

断層変位を受ける P C 連続ラーメン橋の耐震性能 に及ぼすねじり剛性の評価の影響

Effect of evaluation of torsional rigidity on seismic performance of a continuous PC rigid frame bridge subjected to fault displacement

浦川洋介*, 大塚久哲**, 吉川卓***, 角本周*

Yousuke URAKAWA, Hisanori OTSUKA, Taku YOSHIKAWA, Meguru TSUNOMOTO

* 工修 オリエンタル建設株式会社, 福岡支店 技術部 (〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31)

** 工博 九州大学大学院教授, 工学研究院 建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*** 工修 オリエンタル建設株式会社, 本社 技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町 2-1-1)

When a continuous PC rigid frame bridge is subjected to fault displacements, response such as deflection, curvature, moments and so on are obtained differently if torsional rigidity is evaluated differently. Effects of torsion have not been considered strictly in seismic design code, therefore the evaluation of torsional rigidity is not rational. This paper presents the results of push over analysis of a continuous PC rigid frame bridge subjected to fault displacements in transverse direction, and clarifies the effect of evaluation of torsional rigidity on seismic performance of bridges. The necessity of adequate evaluation of torsional rigidity is discussed using moment torsion correlation curves.

Key Words: torsional rigidity, correlation curve, fault displacement, PC rigid frame bridge

キーワード: ねじり剛性, 相関曲線, 断層変位, P C 連続ラーメン橋

1. はじめに

1999 年に発生したトルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震では, 断層変位により 5 ~ 10m もの極めて大きな地表変形が生じ, 断層の直上に位置する橋においては上部構造が落下するなど甚大な被害が発生している^{1), 2)}. このような地震断層に伴う地表変形は, 我が国でも 1891 年に発生した濃尾地震等でも発生しており, 断層の直上に位置する橋の構造形式の選定や耐震性能の照査を行う上で重要な作用の 1 つであると考えられる. しかし, 現在の橋の耐震設計では, 橋が断層の直上に位置するか否かに関わらず, 一般的には地震動のみを地震による作用として考慮しており, 断層変位のような設計で想定していない変位に対しては, フェイルセーフ機構としての落橋防止システムを仕様規定に基づいて設置することになる³⁾. ところが, 国内では断層変位に起因する重大な被害が生じていないことに加え, 地表地震断層の出現位置や変位量の予測方法が確立されていないこと, 断層変位に対する耐震性能の照査方法が確立されていないこと等から³⁾, 断層変位に対する具体的な対応が行われている事例は少ない. したがって, 多数の内陸活断層が存在する我が国においては, 断層変位に配慮した橋の構

造形式の開発や耐震性能の照査方法の確立は, 今後の調査研究の進展が要望される課題となっている^{4) ~ 7)}.

これまで, 著者らは, P C 連続ラーメン橋を対象に, 基礎構造の境界条件が断層変位による損傷に及ぼす影響について検討を行ってきた⁸⁾. ここで, 橋軸直角方向の断層変位に対しては, 橋脚にねじりが生じるが, P C 連続ラーメン橋の場合は変形適合ねじりであること, L 2 地震時のように大きな外力が作用する場合には, 部材に斜めひびわれが発生し, 部材に作用するねじりモーメントが小さくなると判断できることから, 耐震設計においては, ねじり剛性を全断面有効剛性の 1/20 として解析を行い, ねじりに対する照査は行わないのが一般的である^{9) 10)}. しかしながら, ねじりの非線形挙動については, 未解明な部分も多く, さらに曲げとねじりが同時に作用する場合には, 複合荷重状態の相関曲線を考慮すると部材耐力が低下することが考えられる.

そこで, 本研究では P C 連続ラーメン橋を対象とし, 橋軸直角方向の断層変位が橋に与える損傷に関して, 基礎構造との境界条件および橋脚のねじり剛性の評価が各応答値に与える影響や曲げ・ねじりの複合状態における相関関係を考慮した応答評価について既往の研究⁴⁾を踏まえ強制漸増解析により検討を行った.

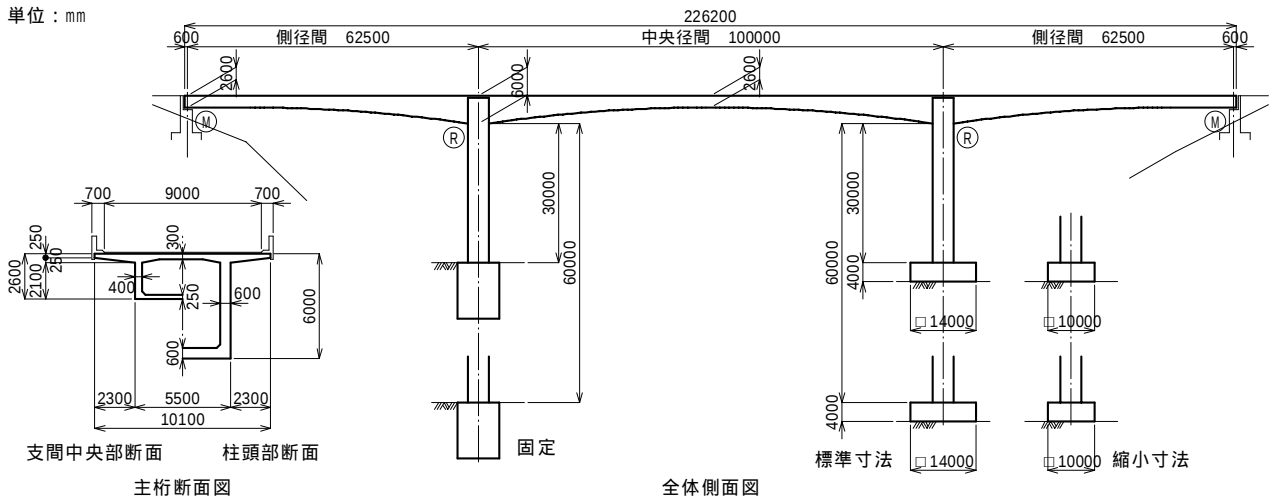


図 - 1 検討対象とした P C 連続ラーメン橋と中間橋脚の境界条件

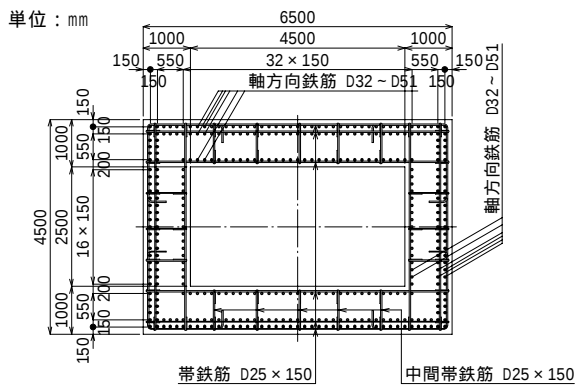


図 - 2 橋脚断面と鉄筋配置

表 - 1 検討で想定した支持岩盤の諸数値

岩級		CM 級	CL 級
変形係数	MN/m ²	450	200
平板載荷試験値相当の地盤反力係数	MN/m ³	12000	5333
地盤降伏時の地盤反力度	MN/m ²	3.00	1.80

2.2 解析モデル

解析モデルは、面外方向の断層変位を対象としたことから、図 - 3 に示す 3 次元骨組モデルとした。ここで、橋脚下端には、地震動に対する耐震性能の照査の場合と同様に塑性ヒンジ (0.5D) を考慮した非線形回転バネを設けた。また、塑性ヒンジ領域以外の橋脚および主桁は、非線形はり要素でモデル化した。なお、本検討では部材の面外方向の変形のみを考慮することとした。また、橋脚については、ねじり剛性の評価が応答値に与える影響を把握するために、ねじり剛性を全断面有効とした場合およびひび割れによる剛性低下を考慮して全断面有効時の 1/20 とした場合について検討を行った⁹⁾。

橋脚の非線形回転バネおよび非線形はり要素には、剛性低下型の完全トリリニアモデル (武田モデル, $\alpha = 0.5$) を用いた。ここで、橋脚断面の終局限界は、タイプ 地震動に対して用いられる終局限界とした³⁾。横拘束筋の体積比は、0.015 である。

主桁の非線形はり要素には、図 - 4 に示す非線形弾性モデルを用いた。ここで、主桁断面の初降伏は、ウェブ最外縁鉄筋が降伏に達する場合または P C 鋼材が弾性限界に達する場合とし、終局限界は、最外縁のコンクリート圧縮ひずみが 0.002 に達する場合または P C 鋼材のひずみが 0.035 に達する場合とした^{3), 14)}。

なお、強制変位漸増解析では、解析途中で断面が終局限界を超える場合でも、その断面は終局限界前の剛性を維持するものとして解析した。

2. 検討対象橋および解析モデル

2.1 検討対象橋

検討対象橋梁は、中央径間 100 m の P C 3 径間連続ラーメン橋とした。ここで、桁高や径間長の比率等は、既往の P C 連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している¹¹⁾。また、橋脚高は、30 m および 60 m の 2 ケースを設定したが、断面は橋脚高によらず同一の等断面寸法とした。検討対象とした橋の一般図を図 - 1 に、検討に用いた橋脚の鉄筋配置を図 - 2 に示す⁸⁾。なお、本検討では、橋脚の曲げ耐力が断層変位による損傷に与える影響を把握するために、軸方向鉄筋の径を D32, D38, D51 の 3 ケースとし、橋脚全高で一定の鉄筋配置とした。

中間橋脚は、深礎杭基礎等で十分剛に支持された場合と、直接基礎で支持された場合とし、直接基礎の場合の支持地盤は表 - 1 に示す CM 級および CL 級の岩盤を想定した。また、直接基礎の場合のフーチング寸法は、レベル 1 地震動に対する耐震性能をほぼ満足する 14.0 × 14.0 m の標準寸法と、基礎のスウェイ・ロッキングにより免震化 (断層変位に対しては変位追従性の向上) を図る 10.0 × 10.0 m の縮小寸法の 2 ケースを設定した^{8), 12), 13)}。

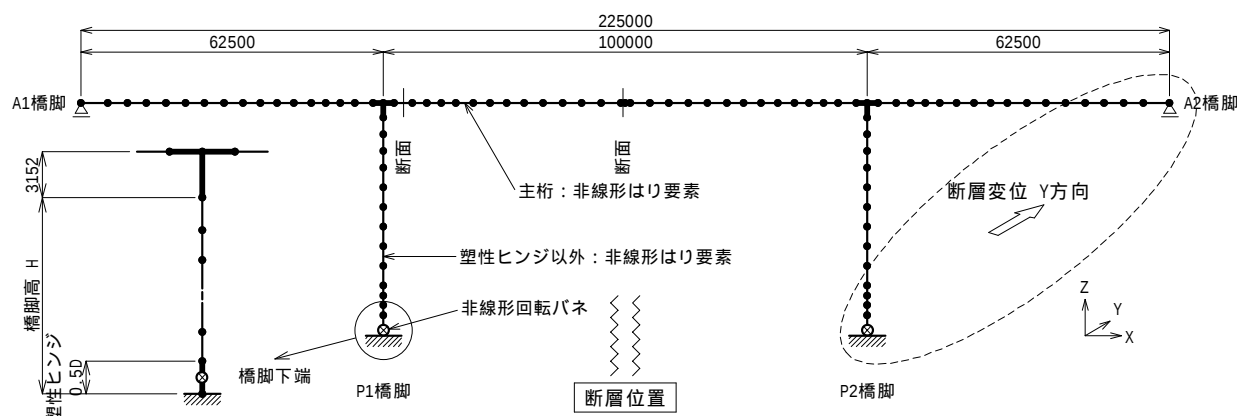


図 - 3 解析モデルおよび想定する断層変位 (単位 mm)

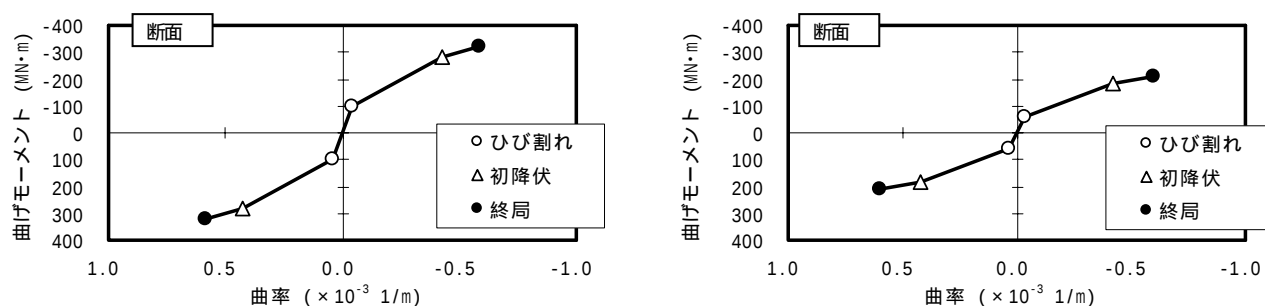


図 - 4 主桁のM - φ骨格曲線

2.3 基礎および端支点のモデル化

中間橋脚の基礎の境界モデルは,図 - 5 に示すように,十分剛に支持された場合として固定としたモデルと,直接基礎の浮上りによる非線形性を考慮できる分布バネで支持したモデルとを設定した.ここで,直接基礎の場合

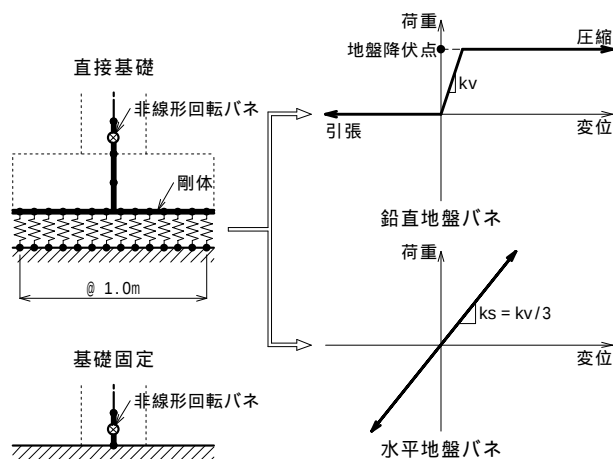


図 - 5 中間橋脚基礎のモデル化

合の分布バネはフーチング下面に鉛直および水平方向に設け,鉛直方向については,引張側(剥離側)は浮上りを,圧縮側は地盤の降伏を考慮した非線形バネでモデル化した.また,水平バネは,その剛性を鉛直バネ剛性の 1/3 とし,滑動を考慮しない線形バネとしてモデル化した.

端支点の境界モデルは,可動支承をモデル化し,鉛直軸回りの回転方向を可動,橋軸直角方向および橋軸回りの回転方向を固定とした.なお,断層変位の増加に伴い支承に生じる反力が耐力を上回る状況も考えられるが,本検討においては支承の破壊は想定せず,橋軸直角方向に固定とした.

2.4 想定する断層変位と解析ケース

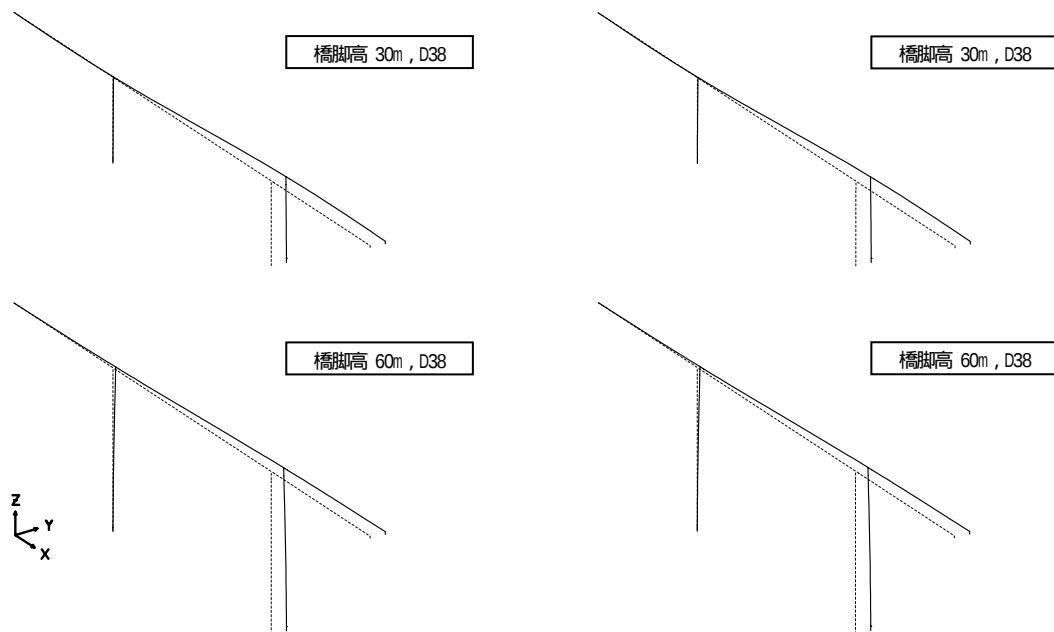
本検討では,図 - 3 に示すように,横ずれ断層が中央径間内に位置するものとし,P2 橋脚基礎および A2 橋台が同一方向・同一量で橋軸直角方向に変位するものとした.また,変位量は,松田による提案式(1)に基づき¹⁵⁾,各マグニチュードに対して表 - 2 の変位量が生じるものとした.

表 - 2 想定した地震規模と断層変位量

マグニチュード M	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
想定断層変位 (m)	0.400	0.800	1.600	3.200	6.400

$$\log D = 0.6 M - 4.0 \quad (1)$$

ここで, D : 断層変位量
 M : マグニチュード



(a) ねじり全断面有効剛性

(b) ねじり剛性 1/20

図 - 6 変形図 (基礎固定, 変位量 6.4m)

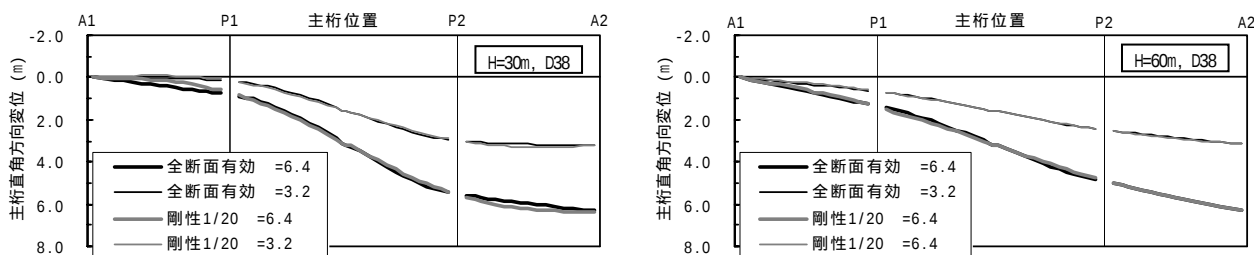


図 - 7 主桁直角方向変位分布

3. 橋軸直角方向の断層変位と耐震性能

3.1 解析結果

橋軸直角方向の断層変位に対する解析結果の一例として、図 - 6 に橋脚のねじり剛性を全断面有効剛性とした場合と全断面有効時の 1/20 とした場合について、断層変位量 6.4m における変形図を示す。断層変位による変形は支間中央に対して逆対称であり、橋脚の下端および柱頭部付近の主桁に変形が生じている。検討対象とした橋では、橋軸直角方向の地震動に対する主桁の応答は支間中央および側径間中央付近で大きくなることから¹⁶⁾、橋軸直角方向の断層変位による主桁の応答は地震動によるものとは異なっている。

図 - 7 に、橋脚のねじり剛性を全断面有効剛性とした場合と全断面有効時の 1/20 とした場合について、断層変位量 3.2m および 6.4m における主桁直角方向変位分布を示す。ねじり剛性の違いによる主桁直角方向変位分布への

の影響は小さく見えるが、橋脚高 30m において、側径間では、ねじり剛性が 1/20 の場合には、曲げ変形が大きい傾向にあり、全断面有効剛性の場合には、同じ位置でほぼ直線分布となっている。また、中央径間ではねじり剛性を全断面有効剛性とした場合に比べ、ねじり剛性 1/20 の方が、直線に近い分布となっている。これは、橋脚のねじり剛性が大きいことにより、ねじりによる柱頭部の回転変形が小さくなり、拘束条件がピンである端支点と柱頭部の間で曲率が生じないためであろう。このことから、ねじり剛性の違いが後述する主桁の応答曲率分布に影響を及ぼすことが分かる。さらに、橋脚高 30m のケースが橋脚高 60m のケースに比べねじり剛性の影響が大きい、これは同じ断層変位量に対する曲げモーメントとねじりモーメントの作用比率が異なることによるものであり、橋脚高が低いことにより、ねじりモーメントの作用比率が高くなり、相対的にねじりの影響が大きくなったためと考えられる。

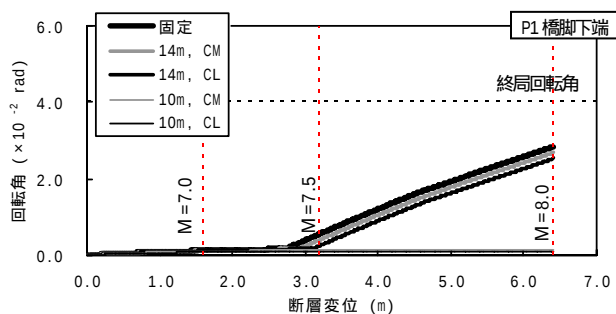
3.2 断層変位量と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角

解析結果として、中間橋脚のねじり剛性を全断面有効とした場合および全断面有効剛性の1/20とした場合の断層変位量と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係を図-8(橋脚高30m)、図-9(橋脚高60m)に示す。ここで、図には、基礎の各境界条件に対する結果を示している。橋脚下端の塑性ヒンジは、降伏回転角の前後それぞれで断層変位量の増加にほぼ比例して回転角が増加し、基礎固定の場合に比べて、基礎のロッキングが生じる場合の方が橋脚下端の塑性ヒンジ回転角は小さくなり、フーチング寸法10.0×10.0mの場合には、いずれのケースにおいても橋脚下端に塑性化が生じない結果となっている。また、橋脚の鉄筋量が増加すると橋脚下端の塑性ヒンジ回転角は減少し、橋脚の鉄筋をD51とした場合、橋脚高30m、60mのどちらの場合においても橋脚下端の塑性ヒンジは降伏していない。なお、いずれのケースにおいてもマグニチュード8.0相当の断層変位量に対して終局回転角には達しない結果となっている。さ

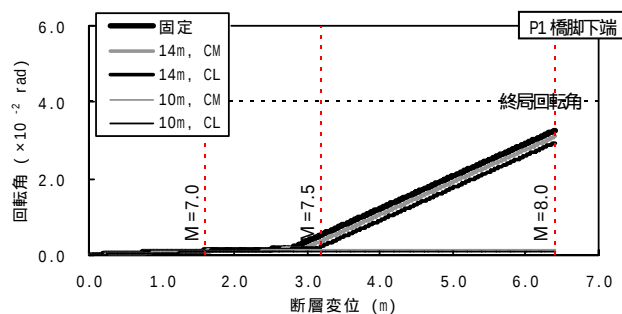
らに、ねじり剛性の違いが、断層変位量と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係に与える影響は小さい結果となった。

3.3 主桁の応答曲率

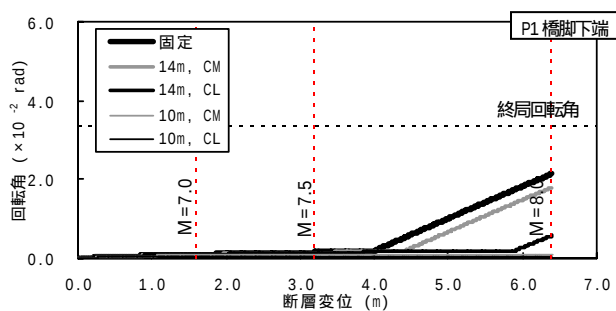
図-10に、基礎の境界条件を固定、橋脚のねじり剛性を全断面有効とした場合に対する主桁の応答曲率の分布を示す。図には、主桁の初降伏時および終局時の曲率を併記している。橋軸直角方向の断層変位により主桁に大きな応答曲率が生じる位置は柱頭部付近であり、地震動に対しては大きな応答曲率が生じる中央径間や側径間の中央部の応答は小さい。また、橋脚高が低く、橋脚の鉄筋量が多いほど、主桁の応答曲率は大きくなっている。これは、断層変形量が同じ場合、橋脚高が低く、橋脚の曲げ耐力が大きいほど橋脚自体の変形が小さくなるため、断層変位が主桁の変形で吸収されるためと考えられる。



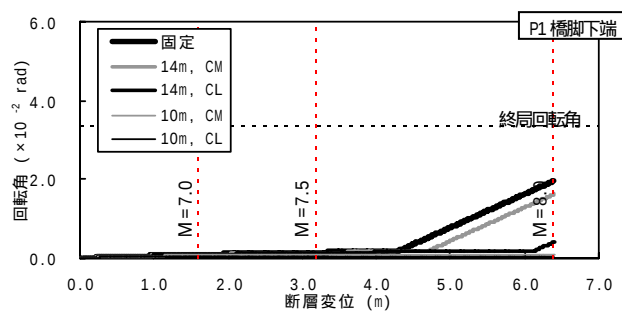
(a) D32, ねじり全断面有効剛性



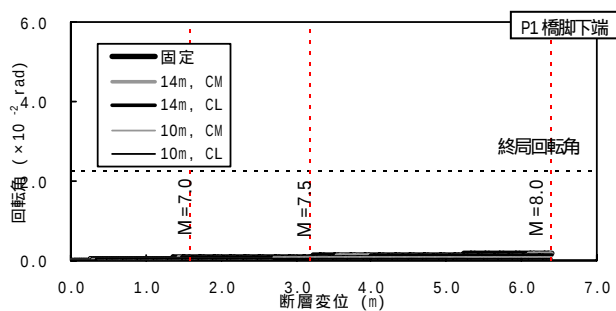
(b) D32, ねじり剛性 1/20



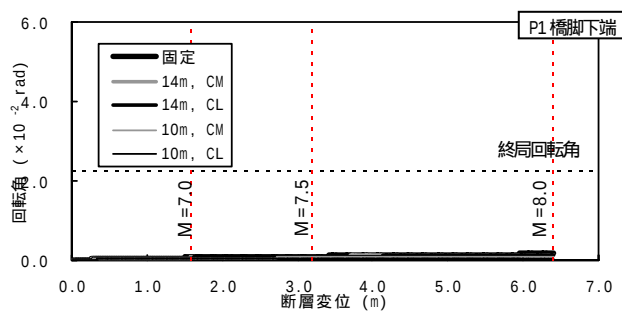
(c) D38, ねじり全断面有効剛性



(d) D38, ねじり剛性 1/20



(e) D51, ねじり全断面有効剛性



(f) D51, ねじり剛性 1/20

図-8 断層変位量と橋脚の塑性ヒンジ回転角 (橋脚高 30m)

図 - 11 に、基礎の境界条件を固定、橋脚のねじり剛性を全断面有効とした場合に対する主桁の応答曲率の分布を示す。橋軸直角方向の断層変位により主桁に大きな応答曲率が生じる位置は、柱頭部付近の中央径間側のみであり、ねじり剛性を $1/20$ とした場合の結果と異なった分布となる。これは、橋脚のねじり変形に対する抵抗が大きいことで、断層変位の生じる側径間では主桁の相対変位が小さいためと考えられる。このように、ねじり剛性の設定は、断層変位に対する主桁の応答値の算定に大きな影響を与えることになるので、検討においてはねじり剛性の適切なモデル化が重要である。

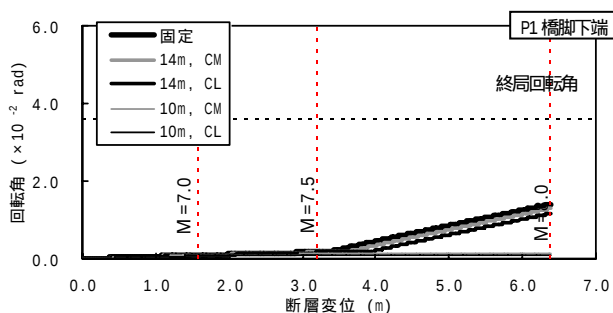
図 - 12 に、基礎の境界条件を固定とした場合と CM 級岩盤に支持されたフーチング寸法 $10.0 \times 10.0\text{m}$ とした場合の主桁の応答曲率分布（断層変位量 6.4m ）を示す。基礎固定の場合に比べて、基礎のロッキングを考慮した場合には、主桁の応答曲率が大きく減少し初降伏程度の応答となる結果となった。また、基礎固定の場合は、橋脚の鉄筋量が多いほど主桁の応答曲率も増加しているの

に対し、基礎のロッキングを考慮した場合は、橋脚の鉄筋量の違いが主桁の応答曲率に与える影響は小さい結果となった。これは、フーチング寸法 $10.0 \times 10.0\text{m}$ のケースでは、基礎のロッキングにより橋脚下端が塑性化しなかったためと考えられる。

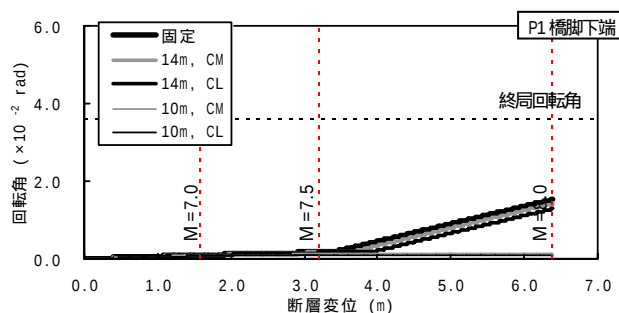
4. 曲げとねじりの相関関係による評価

図 - 13(橋脚高 30m)および図 - 15(橋脚高 60m)に、ねじり剛性を全断面有効剛性とした場合と全断面有効時の $1/20$ とした場合との橋脚下端における曲げモーメントとねじりモーメントの相関関係(基礎固定)を示す。

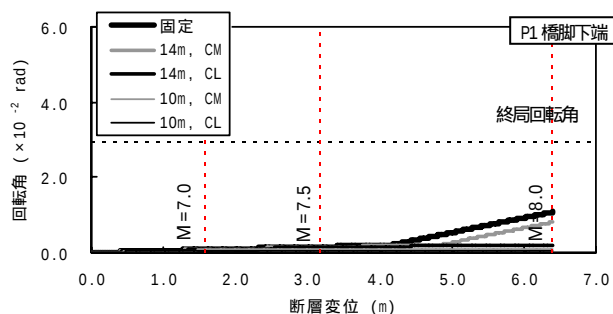
曲げとねじりが同時に作用する複合応力状態では、曲げおよびねじりが単独で作用する状態(いわゆる純曲げおよび純ねじり)に比べて、曲げおよびねじりに対するそれぞれの耐力が低下することが、これまでの研究¹⁷⁾により明らかになっていることから、相関関係には、曲げとねじりの相関曲線を併記している。なお、相関関係



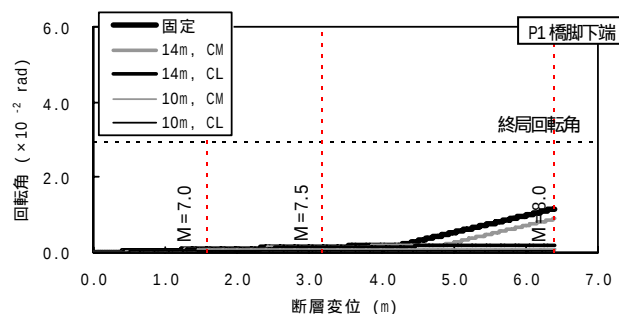
(a) D32, 全断面有効剛性



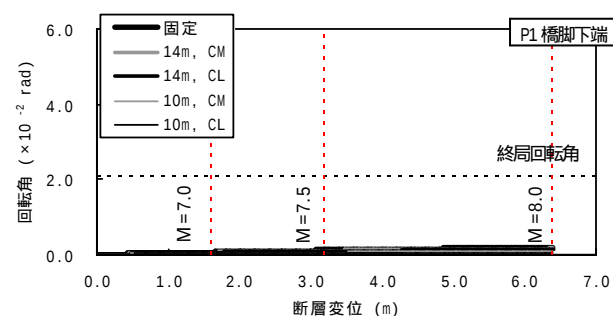
(b) D32, ねじり剛性 $1/20$



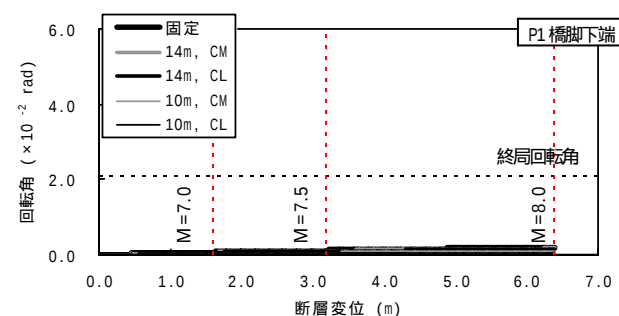
(c) D38, 全断面有効剛性



(d) D38, ねじり剛性 $1/20$



(e) D51, 全断面有効剛性



(f) D51, ねじり剛性 $1/20$

図 - 9 断層変位量と橋脚の塑性ヒンジ回転角 (橋脚高 60m)

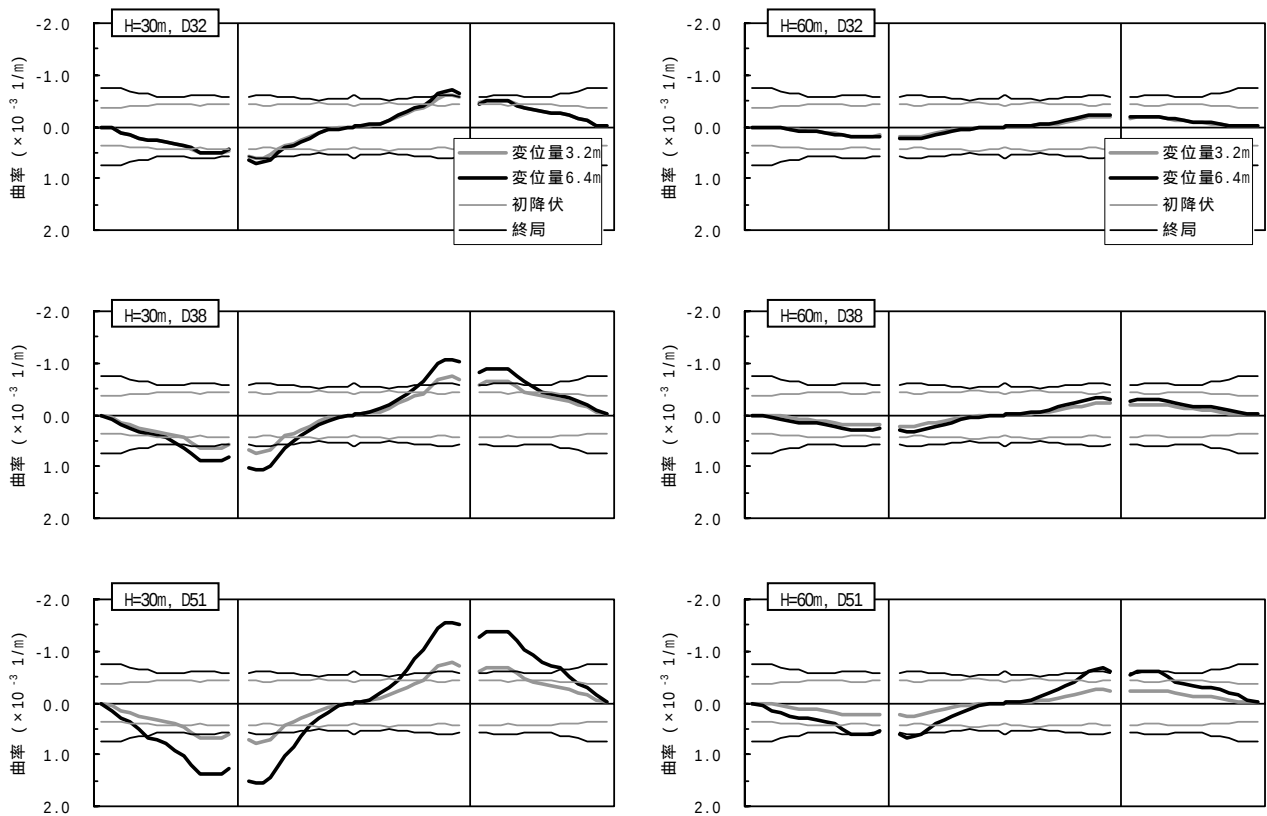


図 - 10 基礎固定の場合の主桁の応答曲率 (ねじり剛性 1/20)

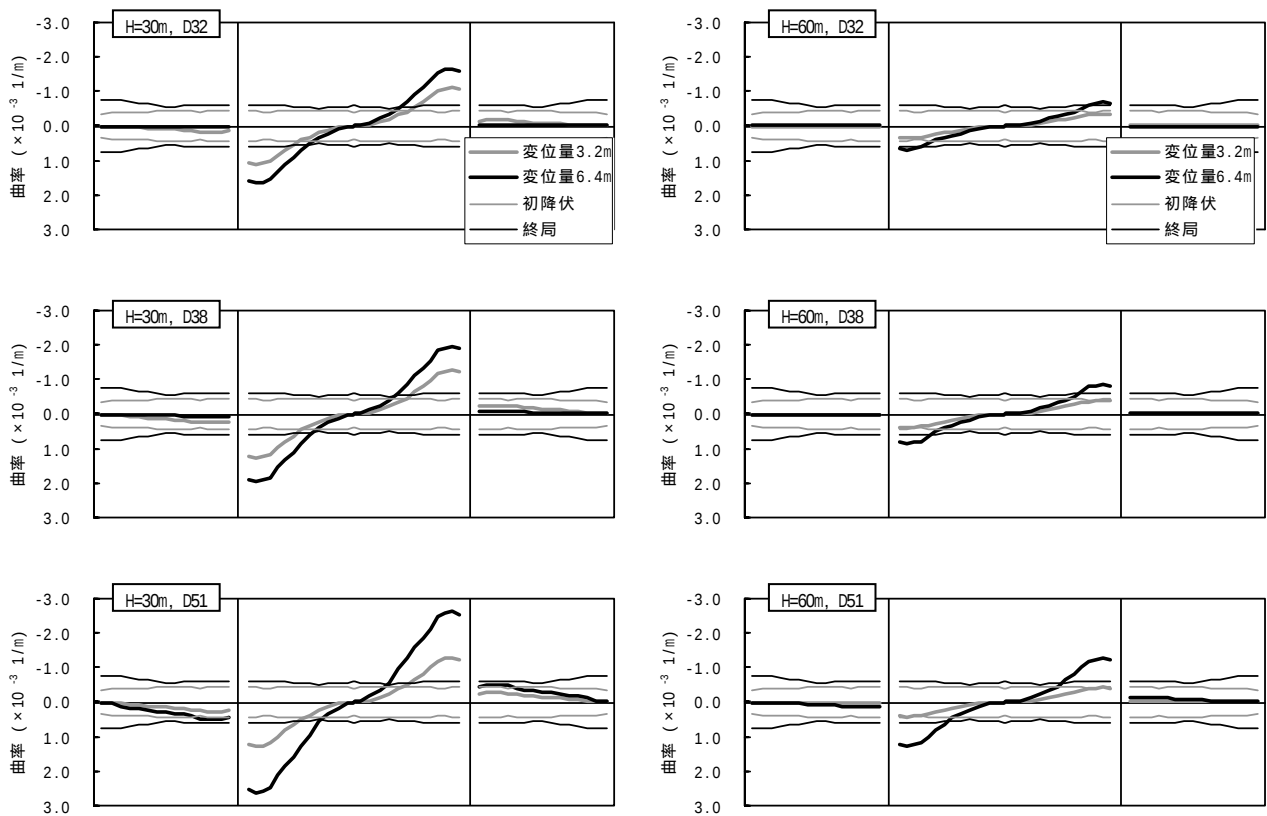


図 - 11 基礎固定の場合の主桁の応答曲率 (ねじり剛性全断面有効)

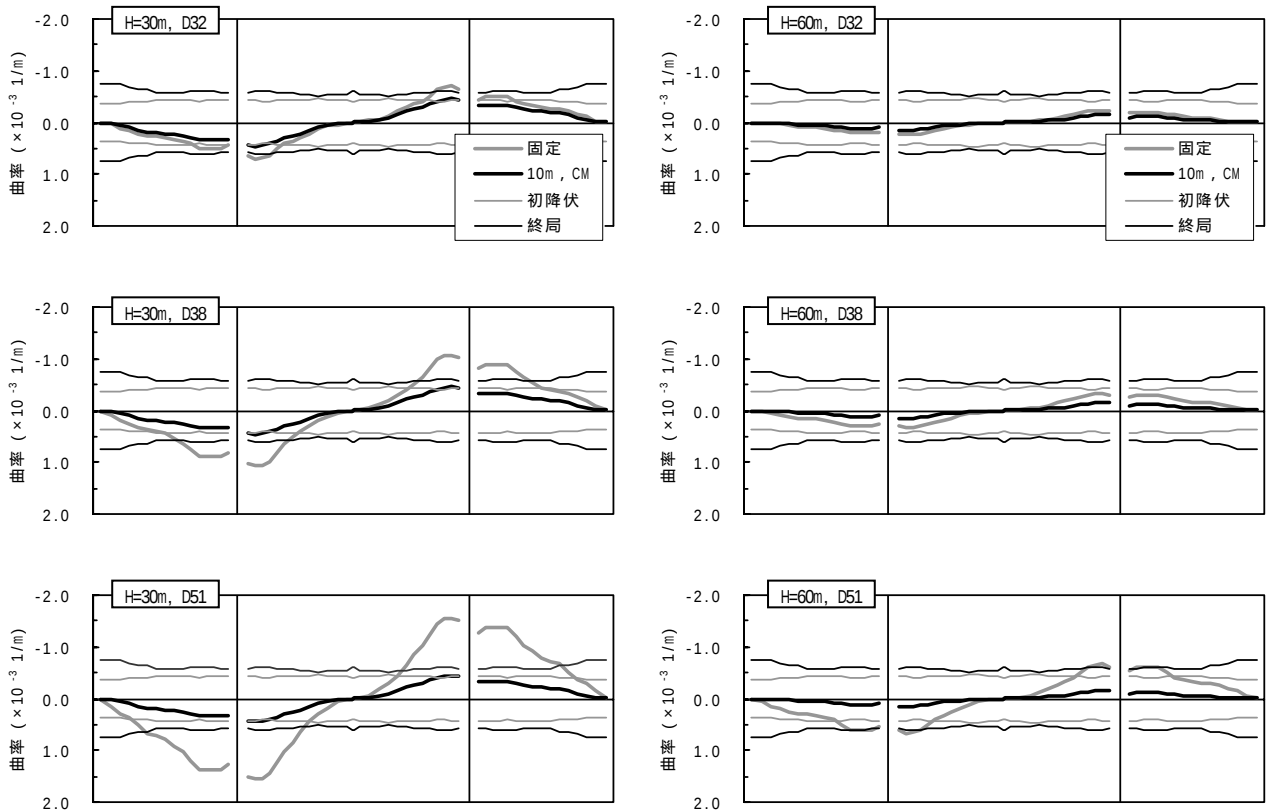


図 - 12 境界条件が異なる場合の主桁の応答曲率 (ねじり剛性 1/20, 変位量 6.4m)

および相関曲線は、曲げおよびねじりそれぞれの終局耐力により正規化したものを示す。ここで、曲げの終局耐力は、橋脚下端の塑性ヒンジにおける終局耐力とし、ねじりの終局耐力は軸力が最小となる橋脚上端において立体トラス類似理論を基に軸圧縮力による影響を考慮した式(2)より算出した¹⁷⁾。また、曲げとねじりの相関曲線については、既往の研究^{17), 18)}を参考に式(3)を用いた。

$$M_{tu} = 2 \cdot \beta \cdot A_m \sqrt{q_w \cdot q_l} \quad (2)$$

ここで、

- M_{tu} : 終局ねじり耐力
- A_m : ねじり有効断面積
- β : 軸圧縮力に関する係数 $\beta = \sqrt{1 + \sigma_n / 1.5 f_{tk}}$
- σ_n : 軸圧縮応力度
- f_{tk} : コンクリートの引張強度
- q_w : $A_v \sigma_{sv} / a$
- q_l : $\sum A_l \sigma_{sl} / u$
- σ_{sv}, σ_{sl} : 帯鉄筋, 主鉄筋の降伏応力
- A_v, A_l : 帯鉄筋, 主鉄筋の断面積
- a : 帯鉄筋間隔
- u : セン断流の通路の周長

$$(M_t / M_{tu})^2 + (M_b / M_{bu})^2 = 1 \quad (3)$$

ここで、 M_t : 応答ねじりモーメント

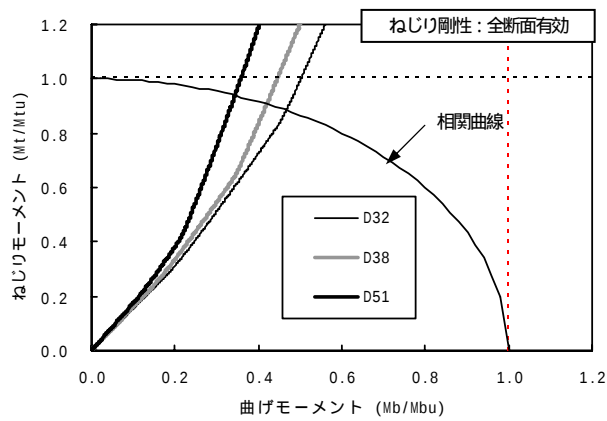
M_{tu} : 終局ねじり耐力

M_b : 応答曲げモーメント

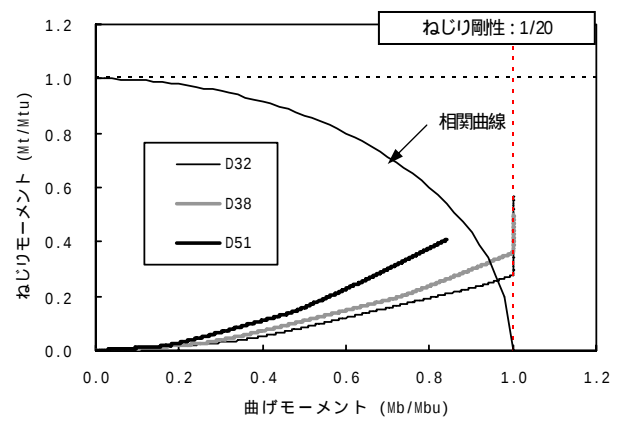
M_{bu} : 終局曲げ耐力

橋脚のねじり剛性を全断面有効時の 1/20 とした場合、作用断面力はねじりに比べて曲げが卓越する範囲であり、橋脚高 30m のケースでは、曲げ・ねじり相関を考慮した曲げ耐力が、曲げのみが作用する場合の耐力の 90% から 98% 程度となる。また、橋脚高 60m のケースでは、曲げ耐力の減少はほとんどない。一方、橋脚のねじり剛性を全断面有効剛性とした場合、ねじり剛性 1/20 の場合に比べてねじりの作用比率が高くなり、曲げ・ねじり相関を考慮した曲げ耐力は、曲げのみが作用する場合の耐力に対して、橋脚高 30m のケースでは 35% から 45% 程度、橋脚高 60m のケースでは 45% 程度以下と大きく低下する。ここで、曲げ・ねじり相関を考慮した耐力とは、解析での曲げモーメントとねじりモーメントの関係を表す曲線と式(3)による相関曲線の交点のことである。

ねじり剛性を全断面有効剛性とした場合と全断面有効時の 1/20 とした場合のそれぞれのケースについて、断層変位量と橋脚下端に作用する曲げモーメントおよ

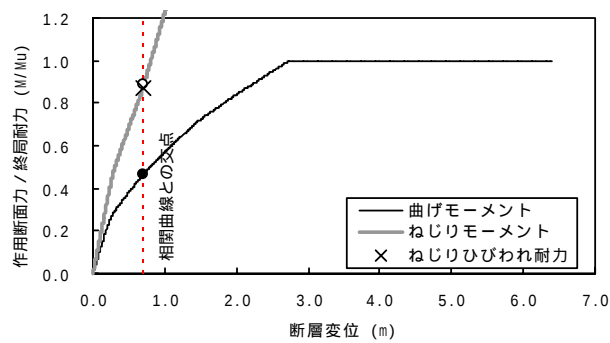


(a) 全断面有効剛性

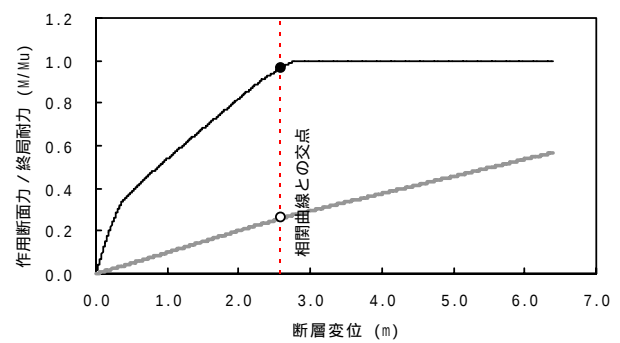


(b) ねじり剛性 1/20

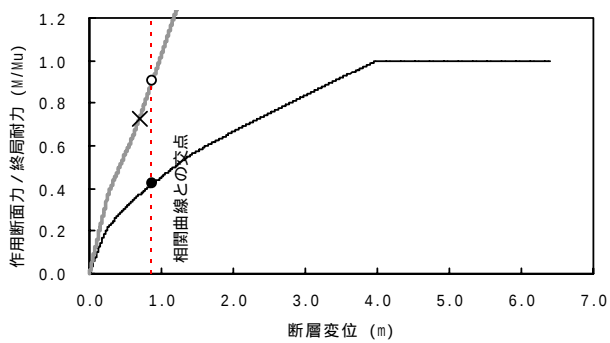
図 - 13 曲げとねじりの相関関係 (H=30m, 基礎固定)



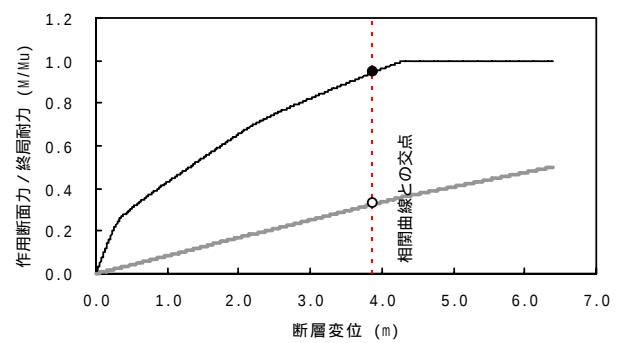
(a) D32, 全断面有効剛性



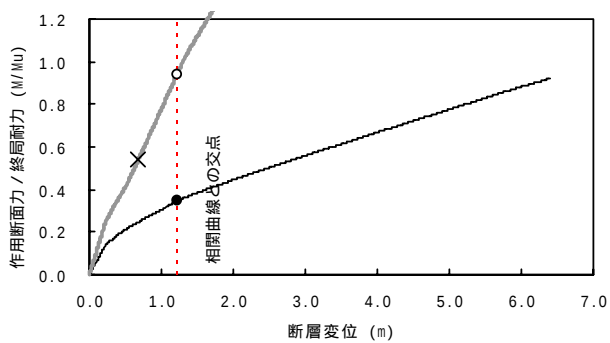
(b) D32, ねじり剛性 1/20



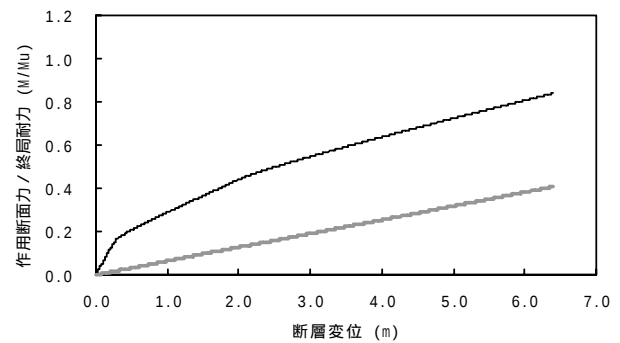
(c) D38, 全断面有効剛性



(d) D38, ねじり剛性 1/20

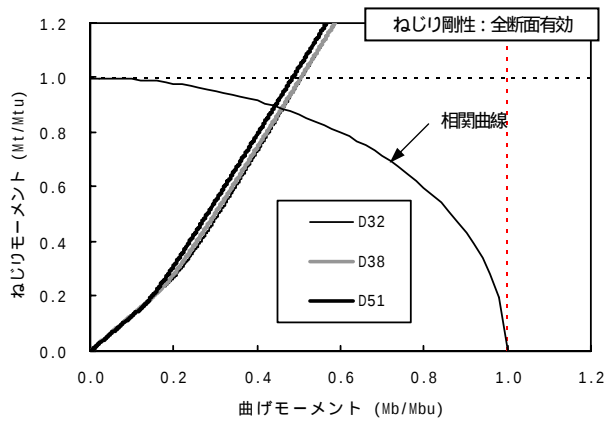


(e) D51, 全断面有効剛性

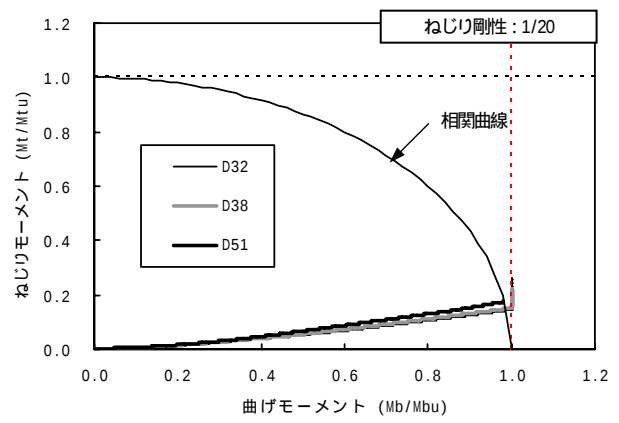


(f) D51, ねじり剛性 1/20

図 - 14 曲げとねじりの相関関係 (H=30m, 基礎固定)

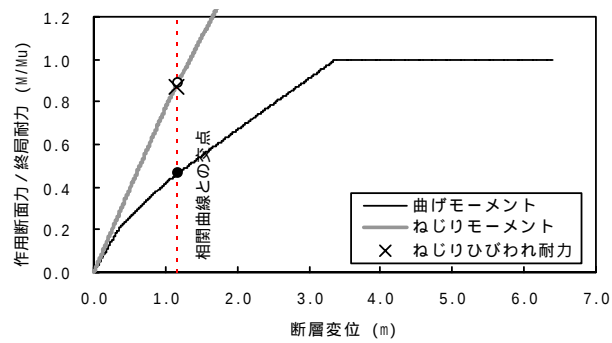


(a) 全断面有効剛性

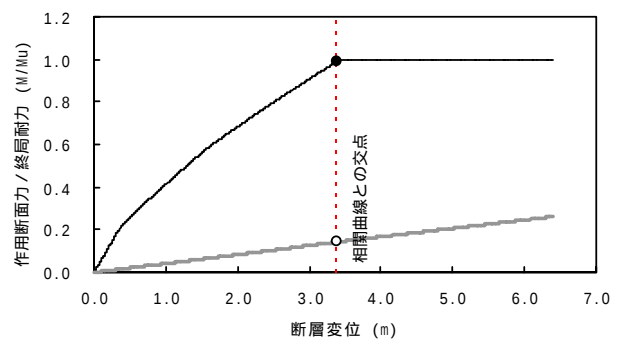


(b) ねじり剛性1/20

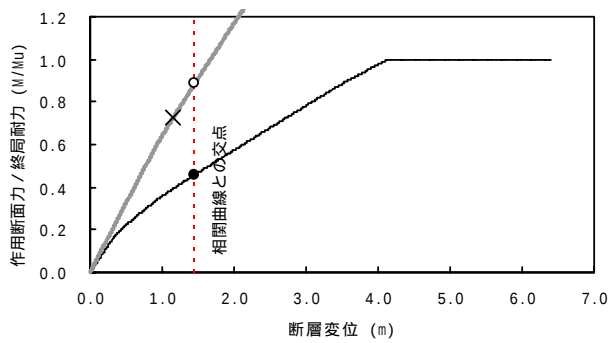
図 - 15 曲げとねじりの相関関係 (H=60m, 基礎固定)



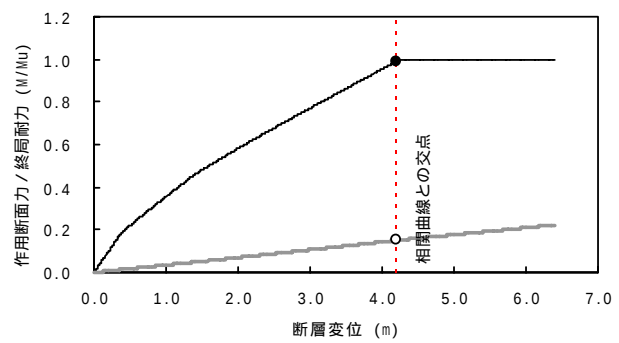
(a) D32, 全断面有効剛性



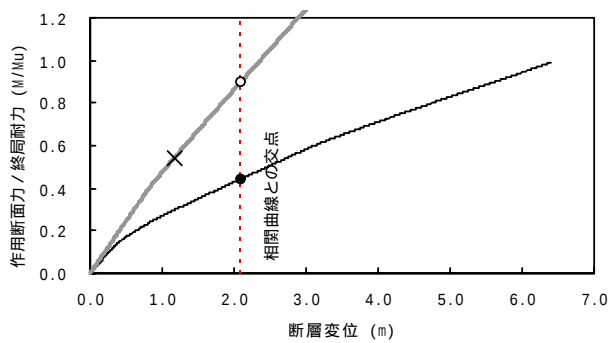
(b) D32, ねじり剛性1/20



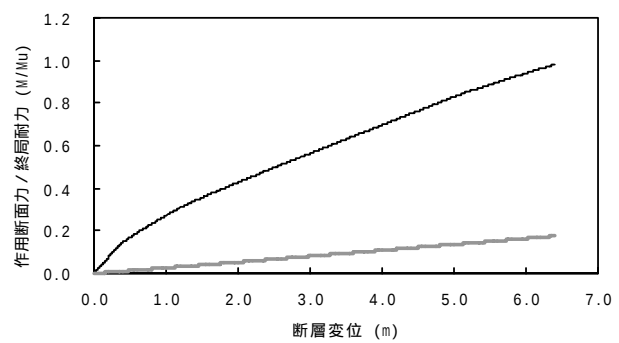
(c) D38, 全断面有効剛性



(d) D38, ねじり剛性1/20



(e) D51, 全断面有効剛性



(f) D51, ねじり剛性1/20

図 - 16 曲げとねじりの相関関係 (H=60m, 基礎固定)

びねじりモーメントとの関係を図 - 14 (橋脚高 30m) および図 - 16 (橋脚高 60m) に示す。ここで、縦軸は終局耐力に対する作用断面力の比である。また、実際には作用ねじりモーメントがねじりひびわれ耐力を超えるとねじり剛性が低下することを踏まえ、ねじり剛性を全断面有効剛性とした場合の結果には、式(4a) (4b) により算出される純ねじりのひびわれ耐力¹⁷⁾を参考のため併記した。

$$M_{tc} = K_t \cdot \tau_t \quad (4a)$$

$$\tau_t = \frac{\sqrt{(\sigma_x - 2\sigma_l)^2 - \sigma_x^2}}{2} \quad (4b)$$

ここで、 M_{tc} : ねじりひびわれ耐力

K_t : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数

τ_t : せん断応力度

σ_x : 軸圧縮応力度

σ_l : コンクリートの斜引張応力度 (コンクリートの引張応力度)

図 14 および図 16 から、橋脚のねじり剛性を全断面有効剛性とした場合では、全断面有効時の 1/20 とした場合に比べ、小さな断層変位量で曲げ・ねじり相関を考慮した部材の終局耐力に達し、相関曲線との交点における曲げモーメントは、曲げのみが作用する場合の曲げ耐力を大きく下回ることとなる。これは、橋脚に作用する曲げモーメントとねじりモーメントの比率は、ねじり剛性と曲げ剛性の比により変化するため、橋脚のねじり剛性を全断面有効剛性とした場合、剛性の大きいねじり側で断面力が集中し損傷が進展することで、みかけ上の曲げ耐力が低下することを表している。実際には、図中のねじりひびわれ耐力以降は、ねじりひびわれ発生によりねじり剛性が低下し、曲げの作用比率が増加することが考えられるため、ねじり剛性を全断面有効剛性とした場合は、安全側の結果を与えている。

本検討において対象としたような連続ラーメン橋の橋軸直角方向に地震動のような大きな外力が作用する場合、部材には斜めひび割れが発生し、変形適合ねじりモーメントは小さくなると判断できることから、耐震設計においては、ねじり剛性を全断面有効時の 1/20 とし解析を行い、ねじりに対する照査は行わないことが一般的である⁹⁾。しかしながら、曲げのみが作用する場合の曲げ耐力で評価することは過大評価となり、曲げとねじりの相関関係を考慮した複合荷重作用時には、部材の耐力が低下し、変形が大きくなるなど、応答が大きく異なってくることを示唆している。

5. まとめ

本研究では、P C 連続ラーメン橋を対象として、橋軸直角方向の断層変位が橋梁に与える影響を強制変位漸増解析により把握した。また、中間橋脚基礎の境界条件において、基礎固定の場合と基礎のスウェイ・ロッキングによる非線形性を考慮した場合とを検討し、基礎の変形追従性が橋梁の損傷程度に与える影響を把握した。さらに、橋軸直角方向の断層変位に対して、ねじり剛性の評価が応答値に与える影響や曲げとねじりの複合状態における相関関係を考慮した応答評価についても検討を行った。本研究により得られた結果をまとめると、次のとおりである。

(1) 断層変位による橋脚下端の塑性化の程度は、基礎がロッキングすることで低減される。すなわち、基礎の形式を直接基礎のような構造として、その寸法を小さくすれば、橋脚下端の損傷は抑制される。

(2) 断層変位による主桁の応答曲率は、柱頭部付近で最も大きくなり、橋軸直角方向の地震時とは異なる応答形状となる。また、その値は橋脚高が低いほど、橋脚の鉄筋量が多いほど大きくなる。

(3) ねじり剛性の評価の違いが断層変位量と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係に与える影響は小さい。

(4) ねじり剛性の評価の違いが主桁の応答曲率分布へ与える影響は大きく、橋脚のねじり剛性を全断面有効時の 1/20 とした場合では、柱頭部の中央径間側および側径間側のどちらでも大きな応答値が発生するのに対し、ねじり剛性を全断面有効とした場合では、柱頭部の中央径間側のみで大きな応答値を示しており、損傷の度合いも大きい。

(5) 境界条件が異なる場合の主桁の応答曲率は、基礎固定の場合に比べて、基礎のロッキングが生じる場合の方が応答値は小さくなるが、橋脚高が低いほど、橋脚の鉄筋量が多いほど、基礎の境界条件による影響は大きくなる。

(6) 曲げとねじりの相関関係を考慮した場合、橋脚のねじり剛性を全断面有効時の 1/20 とした場合では、発生ねじりモーメントが小さいため、曲げ卓越型の断面力状態となるが、ねじり剛性を全断面有効剛性とした場合では、ねじりモーメントが大きく生じるためねじり卓越型の断面力状態となる。このことから、曲げとねじりが同時に作用する場合には、ねじり剛性を適切に設定するとともに、ねじりによる損傷により曲げ耐力が低下することだけでなく、変形性能への影響を考慮した検討が必要となると考えられる。

本検討では、橋軸直角方向の断層変位が P C 連続ラーメン橋に与える損傷について、主に橋脚のねじり剛性の評価に着目し、ねじり剛性に全断面有効剛性を用いた場合と、全断面有効時の 1/20 とした場合について検討を

行ったが、より詳細に現象を把握するためには、ねじり非線形モデルの適切な評価が必要であり、さらに２軸曲げの影響、支承部のモデル化の影響等については検討が必要である。ただし、ねじり耐力や曲げとねじりの相関曲線については、各種の理論や提案式が存在するが、変形性能を含めたねじりの非線形挙動について、今後さらなる知見が求められる課題である。また、本検討では、断層変位解析を対象として検討を行っているが、ねじり剛性の評価が地震動による各応答値に与える影響についても今後検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 川島一彦，橋本隆雄，鈴木猛康：トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要，第３回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.409-416，1999.12.
- 2) 川島一彦，家村浩和，庄司学，岩田秀治：1999 年集 地震(台湾)における道路橋の被害，第３回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.425-432，1999.12.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，2002.3.
- 4) (社)日本コンクリート工学協会・九州支部：断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究専門委員会報告書，2002.11.
- 5) 室野剛隆，弥勒綾子，紺野克昭：断層交差角度に着目した橋梁の挙動特性に関する基礎的研究 地震工学論文集，Vol.27，論文 No.80，pp.1-6，2003.12.
- 6) 渡邊武，山村直樹，常田賢一，平岩浩光：断層変位の影響を考慮した橋梁の耐震設計，土木構造・材料論文集，第 20 号，pp.99-109，2004.12.
- 7) 松平亮平，川島一彦：基礎免震による断層変位を受ける橋梁基礎の耐震対策，構造工学論文集，Vol.51A，pp.689-699，2005.3.
- 8) 吉川卓，大木太，浦川洋介，角本周：PC 連続ラーメン橋の境界条件が面内断層変位に対する耐震性能に与える影響，第 28 回土木学会地震工学研究発表会報告集，報告 No.44，pp.1-11，2005.8.
- 9) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC 構造物耐震設計基準（案），1999.12.
- 10) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi 著，川島一彦 監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，pp.84，1998.4.
- 11) (財)高速道路調査会：PC 多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988.3.
- 12) 吉川卓，町勉，浦川洋介，角本周：直接基礎の非線形性を考慮した連続ラーメン橋の耐震性に関する検討，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.369-376，2002.1.
- 13) 角本周，吉川卓，町勉：２層分離型フーチングを用いた基礎免震構造およびその補修方法，特許公報，特許第 3746463 号，2005.12.
- 14) 大塚久哲，岡田稔規，矢蒼亘，角本周，堤忠彦：PC 箱桁橋軸直角方向の復元力特性に関する交番載荷実験，プレストレストコンクリート，Vol.43，No.2，pp.124-131，2001.3.
- 15) 松田時彦：活断層から発生する地震の規模と周期について，地震，第 2 輯，第 28 巻，pp.269-283，1975.
- 16) 前原康夫，日紫喜剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法による PC 連続ラーメン橋の耐震設計，第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.243-250，1999.12.
- 17) 大塚久哲，竹下永造，浦川洋介：軸力，曲げ／せん断，及びねじりの複合荷重を同時に受ける RC 部材の耐震性能と相関特性，土木学会論文集，No.801，-73，pp.123-139，2005.10.
- 18) 泉満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法，技報堂，1972.9.

(2006 年 9 月 11 日受付)