による偏心率とねじり応答の関係

心距離が小さくなり、 R_e が小さくなったと考えられる。

図-7, 図-11 を比べると、 R_e とねじりの応答値は相関があることが考えられる。そこで、図-12 に 2.(3)で算出した M_f/M_{fy} の最大値と偏心率の関係を示す。

また、建築構造物を対象に、地震によるねじり損傷被害と概ね対応することが確認されている、建築基準法での各階の偏心率の制限値 ($R_e \leq 0.15$) を参考に示す¹⁴⁾。

質量比と柱の断面諸元の組み合わせが異なる RC ラーメン橋台であっても、同じ偏心率における M_f/M_{fy} の最大値は概ね一致しており、本検討で対象とした RC ラーメン橋台の条件においては、 R_e により M_f/M_{fy} の最大値を定量的に判断可能であると考えられる。ここで、感度解析結果において M_f/M_{fy} の最大値が 1.0 となる偏心率は、建築基準法の制限値 0.15 よりやや高い程度であった。

4. 地震特性と非線形性によるねじり挙動の評価

2, 3 章では、L2 スペクトル II (G3 地盤) によりねじり挙動を評価した。しかしながら、入力地震動の振幅や位相等の特性の違いにより、ねじり挙動は変化する可能性がある。また、建築分野における R_e を用いた検討では、線形を仮定していることが多く⁹⁾、鉄道構造物のように、柱の非線形性が顕著な場合には、入力地震動の特性とともにねじり挙動に影響を与えられられる。ここでは、複数の入力地震動を用いて、柱の非線形による

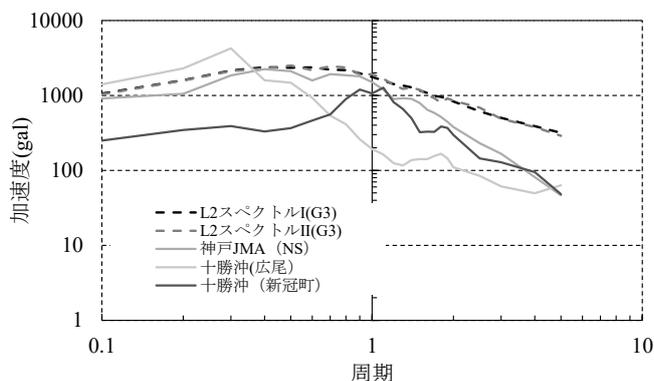


図-13 弾性加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

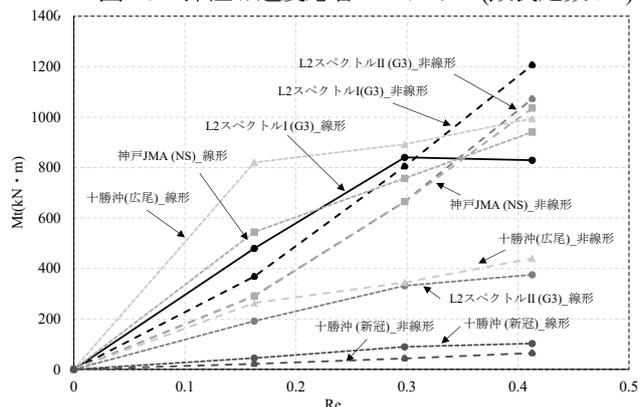


図-15 地震特性による線形・非線形性の関係

影響を検証する。

表-3 に、用いた入力地震波を示す。2, 3 章で用いた L2 スペクトル II (G3 地盤)に加え、L2 スペクトル I (G3 地盤)⁹⁾および観測波を用いた。用いた地震波の弾性加速度スペクトルを図-13 に示す。観測波は、弾性加速度の大きい周期帯の違いに着目して選定した。

図-14 には入力地震動ごとの R_e とねじりモーメント M_f の関係を図示した。いずれの入力地震動に対しても、 R_e が大きくなると M_f/M_{fy} の値が大きくなるのがわかった。一方、スペクトル I, II (G3 地盤) や神戸 JMA, 十勝沖 (広尾) では、 R_e が 0.1~0.2 で $M_f/M_{fy} > 1.0$ となるものの、ばらつきを有し、また十勝沖地震 (新冠) の場合、 R_e が大きくても M_f/M_{fy} が小さいことが確認できる。十勝沖地震 (新冠) の周期は 1.0 秒付近であるため、ねじりモードの周期からは外れており、応答が小さいことが推定される。すなわち、地震動の特性により、 $M_f/M_{fy} > 1.0$ となる R_e は異なるものと考えられる。

柱の非線形性の考慮の有無によるねじり挙動の違いを把握するため、各地震波に対してねじりモーメント M_f の最大値の比較を行った。図-15 に示す、実線は柱を線形とした場合の M_f の最大値を示している。破線は非線形の M_f の最大値を示している。 R_e が小さい領域では、線形解析における M_f が、非線形解析時よりも大きい傾向を示すが、 R_e が大きくなると、非線形解析時と線形解析時の M_f の差は小さくなる結果となった。

5. まとめ

- (1) ラーメン橋台を対象に、ねじり挙動に影響を与えると考えられる質量比、斜角度、断面諸元、個々のパラメータを変動させた結果、斜角度のねじり挙動への影響は小さく、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) 質量配置から重心を、プッシュ・オーバー解析で剛心を求め、定式化した式により構造物全体系の偏心率を算出した。偏心率とねじり挙動は調和的な傾向を示すことを確認した。
- (3) 耐震標準に示された設計地震動（スペクトルⅠ，Ⅱ（G3））では概ね偏心率が0.1~0.2以上で、ねじりモーメント M_t が設計純ねじり耐力 M_{td} を超過することがわかった。ただし、その他の地震動（観測波）に対しては、 $M_t/M_{td} > 1.0$ となる偏心率は異なることがわかった。
- (4) R_c が小さい領域では、線形解析における M_t が、非線形解析時よりも大きい傾向を示すが、 R_c が大きくなると、非線形解析時と線形解析時の M_t の差分は小さくなる結果となった。

謝辞

本検討では、防災科学技術研究所の K-NET の観測記録を使用させて頂きました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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.
- 3) 泉満明: ねじりと曲げを受けるコンクリート部材の終局強度と設計法, 土木学会論文報告集, Vol.327, 1982
- 4) 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
- 5) 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.
- 6) 吉村貴司: 不整形立体架構の剛心・偏心率計算に用いる水平剛性の評価手法に関する研究, 東京理科大学大学院, 修士論文, 2010.3
- 7) 成田顕次, 中田裕喜, 田所敏弥, 古屋卓稔: RC ラーメン高架橋におけるモデル化の方法が地震時の応答に及ぼす影響, 土木学会第 73 回年次学術講演会, 2018
- 8) 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
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 山崎裕: 偏った剛性分布をもつ構造物のねじれ応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 369 号, pp.31-41, 1986.11.
- 12) 山澤正和: 斜め構面を有する建物の剛心・偏心率の評価方法に関する研究, 東京理科大学大学院, 卒業論文, 2009.3
- 13) 志賀敏男: 大学講座建築学構造物編第 2 巻構造物の振動, 共立出版, 1976
- 14) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 丸善, 1990

(2018.4.6 受付)

Evaluation of torsion responses focused on the distance between center of gravity and rigidity for rigid frame abutment

Kenji NARITA, Yuto ONO, Yuki NAKATA and Toshiya Tadokoro

Most of the Japanese railway bridges are reinforced concrete rigid frame viaduct. RC rigid frame abutment has the unbalanced conditions, unequal mass arrangement, irregular planar shape and different cross-sectional properties of columns due to the road condition. Due to the road condition, there is a need to erection a long PC girder on the roadside and a short span RC girder on the opposite side. And when an earthquake occurs, it will show a three-dimensional response. Therefore, it is important to know whether torsion of the RC members has occurred or not because it might affect flexural capacity, deformation capacity and shear capacity of the members. However, there are few studies about the three-dimensional response of RC rigid frame abutment and which do not clarify the cause.

The purpose of this study is to evaluate of torsion responses focused on the distance between center of gravity and rigidity by structural analysis considering aforementioned unbalanced conditions using a three-dimensional frame model.