

## 8. 橋梁耐震

とりまとめ：水田洋司(九州産業大学)

## 論文題目：“高減衰積層ゴム支承の動的特性に関する実験的研究”

著者：猿涌，青木徹彦，山本吉久

掲載：Vol.51A，pp.603-612，2005年3月

討議 [大島俊之(北見工業大学)]

等価剛性や等価減衰定数などの特性変化を検討されていますが、ゴムの内部メカニズムがどのように反映した結果なのでしょう。

回答：

本実験はゴム支承の力学的性質を実験的に調べたもので、ゴムの内部メカニズムに関しては研究結果から知ることはできません。しかし推測では繰り返しせん断を与えたことによって、内部の微小材料間で粒子間の結合構造の破断が考えられ、材料定数に変化が生じます。また試験後に長時間無載荷で放置した場合、(例えば、8時間以上)では部分的な再結合が考えられ、力学特性の回復が見られます。これらの特性は、ゴム材料が複数の混合物の割合によって様々に変化するところから、簡単な定数として把握することは非常に困難と考えられます。ゴムの内部メカニズムに関して、何を明らかにすべきか、その必要性や重要度がはっきりすれば、計画的、系統的に実験を行っていくことは可能と考えられます。

討議 [水田洋司(九州産業大学)]

無限回数と記してありますが、具体的な回数は何回ですか。また、推定式は実験値をどの程度推定できていますか。

回答：

無限回数というのは実験で求めたものではなく、6回までの繰り返し実験結果を用い、それが級数的性質を示すことから、理論的に計算したものです。推定式と実験値とを直接比較した図はありませんが、図9および図11の6回までの実験値と無限回繰り返し時点での予測値の比較から容易に比較できるように、実験値は級数的に無限回値に収束している様子は明確に見取れます。本研究では無限回数時の値を求めることが最終目的ではなく、繰り返し載荷により、免震ゴム材料が級数的性質を示すこと、繰り返しによる限界値があること、推定式によって、任意の回数の時点での特性値が得られること、無限

回時の値は6回までの値と大差がないため、これを基準値として利用することができることを明らかにしたものです。

## 論文題目：“低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の耐震性に関する一考察”

著者：大塚久哲，田中弘紀，横川秀彰，金山了，清水晋作，夏青

掲載：Vol.51A，pp.613-620，2005年3月

討議 [大島俊之(北見工業大学)]

1. 応答変位が大きくなる結果に解析モデル上の影響はありませんか。また、剛性のソフトニングの影響はあませんか。
2. 大きな応答変位に対する実用化時の対応策を教えてください。

回答：

1. 図-2の低速時のように、滑りが止まり、向きが逆になる際に負勾配になる区間が若干生じますが、レベル2地震のような大地震では、図-2の高速時および図-10の外力評価型モデルのように負勾配が生じないような履歴を示すため、ソフトニングの影響はほとんどないと考えられます。(バイリニア型ではソフトニングは生じない)
2. ダンパーや緩衝材による対策(横川さんの回答)本構造では変位が大きくなるために、何らかの対策を必要とすると認識しています。その対策として以下のような構造を考えています。

衝突緩衝材による構造

ダンパーによるエネルギー吸収による変位減少

衝突緩衝材とダンパーを兼ね備えた構造の開発

に関しては、桁端衝突など、既往の研究でも馴染が深いものでありますが、ゴムなどの防弦材を考えております。

に関してはアバットなどに、履歴型ダンパーなどを設置して、エネルギー吸収を期待するものです。

に関しては、上記とを兼ね備えた構造で、衝突時に剛性を期待するのと、履歴による減衰の両方を期待する構造となります。

また、下部構造の耐力が小さいところには低摩擦すべり支承を設置し、下部工の応答を低減させ、耐力が大きい下部工には、高摩擦のすべり支承を用い減衰力を高め、上部構造の変位を抑制する方法を提案しており

ます(土木学会地震工学論文集 Vol.28, 2005 掲載決定)。

討議 [青木徹彦(愛知工業大学)]

1. 本文の式(4)のすべり支承の減衰評価において、摩擦減衰は大きく、初期剛性  $k$  に関わる減衰を入れる必要はないと考えられますが、如何でしょうか。
2. 大地震時に上下動がある場合、摩擦係数は大きく変動します。これを考慮した摩擦力評価は実設計で可能ですか。

回答:

1. ご指摘のように、すべり支承は摩擦による履歴減衰で大きな減衰力が発生し、粘性減衰はほとんど生じないと考えられます。しかし、汎用ソフトで減衰の設定では、Rayleigh 減衰や剛性比例型減衰のように、構造要素の剛性から作成されるのが一般的であるため、支承をばね要素でモデル化した場合には必ず、初期剛性に関する減衰が作成されます。そのため、すべり支承の摩擦力はばね要素でモデル化するのはではなく、減衰マトリックスおよび剛性マトリックスに影響を与えない構造要素(外力評価モデル)を本論文では作成しました。また、すべり支承をばね要素でモデル化した場合には、ばね要素の減衰定数を0とし、式(4)で定義される部材別減衰評価による減衰マトリックスを作成することで、粘性減衰が発生しないように工夫しています。
2. 本モデルは、軸力(鉛直方向力)の変動を考慮できるモデルとなっております。橋脚同様に軸力変動による摩擦力変動も実設計に反映することは可能です。

論文題目:“積層ゴムすべり支承の摩擦力 - 変位特性とそのモデル化”

著者:水田洋司, 橋本 晃, 龍谷幸二, 田中健司, 金山了  
掲載: Vol.51A, pp.621-628, 2005 年 3 月

討議 [青木徹彦(愛知工業大学)]

1. 図4.3中の実験結果の黒丸と解析結果の黒丸はどのような意味ですか。
2. 解析において減衰項はどのようにして定めたのですか。

回答:

1. 引き出し線です。意味はありません。
2. 図4.3の解析は、プログラムの挙動確認のために実施しました。実験結果の面圧、変位、振幅周波数、すべり距離から面圧、移動速度、すべり距離を算出し、それを入力データとし

て順次プログラムに与え、抵抗力をプロットしたものです。したがって、運動方程式を解いているわけではありませんので、減衰項は含まれていません。

今後の時刻歴応答解析においては、すべり支承に発生する摩擦抵抗力を応答計算上の減衰力として評価します。即ち、すべり支承の減衰は、摩擦抵抗力として評価し運動方程式の右辺(外力項)で評価します。また、すべり支承以外の部材が有する減衰効果は、内部粘性減衰を部材別剛性比例減衰で評価します。

論文題目:“変位制限構造の遊間が橋梁の最大応答変位に及ぼす影響”

著者:西岡勉, 長沼敏彦, 鈴木英之, 野口二郎, 西森孝三  
掲載: Vol.51A, pp.629-639, 2005 年 3 月

討議 [松田 宏(JIP テクノサイエンス(株))]

1. 対象橋梁のような大規模橋梁における変位制限構造の遊間量の最適化は可能ですか。また、一般の桁橋では多くの場合 30~40cm の遊間量を設定しますが、大規模橋梁でも同程度の遊間量となりますか。
2. 変位制限構造のモデル化で緩和曲線を用いていますが、具体的な実験結果はありますか。

回答:

1. 橋脚に生じる最大応答変位を最小化するには、変位制限構造の遊間を十分大きく取り、変位制限構造が作動しないようにすればよい。しかし、実際には、桁遊間が限られているので変位制限構造の遊間を大きくしすぎると桁衝突が生じてしまう。ここでは、桁衝突が生じない範囲で変位制限構造の遊間を大きく取り、橋脚の最大応答変位を低減させた。また、対象橋梁においても隣接橋との桁遊間は 50cm 程度であり、一般の桁橋と大きく異なっていない。
2. ひずみ硬化型のゴム系緩衝装置の設置を想定し、既往の実験結果をもとに緩和曲線を設定した。

論文題目:“PC 橋の桁衝突を考慮した桁遊間縮小化に関する基礎的考察”

著者:森山卓郎, 濱本朋久, 西本安志, 依田照彦, 石川信隆  
掲載: Vol.51A, pp.641-648, 2005 年 3 月

討議 [青木徹彦(愛知工業大学)]

1. 支承は免震支承ですか。分散支承ですか。
2. 支承の剛性は如何ほどですか。剛性が変われば遊間

は異なってくるのではありませんか。

回答：

1. 本解析では、支承は弾性固定方式のゴム支承として  
います。
2. 本解析では、ゴム支承を想定しており、剛性は  
720kN/m 程度としています。ご指摘のように、支承の  
剛性の大きさによって応答は変わってきますので、今  
後は支承の影響も考慮して検討していきたいと思いま  
す。

討議 [ 米田昌弘 (近畿大学) ]

地震動のパラツキを考慮した場合でも縮小化は可能で  
すか。

回答：

今回は 種地盤用標準加速度波形のみを入力して検  
討を行っていますので、入力地震動のパラツキを考慮  
した桁遊間縮小化についての検討は行っておりません。  
今後は、周波数特性の異なる地震波を入力した解析も  
行うことにより、入力地震動の周波数特性が変わって  
も桁遊間の縮小化が可能かを検討していくことも必要  
と思われる。

討議 [ 渡辺学歩 (東京工業大学) ]

桁衝突を許容すると、橋台部での損傷が発生するため、  
これを補う設計者が多いと聞きますが、橋台部の桁衝突に  
ついてはどのように考慮されていますか。また、こうした  
問題に関する実験的資料はありますか。

回答：

今回は発表を行っていませんが、現在、桁端部の損傷  
を低減するため、桁遊間にゴム緩衝材を入れた場合につ  
いても解析を行い、検討しています。今回の解析では、  
コンクリートどうしの衝突を想定しているので、コンク  
リートどうしの衝突実験結果を用いましたが、橋台の背  
面土も考慮したようなコンクリートの衝突に関する実  
験的資料の存在については把握しておりません。

論文題目：“間詰材充填工法による橋台の水平抵抗を考慮  
した耐震補強効果”

著者：田崎賢治，幸左賢二，阿部弘典，新井伸博  
掲載：Vol.51A，pp.649-656，2005年3月

討議 [ 西岡 勉 (阪神高速道路公団) ]

1. 橋台ウイングの耐力は橋台部の水平抵抗に考慮されて  
いますか。
2. 被災事例として橋台背面上の沈下や橋梁側への傾斜が  
よく見られますが、これらの現象を解析に反映できま  
すか。

回答：

1. 橋台パラペット部のせん断耐力の算出において、別  
途ウイングを有する橋台の FEM 解析により、衝突荷  
重によるせん断応力をパラペットとウイングで抵抗  
することが確認されたことから、パラペットとウイ  
ングの耐力を考慮しています。
2. 橋台背面上の沈下や、流動化等に伴う背面土圧によ  
る橋台の橋梁側への傾斜現象とも、本解析上考慮し  
ておりません。

討議 [ 松田 宏 (JIP テクノサイエンス (株)) ]

1. 間詰材を設置することにより、パラペットに対して  
何らかの補強を行う必要はありませんか。
2. 水平地震動のみでなく、初期の上下動が卓越するよ  
うな場合においても変形等は追随しますか。

回答：

1. 本研究では、既設のパラペットの耐力に対して、変  
位拘束効果を検討することを目的としています。間  
詰材の設置により、桁とパラペットの接触に伴う衝  
撃力を低減できるため、本工法はパラペットの破壊  
に対して有効な手段と考えます。但し、最適な間詰  
材を設置してもなおパラペットが破壊し、上部構造  
の変位が大きくなる場合は、パラペットの補強が必  
要となることも考えられます。
2. 間詰材は桁側とパラペット側で縁切れていますので、  
上下動が卓越する場合においても水平地震動に対し  
て拘束効果が期待できます。

論文題目：“3径間箱桁橋梁への基礎免震構造の適用性に  
関する検討”

著者：清宮 理，近藤岳史，安 同祥，渡辺 勉  
掲載：Vol.51A，pp.657-668，2005年3月

討議 [ 渡辺学歩 (東京工業大学) ]

下部構造と地盤間に生じる浮き上がりによるインターア  
クション等を考慮するために、下部構造、特にフーチング

を精密にモデル化する必要がありませんか。

回答：

正確にはフーチング全面にばねを付け、フーチング本体もメッシュ化するのが適切です。今回は比較的橋脚が低く、ロッキングが卓越せず、滑りが中心なので、浮き上がりのモデル化を精密にしませんでした。ロッキングが卓越する場合にはご指摘のようなモデルを作成する必要があります。

討議 [ 廣瀬彰則 (中央復建コンサルタンツ (株)) ]

変位に関する照査において、回転角  $1/100\text{rad}$  の照査をあてていますが、水平移動量が大きい構造であり、水平変位そのものの大きさが悪影響を与えていることになりませんか。また、残留変位についても大きなものが残る結果が懸念されませんか。

回答：

ご指摘の様に水平移動量が重要で今回はどの程度の水平変位が生じるかを中心に検討してきています。水平変位が大きい場合はストッパーやせん断キーの設置を検討する必要があります。

討議 [ 松田 宏 (JIP テクノサイエンス (株)) ]

1. 橋脚基部に免震効果によるすべり変形を配慮して主たる塑性化を期待する場合には、上部構造における構造形式としてどのような形式が妥当ですか。
2. 目標性能を設定する上での指標は残留変位のみで良いですか。
3. 橋軸方向に対する解析モデルには、免震層の水平バネばかりでなく回転バネも考慮する方が実際の現象に近い挙動になると考えられますが、如何でしょうか。

回答：

1. 上部構造の形式については基礎免震化により、上部工に発生する断面力の増減を検討中です。一般的には断面力は減少傾向になります。基本的には上部工と橋脚を剛結とし、沓を入れないことを想定しています。断面力が大きくなる場合は従来の沓の採用も考えています。
2. 目標性能では残留変位だけでなく、塑性ヒンジ部の照査などがあり、原稿の表-1 にまとめてあります。免震層の回転ばねは原稿にあるとおり、フーチング下面に取り付けた鉛直ばねから積分によって求めて用いています。ただ今回のモデルでは比較的橋脚が低く、ロッキングが卓越せず、滑りが中心なので、浮き上がりのモデル化

を精密にしませんでした。

論文題目：免震橋梁における橋脚基部の副次的非線形性に関する確率論的考察

著者：松田泰治，高森麻有美，大塚久哲  
掲載：Vol.51A，pp.669-676，2005年3月

討議 [ 青木徹彦 (愛知工業大学) ]

確率論的設計では入力データの統計量が重要となり、統計データの蓄積が必要です。しかし、外力については不明なことが多く、統計量の評価をどのように考えていますか。

回答：

ご指摘のとおり外力のばらつきの評価は重要な課題と認識しております。今回の検討においては外力のばらつきは考慮しておりませんが、現在、入力地震動を作成する際のターゲットスペクトルにばらつきを考慮した解析を進めております。

討議 [ 田村 保 (五洋建設 (株)) ]

構造パラメータのバラツキを 10% で評価されていますが、個々のパラメータを完全に独立と扱うことは可能でしょうか。データの問題で手法的には難しいのではありませんか。如何でしょうか。

回答：

免震支承の剛性などでは相関も考えられますが、今回の検討においては全て独立として考慮いたしました。したがって、応答のばらつきが実際よりも大きく出ることは考えられます。

論文題目：“ 軟弱地盤における橋梁の免震基礎に関する大型模型振動実験 ”

著者：高野真一，大島貴充，田村 保，黒崎信博，清宮理  
掲載：Vol.51A，pp.677-688，2005年3月

討議 [ 渡辺学歩 (東京工業大学) ]

摩擦係数の小さいテフロンと大きい砂のどちらを用いるのが適切ですか。

回答：

摩擦係数を小さく設定し積極的に滑動を起こすことで、過大な地震力が橋脚に入力されず上部構造への応答変位、応答加速度が低減できる。しかし、小さすぎる摩擦係数を設定すると常時の安定が損なわれることや地震時の残留変位が大きくなることなどの問題が起こる。そして、摩擦係数を大きく設定すると上記の問題は解決するが、ロッキングが発生し上部工に過大な応答変位や応答加速度が発生する。また、滑動が発生しづらくなり本構造の効果が低減する。現段階では摩擦係数を0.2~0.4程度に設定することでレベル2相当の地震動に対応して大きな効果が得られると考えている。しかし、例えば橋脚毎に固有周期が異なる橋梁のような構造形式や全体振動系によっても、摩擦係数の応答に対する効果が変わるものと考えられる。摩擦係数の設定こそが本構造の効果に対するもっとも重要な要素となるため、今後のより詳細な検討が必要であると考えている。

討議 [ 廣瀬彰則 (中央復建コンサルタンツ (株)) ]

免震材に砂を使用していますが、地下水などにより液状化の懸念が生じませんか。

回答：

水中部の橋脚や地下水位が高い箇所ではそのような懸念がある。この場合には、初期に想定している免震層の特性を大きく逸脱することが予想されるので、免震層の材料としては不適当と考える。材料選定においては、摩擦係数や緩衝材としての機能だけでなく、クリープ変形や劣化などの長期耐久性や施工性について考慮する必要がある。また、地震による滑動後の復旧計画についても材料選定の段階から考慮する必要があるものと考えている。

討議 [ 松田 宏 (JIP テクノサイエンス (株)) ]

砂層免震の場合の、免震層の解析モデルで、ロッキングに対して弾性回転バネが用いられていますが、土(砂)の材料特性を考えると弾性変形ではないので、土の非線形モデルの導入が必要と考えられます。如何でしょうか。

回答：

本論文においては、対象材料のより詳細な試験が必要となること、照査が煩雑となることから線形ばねであるものと仮定して解析を行っている。また、実橋梁で考える場合は、免震層材料に非線形挙動を伴うあまりにも過大な変位が発生することは橋梁の安定上問題と考えられる。しかし、実際に実験においても大きなロッキングが発生したケースでは砂層の残留変形が確認されており、回転ばねに非線形性を取り入れることはより現実的で精度の高い解析につながるものと考えている。免震層に用

いる材料のより詳細な要素実験を行い、非線形挙動を取り入れた解析は今後の課題としたい。

論文題目：“基礎免震による断層変位を受ける橋梁基礎の耐震対策”

著者：松川亮平，川島一彦，渡邊学歩

掲載：Vol.51A，pp.689-699，2005年3月

討議 [ 松田 宏 (JIP テクノサイエンス (株)) ]

FEMモデルの入力地震動の条件はどのようになっていますか。

回答：

5章に示した断層変位に対する解析では、杭ならびにフーチングを完全弾塑性型地盤ばねによって支持されていると仮定し、地盤ばねの先端(地盤側)に断層変位によって引き起こされる変位を強制変位として静的に与え、杭及びフーチングの変形を解析しました。6章に示したEPS層で杭及びフーチングを免震化した場合には、EPS層の外周面に断層変位が強制変位として作用した場合にEPS層内部に生じる変位を求め、これをEPS層の剛性を用いて算出した地盤ばねを介して該当する位置の杭ならびにフーチングに強制変位として静的に作用させた。

7章に示したEPS層で免震化した場合に地震動が作用するとどの程度の応答となるかを検討するためには、周辺地盤、EPS層、杭、フーチング、橋脚を図-13に示すように2次元平面ひずみモデルに置換し、基盤に入力地震動を作用させて時刻歴非線形動的解析を行って杭と応答を求めた。ここで、基盤入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震による神戸海洋気台記録(NS成分)を解析モデルの地表に作用させ、FLUSHを用いて求めた基盤での応答加速度を用いた。

討議 [ 田村 保 (五洋建設 (株)) ]

基礎杭の下部(断層面下側)の損傷が地震後の安全性(例えば余震に対して)に及ぼす影響を無視できないと考えられますが、如何でしょうか。

回答：

断層変位を直接基礎が受けるということはたいへん厳しい条件です。しかし、このような条件でも杭の損傷が地震後に復旧を要する程度に大きくなることは耐震設計上望ましくありません。こうした損傷を少しでも低減する方策としてEPSを用いた基礎免震を提案したものです。なお、余震に対して問題ないかのご質問で

すが、なかなか難しい問題ですね。ただし、余震による平均的な地震動強度を検討した結果<sup>1)</sup>によれば、余震による地震動強度(加速度応答スペクトル)は本震に比較して小さく、この程度であれば直接的影響は受けないと思います。ただし、これはあくまでも平均値の話ですから、実際には、さらに大きな安全率を見込む必要があります。結局、断層変位によって杭があるレベルの被害を被れば、地震後、半年～1年といった長期間にわたって橋は供用できなくなる訳で、このような状態にならないように耐震設計することが重要と考えられます。

1) 荒川直士, 川島一彦: 震災復旧に関連した余震の規模・頻度およびこれによる地震動強度, 土木技術資料, Vol. 26 - 8, pp. 423 - 428, 昭和59年8月

論文題目: “ Study on Nonlinear Seismic Response of Curved Highway Viaducts with Different Cable Restrainers ”

著者: Felix Daniel Ruiz Julian and Toshiro Hayashikawa

掲載: Vol.51A, pp.701-712, 2005年3月

討議 [ 河野健二 ( 鹿児島大学 ) ]

1. What do you think the cable strength to perform the effectiveness for reducing the seismic response?
2. How do you think the soil-structure interaction effects, on the evaluation of the response properties?

回答:

1. This paper presents the preliminary results of the current investigation, in which the viaduct seismic performance is being analyzed for several restrainers of different sizes with structural properties based on the specified cross-sectional area, length and modulus of elasticity of the cables.

In the actual research, cable restrainers are modeled to adequately capture their complicated behaviour, including simulation of yielding and failure of cables in order to ensure an adequate proportioning of selected restrainers to resist the large seismic demands from Level II earthquakes. In addition, the incorporation of failure simulation to the cable restrainer model allows for the investigation of the effects of breakage of restrainers on the overall viaduct seismic response.

The calculated results clearly indicate that special attention should be paid to the adequate proportioning of cable-restrainers according to the characteristics of the isolation bearing supports. Restrainers, subjected to the extreme demands of Level II earthquakes, may substantially exceed their demand capacities, and the viaduct seismic damage may be increased by the failure of cable restrainers.

2. Soil-structure interaction effects on the bridge seismic response have been extensively investigated in recent years. However, minor research has been carried out in order to evaluate the critical seismic behaviour of connection between isolated and non-isolated sections in curved steel viaducts during strong earthquakes. Deck unseating and pounding damage have been considered of primary concern in this investigation because recent earthquakes have repeatedly demonstrated that they are the main cause of bridge collapse and disruption of the post-earthquake serviceability of bridges.

Therefore, this paper focuses its particular emphasis on the expansion joint seismic behaviour as well as on the interaction of unseating prevention devices with the remaining bridge structure.

Once the effects of restrainers and pounding on the nonlinear three-dimensional response of curved viaducts when subjected to the extreme ground motions generated by Level II earthquakes are clarified, it is the purpose of the authors to extend this study considering for the next step the effects of soil-structure interaction.

論文題目: “ コンクリート充填鋼管 (CFT) アーチ供試体の非線形地震応答の実験と解析 ”

著者: 呉慶雄, 吉村光弘, 高橋和雄, 陳 宝春, 藤田洋幸, 中村聖三

掲載: Vol.51A, pp.713-720, 2005年3月

討議 [ 宇佐見 勉 ( 名古屋大学 ) ]

1. 中国でのコンクリート充填鋼管アーチ橋の耐震照査法の現状について補足説明して下さい。
2. 今回の研究で、CFT アーチ橋に対してはどのような耐震照査法が必要になったかを述べてください。

回答:

1. 中国の浙江省, 福建省, 広東省, 四川省などに CFT アーチ橋の建設が一番多いが、これらの地方は地震の経験がありません。また、中国でのコンクリート

充填鋼管アーチ橋耐震性の研究はほとんどありませんので、耐震照査法について確立していません。

- したがって、もし地震がおきたら、CFT アーチリブの耐震性はどうか、CFT アーチリブの破壊はどの形式かが本実験の目的になります。この実験から、CFT アーチリブの耐震性は優れますが、橋軸直角方向の倒れは構造破壊の主な形式である、と得られます。これから CFT アーチの設計において、横方向（springing 部断面、横構配置）剛性の増加が耐震設計に必要なとなると考えられる。

討議 [ 内藤英樹 (東北大学) ]

上海人工地震波を入力した破壊実験の結果から、横構が設置されていない実験では、スプリンキングでの鋼管の局部座屈により、アーチ橋全体の横倒れを起こすとの考察がなされています。このことは横構が設置されている実橋梁の場合でも、同様の考察が成り立つのでしょうか。

回答：

中国の浙江省、福建省、広東省、四川省などに CFT アーチ橋の建設が一番多いが、これらの地方は地震の経験がありません。したがって、地震が作用したときに実 CFT アーチ橋の破壊は見られません。でも、CFT アーチ橋は鋼アーチ橋に比べて重量が大きいので、アーチ作用が効かない面外方向に地震力を受ける場合損傷が生じると考えられ、同様の考察が成り立つと思います。

討議 [ 王 占飛 (熊本大学) ]

中国にはこの CFT を使用して 200 橋以上が架設されましたが、どの形式の橋（アーチ橋、吊り橋など）が一番多いですか。また、CFT の耐震対策として中国にはどのようなものがありますか。

回答：

中国の橋梁はたくさんあり、これからもたくさん建設し続けると思います。また、CFT アーチ橋のスパンは中径間であり、地盤がよい場所に建設される可能性が多いので、一番多いかどうかわかりません。

CFT 橋の耐震対策は今までありませんので、CFT アーチ橋に対する耐震照査の研究はこれからだと思います。

論文題目：“吊橋（平戸大橋）の非線形地震応答特性に関する研究”

著者：呉慶雄，犬束洋志，高橋和雄，中村聖三

掲載：Vol.51A，pp.721-729，2005 年 3 月

討議 [ 渡邊学歩 (東京工業大学) ]

固有周期特性は非常によく合っているのに、非線形応答解析の一致度が良くない理由は何ですか。

回答：

固有振動特性は線形特性ですが、地震応答特性は非線形特性であり、材料質量線形特性以外に構造物の減衰、材料非線形特性、幾何学非線形性、計算用有限要素法など関係あります。非線形応答解析値と実験値との一致は今後の目標になると考えています。

討議 [ 米田昌弘 (近畿大学) ]

塔頂でのメインケーブルのすべりを考慮する必要があると考えられます。如何ですか。

回答：

今度の研究はケーブルの非抗圧縮性を考慮した解析を用いて、平戸大橋の耐震性を考察しました。塔頂でのメインケーブルのすべりを考慮していませんが、現場の方に聞いたんですが、ほとんどこの問題は考慮していません。この問題は今後検討する必要があると思っています。

討議 [ 松田 宏 (JIP テクノサイエンス(株)) ]

本橋は比較的長周期を有しているもので、道示で示される地震動成分が卓越する地震動についても考慮する必要があると考えられます。如何でしょうか。

回答：

本文では、道路橋示方書に示された地震波を対象に検討しています。これ以外の地震波に対する検討も必要と思います。論文最後に書いているように、道路橋示方書以外の地震波に対して耐震性の検討を今後行う予定である。

論文題目：“有珠山噴火に伴う地殻変動により損傷を受けた多径間ラーメン橋の解析”

著者：松川亮平，川島一彦，渡邊学歩

掲載：Vol.51A，pp.731-738，2005 年 3 月

討議 [ 松田 宏 (JIP テクノサイエンス(株)) ]

火山噴火時の地盤変動は上下移動と水平移動が同時に

生じますか。

回答：

強震計による実測記録はありませんが、火山噴火によって引き起こされる振動は当然3次元的であり、したがって、上下方向変位と水平方向変位は同時に生じると考えられる。

討議 [伊津野和行(立命館大学)]

強制変位の速度は分かっているのでしょうか。ほぼ静的な荷重と見なせる範囲なのですか。また、今後この研究を設計にどの様に反映していかれるのか、展望をお聞かせ下さい。

回答：

強震計による実測記録はありませんから、正確なことはわかりません。2000年3月31日～4月1日の間に生じた一連の噴火活動に伴う地殻変動によって生じた地盤変位を解析しました。解析では地盤変位が静的に作用したと見なせるという仮定に基づいています。この期間にわたって地盤がゆっくり動いただけでなく、ある瞬間にはある程度早い動きで地盤が動いたことがあったかもしれません。漠然とは火山噴火による地盤変位はほとんど静的と見なせる速度で生じたと考えていますが、この点の詳細の検討には今後の実測データの蓄積が必要であると思います。

この研究は、地盤変位が与えられれば橋梁の被害は解析可能であることを実証することを目的として実施したものです。したがって、本解析の経験と知識の蓄積は、断層変位を受けた橋梁の地震被害推定と被害軽減のための技術開発に役立つと考えています。

論文題目：“非線形緩衝材を有する落橋防止ケーブルの設計法に関する研究”

著者：中尾尚史，伊津野和行

掲載：Vol.51A，pp.751-758，2005年3月

討議 [松田 宏 (JIP テクノサイエンス(株))]

落橋防止装置の設計において、要求性能をどの様に設定されていますか。

回答：

本研究では、初速度 5m/s で装置が作動することに対して耐えることを要求性能としました。ただし、作動中の地震荷重は考慮していません。

この初速度は、落橋防止装置をつけない場合の地震応答解析の最大応答速度から決めています。

適切な初速度の設定法、および、作動中の地震荷重の考慮の仕方について検討をかさねていく事が、適切な要求性能の設定には必要だと考えます。しかし、落橋防止装置は想定外のことに対応するために設置されるものですから、その要求性能を定めるにあたっては難しい問題をはらんでいます。

また、落橋防止装置の取り付け部に対する検討も、重要な課題だと考えています。

討議 [河野健二(鹿児島大学)]

ケーブル反力を評価するとき最大速度の予測値をどの程度の値に設定すれば適切と考えられますか。

回答：

一つの方法としては、2つの質点の地震時相対速度応答を求めた相対速度応答スペクトルの利用が考えられます。

武野志之歩・伊津野和行：隣接橋梁間の地震時相対速度応答と衝突速度スペクトルに関する研究，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.163-175，2001年1月。

しかし、橋脚応答の非線形性をどう表現するかや、想定する地震動の大きさ等、まだまだ課題が多いと考えています。落橋防止装置は設計地震動に対しては作動しないことが前提になっていますので、最大速度の予測=想定地震動の予測=要求性能の設定が難しいのが現状です。

討議 [渡邊学歩(東京工業大学)]

簡易設計法と動的解析の結果が著しく異なるのは何故ですか。

回答：

簡易設計法では、作動中の地震荷重は考慮していません。このことが一番大きな影響だと考えます。結果的には安全側の評価になりましたので、このケースの設計としてはある程度妥当なものだと考えますが、想定する地震動によっては、結果が大きく異なることが予測されます。どのように対応していくか、今後の課題だと考えています。

論文題目：“静的耐震設計法で設計されたPCウェルの耐震性評価”

著者：佐々木智，大石雅彦，梅田法義，川島一彦，浅間達雄

掲載：Vol.51A，pp.759-767，2005年3月



討議 [ 松田 宏 ( JIP テクノサイエンス ( 株 ) ) ]

1. 地盤のモデル化にあたり、周面全部を考慮されていますが、問題ありませんか。
2. 耐震補強対策はありますか。

回答：

1. 実際に想定される全ての地盤抵抗要素を考慮しています。基礎と地盤の剥離の影響も考慮しているため、問題ないと思われまます。
2. PC ウェル基礎本体の強度を増加させる耐震補強対策として、PC ウェル基礎周面に沿って中空円形鋼板を圧入し、その後、無収縮水中不分離モルタルを隙間に充填して両者を一体化する工法の実績があります。

討議 [ 米田昌弘 ( 近畿大学 ) ]

Penzien モデルの妥当性について教えてください。

回答：

Penzien モデルでは、地盤の質量をどれだけの解析範囲まで見込むのかという課題があります。本論文では、PC ウェル径の 10 倍の範囲を地盤質量として与えていますが、PC ウェル径の 5 倍、20 倍の範囲のケースも解析し、解析範囲が応答解析結果に影響が無いことを確認しています。

論文題目：“損傷レベル 4 の大変形領域まで損傷させた鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究”

著者：稲熊 弘，関 雅樹

掲載：Vol.51A，pp.769-780，2005 年 3 月

討議 [ 水田洋司 ( 九州産業大学 ) ]

1. 提案されている補修方法の必要経費は、取り替え補修に比べてどの程度の割合ですか。
2. 一般の人が見たときの美観、安心性についてはどのように考慮されていますか。

回答：

1. 本研究における鉄道高架橋は、東海道新幹線の高架橋を対象としています。特に、東海道新幹線は、日本の 2 大都市を結ぶ重要な社会基盤であり、震災時には、救援の人や物資を輸送する重要な役割を担うため、高架橋が損傷を受けた場合には、早期復旧が不可欠です。このような観点から、本研究における補修方法は、特

殊な材料や工法によらず、短時間で補修が完了できることを第一に検討しました。なお、部材の取替を行う場合には、取替に要する補修費用のほかに、不通期間の新幹線の減収を考慮することになりますので、今回提案した補修方法の費用は、比べるに値しません。

2. 補修方法のコンセプトは、余震に対して構造物の損傷を防ぎ、早期に運転再開（徐行は伴うが、不通区間を解消）できる暫定的な応急工法として考えました。運転再開後に、美観性なども考慮した恒久的な対策の施工が必要であると考えます。恒久的な対策方法としては、柱の鋼板巻き補強が有効であると考えております。

討議 [ 伊津野和行 ( 立命館大学 ) ]

最初の載荷で主鉄筋はどの程度の損傷を受け、それをどう補修されたのか。また、補修後の供試体では最初の供試体で主鉄筋が担っていた役割（曲げモーメントの抵抗など）を何が担うことになりますか。

回答：

初回の載荷では、試験体の柱の主鉄筋は、全て降伏し、その後、座屈しましたが、破断はしませんでした。主鉄筋そのものの損傷度につきましては、ひずみゲージを取り付けましたが、本実験における損傷度のターゲットが大きいため、ひずみゲージは途中から計測不能となり、定量的には把握できておりません。なお、RC 部材としての損傷度は、履歴ループの最大荷重が降伏荷重の 50% を下回るまでの損傷度として実施しました。また、損傷した主鉄筋の補修方法は、一切手を加えることなく、座屈した状態で再利用しました。一方、柱の帯鉄筋については、破断あるいはフックが外れたもののうち、容易に取替が可能なものは取替え、取替が困難なものは、フックの曲げ直し、あるいはフレア溶接により補修しました。

補修後の供試体の主鉄筋が担う役割は、補修前のものと同様です。降伏かつ一部座屈した、当初の引張強度より低下している主鉄筋を用いた RC 部材が、補修前と同等な性能を保有した理由としては、強度が大きい断面修復材を用いたことにより、最大荷重以後も、鉄筋との付着力や軸直角拘束力が保持され、主鉄筋の座屈の進展を抑制し、曲げモーメントに抵抗できたためと考えております。また、補修後の柱基部の断面が元の断面より幾分大きくなったことにより、主たる塑性ヒンジ領域が、補修前の領域からせん断スパンの短くなる方向へ移行したことが、初期剛性の復元に寄与している要因と考えております。

討議 [ 内藤英樹 ( 東北大学 ) ]

損傷レベル 4 までの被害を受けた場合に、橋脚の残留

変位を元の位置に戻す作業，作業に掛かる業者の手配等を含めて，地震発生から列車走行の再開迄にどの程度の期間を想定されていますか。

回答：

損傷を受けた構造物の数量や損傷程度，特に，被災構造物の立地条件が明確でないと，補修に要する期間は一概にいえません。しかし，兵庫県南部地震では，東海道新幹線の高架橋も，数橋梁が被災を受けましたが，3日間で運転が再開（徐行は伴うが，不通区間を解消）されました。本研究における補修方法では，兵庫県南部地震における損傷程度がさらに大きい場合でも，3日間以内で運転再開できる方法として，検討してきました。

論文題目：“終局ひずみを用いた十字型補剛円形鋼製橋脚の耐震照査法の検討”

著者：王 占飛，山尾敏孝，石井善太  
掲載：Vol.51A，pp.781-790，2005年3月

討議 [ 松田 宏 ( JIP テクノサイエンス(株) ) ]

十字型鋼材に沿った方向に載荷させた場合の耐力，変形性能はどのようになっていますか。

回答：

十字型鋼材に沿った方向に荷重を載荷させた場合について，既の実験と解析の両方から検討してきました。十字型鋼材に沿った方向と45度に沿った方向の両者の最大荷重を比較した結果，ほとんど差がありませんでした。また，最大強度の95%での変位を変形性能として定義して比較すると，十字型鋼材に沿った方向に載荷させる場合は，45度に沿った方向に載荷させた場合より，かなり大きい変形性能があることが分かりました。

討議 [ 宇佐美 勉 ( 名古屋大学 ) ]

変形能の偏差 ( 図-16 ) で，予測値を下回っている場合が2例あります。説明ではスレンダーな橋脚とのことですが，本来，一次設計 ( 許容応力度設計 ) を行った橋脚に対して二次設計 ( レベル2地震に対する照査 ) を行うことを考えると，軸圧縮力の大きさ (  $P/P_y = 0.15$  ) を固定して考えるのではなく，橋脚のパラメータを与えて一次設計から載荷できる軸圧縮力を定め，その荷重を基に解析する必要があると思います。如何でしょうか。

回答：

今回の解析では，軸圧縮力の大きさ (  $P/P_y = 0.15$  ) を

橋脚の細長比の大きさに関係なく，固定して考えて実施しました。解析結果について再度検討しました結果，径厚比の大きな供試体では要素分割数の影響が大きいことが判明しましたので，ご指摘の点も含めて詳細に検討したいと思います。

討議 [ 内藤英樹 ( 東北大学 ) ]

軸圧縮力と曲げを受ける短柱の解析結果から終局ひずみを定め，繰り返し解析モデルへの適用性を検討されていますが，軸力比が0.15よりも小さい場合でも同様の結果が得られるのでしょうか。例えば，軸力が0.0の場合では鋼材に引張り塑性ひずみが生じた状態から圧縮力が作用しますが，引張り塑性ひずみの影響を考慮せずに同様の終局ひずみを与えても良いのでしょうか。

回答：

本論文で提案した終局ひずみの算定式の適用範囲は，軸力比  $P/P_y$  が0.0~0.4の間です。提案式の終局ひずみは，軸圧縮力による軸ひずみと曲げモーメントによる中立軸の移動により生じた軸ひずみの和と純曲げによるひずみから求めています。すなわち，論文中の式(9)，つまり次式です。

$$\varepsilon = \varepsilon_{a1} + \varepsilon_{a2} + \frac{D}{2} \phi = \frac{u_{a1} + u_{a2} + \frac{D}{2} \theta}{L_s} = \frac{\Delta L}{L_s}$$

軸力比を0.0~0.4と変化させた時の終局ひずみを解析的にもとめた結果が図12です。この結果をもとに終局ひずみの算定式を提案しておりますので，問題はないと考えています。

論文題目：“ステイカケーブルおよびダンパーを用いた2径間吊橋の耐震補強の検討”

著者：大塚久哲，吉田達矢，崔 準古，山内春絵  
掲載：Vol.51A，pp.791-799，2005年3月

討議 [ 水田洋司 ( 九州産業大学 ) ]

摩擦ダンパーを剛性評価で考慮する場合，Rayleigh 減衰を大きく評価しすぎることになりますが，この解析モデルの場合，どの程度の違いが生じていますか。

回答：

摩擦履歴型ダンパーの骨格曲線はバイリニアとトリリニアのモデルを用いました。二つのモデルに最も応答差の見られた抵抗力5000kNのダンパーにおいて，バイリニアモデルの1次剛性はトリリニアモデルの $2 \times 10^{12}$ 倍としており，その結果を論文78ページ目に示しております。

これによれば、橋軸方向の1次モードの固有周期に約2秒程度の差が見られます。また、主径間の応答変位では25cm程度、側径間では15cm程度、トリリニアモデルの応答がバイリニアモデルの応答に比べて大きくなっています。

討議 [ 米田昌弘 (近畿大学) ]

ケーブルステイは地震時、破断するようになっていませんか。

回答：

破断張力と最大張力の比較は行っていますが、解析モデルでは破断を表現することはできませんので、実際に破断するようなモデル化は行っていません。また、ステイケーブルが大きな地震を受けた際メインケーブルや桁に被害が発生しないよう、ロッド部が破断するような設計となっている場合もあるようですが、そのような設計としない場合、耐震部材としての効果が期待できるのではないかと今回の研究を行っています。

討議 [ 宇佐見 勉 (名古屋大学) ]

1. 耐震補強を考えるときの目標値を示してください(例えば、変位を1%低減させる等)。
2. 目標値に対して、ダンパーを如何に設計するかの方法論を記してください。

回答：

1. 耐震補強後に満足すべき性能を決定し、照査することが望ましいと考えられますが、本解析の場合各手法の効果を見るとということで最初に目標値を設定することはしていません。
2. 本解析ではメーカーのカタログ(既製品)を参考にモデル化してその効果を確認することにとどめており、ダンパーの設計を行っているわけではありませんが、降伏強度がパラメーターと考えられます。

論文題目：“耐震補強を目的としたパイプアーチ補強が桁橋の振動特性に与える影響”

著者：水田洋司，内谷 保，橋本 晃，吉富敬洋  
掲載：Vol.51A，pp.791-799，2005年3月

討議 [ 内藤英樹 (東北大学) ]

橋脚の耐震補強にパイプアーチ補強法を採用された背景や理由を教えてください。パイプアーチ補強法を採用す

ることで耐震補強以外にも利点があるのでしょうか。

回答：

当該橋梁は昭和55年道路橋示方書以前の設計基準で設計されており、現行の耐震基準により耐震性を照査すると橋脚柱基部のみでなく橋脚基礎の耐力も不足するものであります。また、道路構造令の改定によりB活荷重(25t)にも対応する必要がありました。このような既設橋梁がこの他にも多く供用されていると思われま。パイプアーチの構造上の特徴は、既設の単梁からなる橋梁にパイプアーチ部材を付加することにより、不静定次数を増やし構造の安定化を図ると共に、上部構造桁の支間中央をアーチクラウン部で支持することで活荷重による曲げモーメントを低減できることにあります。さらに、橋脚天端で支持していた上部構造桁の地震時慣性力の一部をアーチクラウン部から受け、これをアーチスプリングからフーチング天端に伝えることにより橋脚柱基部や基礎に作用する曲げモーメントを低減することができます。

論文題目：“高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いたRC橋脚の耐震性”

著者：宮路健太郎，中澤宣貴，川島一彦，渡邊学歩  
掲載：Vol.51A，pp.809-816，2005年3月

討議 [ 中島章典 (宇都宮大学) ]

高強度コンクリートを橋脚に適用した場合、RC柱の特徴である延性の良さを低下させるのではないかと考えられますが、如何でしょうか。

回答：

RC柱というご質問ですが、RC柱にもいろいろな配筋があると考えられますので、ここでは本論文が対象としているRC橋脚を対象に回答させていただきます。

RC橋脚の変形性能には、横拘束されたコンクリートの曲げ圧壊が生じるひずみの他、コンクリートのポストピーク後の復元力劣化率、軸方向鉄筋の局部座屈と横拘束等が影響します。ご指摘の趣旨は、曲げ損傷先行型のRC橋脚において、軸方向鉄筋の座屈や横拘束効果が同程度であったとすると、高強度コンクリートを用いると普通強度コンクリートを用いた場合に比較して変形性能は同程度以上確保されるのかという点だと思います。

答えは、多くの場合イエスだと思います。RC橋脚に対して繰り返し載荷実験を行うと、復元力は曲げ圧縮によるかぶりコンクリートの剥離が生じた段階から明らかに低下していき、一般にはこれとほとんど同じ時期に生じる軸方向鉄筋の局部座屈と相まって復元力の低下が顕

著になっていきます。損傷がコアコンクリートにも及び、圧縮側のコンクリートの圧壊と軸方向鉄筋の局部座屈が進展するか、引張側の軸方向鉄筋の破断が生じることにより、RC橋脚は終局状態に達します。

したがって、かぶりコンクリートの圧壊や剥離を早期に生じさせないためには、高強度コンクリートの使用は有効であると思います。なお、高強度コンクリートの横拘束効果を別途実験的に検討しています<sup>1)</sup>が、これによると、強度が同じ帯鉄筋を同量用いてコンクリートを横拘束すると、高強度コンクリートの方が普通強度コンクリートを用いた場合よりも、ポストピーク後の復元力の劣化が大きくなります。したがって、この状態に相当するRC橋脚の損傷の進展は高強度コンクリートの方が普通強度コンクリートを用いた場合よりも著しいかもしれませんが、しかし、一般には、この領域を耐震設計で期待することは無理だと考えています。以上の点から、一般にRC橋脚の耐震設計に関わる変形性能の範囲では、普通強度コンクリートに比較して高強度コンクリートの使用は変形性能の向上にネガティブな影響を与えるものではないと考えています。

1) 中澤宣貴, 川島一彦, 渡邊学歩, 堺淳一: 円形断面高強度コンクリートの横拘束モデルの開発, 土木学会論文集, No. 787/I-71, pp. 117-136, 2005

討議 [内藤英樹 (東北大学)]

図-11 の高強度鉄筋を使用した場合の実験結果とファイバー解析結果の違いについて、高強度鉄筋の応力度-ひずみ関係を適切に評価できなかつたことが一因と考察されていますが、ファイバー解析においてせん断の影響を考慮していないことも一因として上げられるのではないのでしょうか。

回答:

もちろん、ご指摘のように橋脚模型の変形にはせん断の影響も寄与すると思います。しかし、図-11 に示したように、高強度鉄筋を用いた場合にはファイバー要素解析は除荷履歴、再載荷履歴とも実験結果とかなり異なっているのに対して、普通強度コンクリートを用いた場合には、ファイバー要素解析は実験結果を良く再現しています。普通強度鉄筋を持った場合の解析は他にも実施していますが、ほとんどの場合に、ファイバー要素解析は載荷実験結果を良く再現します<sup>1)</sup>。このため、ファイバー要素解析の解析精度が十分ではない理由として、高強度鉄筋のモデル化の不十分さを挙げました。

せん断変形の影響の寄与度がどの程度かに着目して検討した経験はないのですが、RC橋脚に使用されているような形状と配筋であれば、一般にせん断変形の影響の寄与度は著しいものではないとの印象を持っています。

す。

1) たとえば、早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 水平2方向地震力を受ける単柱式RC橋脚の耐震性; 土木学会論文集, 759/I-67, pp. 79-98, 2004

論文題目: “塑性領域を考慮したラーメン高架橋の柱基部の耐震補強法に関する実験的研究”

著者: 岩田秀治, 関 雅樹, 長縄卓夫  
掲載: Vol.51A, pp.817-826, 2005年3月

討議 [中島章典 (宇都宮大学)]

基部の部分を補強しない場合、一種のヒューズ構造と考えられますが、大地震を受けて被災した場合、その部分はどのように補強されるのでしょうか。

回答:

柱基部を補強しないため、大地震時には損傷します。その被災した場合は、損傷度に応じ、エポキシ樹脂注入や鋼板巻きなどの補修補強することを考えています。

討議 [松田 宏 (JIP テクノサイエンス株)]

周辺地盤の維持管理上の問題点はありますか。

回答:

特に維持管理上の問題は無いと考えております。

被災後は、地中部の柱基部を掘りおこして損傷度をチェックすることは当然と考えています。

また、柱基部の1D区間の補強省略は、周辺地盤の強度に係わらず適用するもので、周辺地盤による拘束効果が無くとも、せん断破壊を抑制し、変形性能を発揮することを確認しております。周辺地盤の強度が存在すれば、変形性能がより発揮することとなります。

論文題目: “多径間連続高架橋への制震ブレースの導入効果”

著者: 葛西 昭, 木戸健太, 宇佐美勉, 渡辺尚彦  
掲載: Vol.51A, pp.827-838, 2005年3月

討議 [水田洋司 (九州産業大学)]

解析ではBRBが降伏したことによるBRBの長さの変化をどのようにして考慮されていますか。

回答:

数値解析におきましては、BRB をトラス要素でモデル化しております。このトラス要素でのモデル化に先立ちまして、著者らは、まず、BRB 単体に対しての軸方向に関しての性能実験を行っております。その実験結果を模擬する簡易な数値解析モデルの構築として、下記文献にてトラス要素へのモデル化をまとめております。従いまして、BRB の降伏に伴う変化も含めまして、その弾塑性挙動を簡易ではありますが模擬するように設定された数値解析モデルとなっております。ご質問の内容は、BRB の降伏に伴い、ブレース材の局所的な長さの変化をどのように考慮されているかととらえることができるかと思えますが、本研究では、局所的な変化を忠実にモデル化することなく、部材としての長さの変化を考慮するとどまる簡易モデルによる検討を行いました。ただし、本研究で想定しました橋脚、BRB のトータルシステムでの実験成果がないため、その妥当性には疑問が発生するかと思えます。この点につきましては、今後の課題とさせて頂きたいと思えます。BRB 単体の実験だけでなく、橋脚との相互作用を考慮した性能実験、あるいは、震動台実験のような応答実験を必要とするかと思えます。

参考文献：渡辺直起，加藤基規，宇佐美勉，葛西昭，座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，地震工学論文集，Vol.27，2003.12.

討議 [ 北原武嗣 ( 関東学院大学 ) ]

BRB を設置することにより系の固有周期が変化しますが、入力される地震波の卓越周期との関係で、応答が大きくなることはありませんか。また、応答の低減効果は大きく異なるではありませんか。

回答：

BRB を設置することで、系の固有周期は短くなります。従いまして、地震動の卓越周期との関係だけを見ますと、応答の大きくなるケースが発生する可能性はあります。本検討例の場合、BRB を設置する前のシステムは、道路橋示方書で定められた応答スペクトルにおいて、最も応答の大きくなる領域の固有周期を有しています。また、使用した地震動は道路橋示方書耐震設計編で定められております地震動です。従いまして、応答の大きくなるケースは発生しませんでした。想定されます地震動が応答スペクトルに適合しない場合は、本研究のように必ず応答値が低減するとは限らないと思えます。ご指摘の点は、さらに多くの地震動を入力して検討する必要があるとのことかと思えます。これに関しては、ご指摘のとおり、応答の低減効果は大きく異なることが予想されます。本研究では、設置位置に関する検討にとどまってい

ると思えますので、多くの地震動での検討、あるいは、地震動の種類に左右されない低減効果の期待できる説明を追求していく必要があります。今後、検討例を増やしていきたいと考えております。

討議 [ 五十嵐 晃 ( 京都大学 ) ]

1. BRB の導入による制震効果は動的解析により検討することになりますが、BRB に期待する性能を考える際には等価減衰等の想定値が重要と考えられます。BRB の減衰効果と等価減衰の関係を教えてください。
2. 橋脚基部と桁の間に  $45^\circ$  で BRB を配置する場合、BRB の長さは橋脚高さから決定され、長めの寸法になると考えられます。BRB の長さが長くなることによるデメリットは考えられますか。

回答：

本研究において、どの程度の BRB を設置するのが最適であるかに対する検討を、全体系に対する減衰効果から推定すべきであるのご指摘かと思えます。本検討では、このようなアプローチを試みておりませんので、直接的な回答はできません。本研究において、まず、重点をおいたのは、このような配置が大きく応答の低減効果に寄与することです。次ステップとして、どのような BRB の設置が最適であるかを含めた設計方針に着手する必要があるかと思えます。設計法を確立する上で、全体系に対する等価減衰の考え方を今後まとめていきたいと思えます。ご指摘ありがとうございます。

BRB の長さが長くなると、BRB に発生する応答ひずみ小さくなりますので、減衰性を持たせるためには、小さいひずみで降伏する必要が発生します。従いまして、極低降伏点鋼などの利用が不可欠となります。さらに、長い領域になると、履歴によるエネルギー吸収に期待できないということが考えられます。また、長くすることは、それだけ座屈拘束する領域も増えますので、部材の重量が増えることとなり、部材の全体座屈に対するケアがより必要となると考えられます。なお、逆に BRB の長さが短くなると、変形に対する降伏の条件は容易ですが、降伏時の荷重が大きくなりますので、より小さな断面積の BRB を準備する必要があります。

論文題目：“圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによる RC ラーメン高架橋の補強効果に関する振動台実験及び解析”

著者：吉田幸司，喜多直之，岡野素之，関 雅樹  
掲載：Vol.51A，pp.839-846，2005 年 3 月

討議 [ 金治英貞 ( 阪神高速道路公団 ) ]

耐震補強後の破壊モードは、想定地震以上の地震が発生した場合、剪断破壊それとも曲げ破壊ですか。

回答

本工法による補強は、ダンパー・ブレースが作用力を分担し、高架橋の応答変位をコントロールして損傷を防ぐことを基本的な考え方となっています。そのため、柱部材の本来の破壊モードは変わりません。したがって、想定以上の地震動を受けた場合、応答変位が設計（想定）以上となり、柱部材がせん断破壊モードであればせん断破壊に至ることになります。

なお、一連の振動台実験では、L2地震動対応で耐震補強設計した試験体を用い、L2地震動を複数回、さらにL2地震動を上回る（最大加速度で約1.2倍）地震動の加振も行い、いずれも破壊に至らないことを確認しています。そのため、設計想定地震動に対し、ある程度の安全率を有しており、想定地震動を上回る地震動に対して直ちに破壊には至らないと考えております。

討議 [中島章典（宇都宮大学）]

今回の実験例では、ダンパーの効果よりもブレースによる補強効果によって、損傷が制御された結果ではありませんか。

回答

ご指摘のとおり、今回の実験例では、ブレースによる補強効果により高架橋の応答変位が抑制され、損傷が制御されたと考えます。今回の実験例では、許容している応答変位が小さいため（特に、せん断破壊モード試験体）、ダンパーの許容変位も小さく十分なエネルギー吸収効果が発揮できない仕様です。

また、ダンパーの効果として、ブレースが接している柱端部へのせん断伝達力の緩衝効果や、ダンパーの変形に伴うブレースの高架橋本体への追随性（幾何学的な整合）があることも本工法の大きな特長であることを申し添えます。

なお、別途実施した静的交番載荷実験では応答塑性率 $\mu=5$ 程度まで載荷し、ダンパーによるエネルギー吸収効果を確認しています。

討議 [前野裕文（名古屋高速道路公社）]

1. 設計ではダンパーの大きさをどのようにして決定するのですか。
2. ダンパーの形状はどのようにして決めますか。

回答

ダンパーは4枚のせん断パネルから構成され、そのせん断降伏によって機能を発揮するため、せん断パネルの諸元を設定します。主な設計手順は次のとおりです。

補強対象とする高架橋の目標水平変形量（せん断破壊モードの場合、部材がせん断破壊に至る変形量以内、一般に変形角1/250以内）を設定し、この変形量がせん断パネルの終局部材角（0.09程度）以下となるように左右に配置するせん断パネルの高さ（ $L_{dh}$ ）を仮定します。

4枚のせん断パネル中心線を結ぶ矩形が柱・梁で構成される高架橋架構の形状と相似形になるよう、他のせん断パネルの諸元を仮定します（図参照）。

せん断パネルのせん断降伏強度からダンパーの降伏耐力を設定し、動的解析により、応答変位が目標値以内に収まることを照査し、仮定した諸元を決定します。

なお、せん断パネルの幅 $B_{dh}$ は長さ $L_{dh}$ の2倍以下程度、幅厚比 $B_{dh}/t_{dh}$ は40程度以下を目安に設定します。

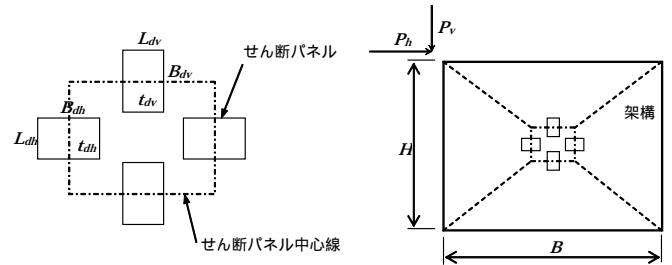


図 ダンパー（せん断パネル）形状

論文題目：“ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の地震応答の低減効果”

著者：福田智之、川島一彦、渡辺学歩

掲載：Vol.51A, pp.847-858, 2005年3月

討議 [宇佐見 勉（名古屋大学）]

1. 座屈拘束ブレースの長さ制限 $l_{ij} < 15m$ の根拠を示して下さい。
2. 座屈拘束ブレースの座屈防止はブレース材の強度と剛性ではなく、拘束材の曲げ強度と剛性によるので、それらを高くすれば理論的に非常に長い座屈拘束ブレースも用いることが出来るように考えられますが、如何でしょうか。

回答：

1. 製作会社としては要望とコストさえ見合えば15m以上のブレースダンパーの製作は可能であるが、一般的ということであれば、現状では15m程度だろうという意見を得たため、ここでは15mとしたものです。強い根拠はありません。実際の判断は、ブレースダンパーの座屈強度、そのために必要な重量、現地で

の工事の制約等から、総合的に決まってくるものと考えられます。

2. ご指摘の通りだと思います。国際的に誇れるもっと長いブレースダンパーの製作を期待しています。

討議 [ 葛西 昭 (名古屋大学) ]

設計する場合、繰り返し計算を必要としますか。また、地震ごとに試行錯誤が必要ですか。

回答：

ご指摘の趣旨は、ブレースダンパーの設置位置やその特性を定めるために繰り返し計算が必要であるか、また、ある地震動で最適な（私はこの用語が嫌いですが）ブレースダンパーの設置位置や特性が決まったとしても、地震動が異なるとまた異なった最適配置や特性となるのではないかという点だと思います。

ご指摘の趣旨の背景は、設計ではなるべく繰り返し計算や試行錯誤を避けたいという希望があるのだと思います。私は、これは解析法が不十分で、解析手段の貧しかった時代の設計思想ではないかと思います。かつて、土木技術者は戦後復興期や高度成長期に、「大量に、安く、早く」を目指して、モノ造りを進めてきました。最低限の社会資本整備が一段落つく段階になってきた現在、これから求められるのは、かけるべき時間と費用を十分かけ、技術者としても満足でき、諸外国にも自信を持って誇れる構造物の建設、あるいはこれを支える技術ではないでしょうか。

余分なことを書きましたが、ご質問に対する答えは、この解析では、繰り返し計算や地震ごとに試行錯誤が必要だということです。ただし、繰り返し計算を十分やり、地震動ごとにもいろいろ検討し、総合的に設計して説得力のあるベストな解を求めていけばよいのではないかと、試行錯誤を苦労と捉えず、楽しんで設計していけばいいのではないかという点を加えさせていただきます。

論文題目：“長大橋レトロフィット用座屈拘束ブレースの構造提案と弾塑性挙動”

著者：金治英貞，浜田信彦，石橋照久，尼子元久，渡邊英一

掲載：Vol.51A，pp.859-870，2005年3月

討議 [ 宇佐見 勉 (名古屋大学) ]

圧縮の場合、摩擦力の影響によって強度上昇があるが（図21）、これはどのような解析によって得られたのですか。ブレース材の局部変形により、拘束材と接触した時に摩擦力が働くような解析を行われたのですか。

回答：

3次元シェル要素を用いた弾塑性FEM解析を実施しています。このモデルでは、芯材の局部変形による拘束材との摩擦力を考慮しており、摩擦係数も2ケース設定しています。この結果、同一ひずみに対して、引張荷重を受ける場合に比べて圧縮荷重を受ける場合の方が、荷重増加が見られ、さらに摩擦係数が高いケースの方がその増加率は高いことがわかっています。

討議 [ 米田昌弘 (近畿大学) ]

風荷重等の他の荷重に対する安全性はどのようになっていますか。

回答：

地震荷重のレベル1、つまり設計時の震度法レベルにおいては降伏を認めない設計方針としています。ここで、対象橋梁では風荷重などの地震以外の設計荷重は、震度法によって発生する断面力以下であることから弾性設計を行っていることになり、塑性後の低サイクル疲労などの問題はありませぬ。ただし、動的な風の問題は別問題として検討する必要があると思います。

論文題目：“座屈拘束ブレースを用いた橋梁上部構造の耐震性能に関する検討”

著者：前野裕文，片桐英喜，葛西 昭，長山英昭，今井誠

掲載：Vol.51A，pp.871-878，2005年3月

討議 [ 五十嵐晃 (京都大学) ]

ピボット支承が破壊した後の繰り返し変形時の挙動は論文中で述べられているような履歴エネルギー吸収が実際には期待できるものですか。破壊後の支承でエネルギー吸収が期待できない場合、動的解析による検討結果が変わってくる可能性もあるのでしょうか。

回答

座屈拘束ブレースはエネルギー吸収型の変位制限構造であり、そのエネルギー吸収能力は既往の実験でも確認されております。<sup>1)</sup>そのため、御指摘の内容につきましては、実際に座屈拘束ブレースの履歴エネルギー吸収が期待できるものと考えております。

なお、耐震補強工事においては、供用下での工事が絶対条件であることを考慮して、既設のピボット、ピボットローラー支承に対して、セットボルトやサイドブロックを高強度なものへ取り替える等の補強を実施しており、

レベル2地震動でも十分な耐力があることを確認しております<sup>2)</sup>。

また、耐震補強の設計の考え方は、既設支承の補強に加えて、地震時のエネルギー吸収が可能な変位制限構造の1つとして座屈拘束ブレースを採用することとし、支承と座屈拘束ブレースが共同して地震時水平耐力に抵抗することを基本としております。

1) 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究、渡辺、加藤、宇佐見、葛西：土木学会地震工学論文集 Vol.27, No.133, 2003.12.

2) 既設鋼製支承(ピボット、ピボットローラー支承)の水平載荷力に関する実験的研究、長谷川、前野、澤田、鶴野：土木学会第58回年次学術講演会概要集、-026, 2003.9.

討議 [ 米田昌弘 (近畿大学) ]

支承破壊後、橋軸方向に不安定になりませんか。また、新設橋梁に対する考え方はどのようなものですか。

回答

耐震補強工事において、既設のピボット、ピボットローラー支承に対して、セットボルト、サイドブロックの高強度なものへの取り替えを行っております。

また、取り替えられない支承の上査は材質 SCW49 を使用しており、この材質の伸びは20%程度であり、塑性変形能力を十分に有しているため、設計上で設定しているレベル2地震動では破壊までは至らないことを確認しております。

次に、座屈拘束ブレースの新設橋梁への適用には、全体システムとしての検討、部分的な検討および経済性など、種々検討が必要であると考えております。

論文題目：“2段鉄筋を有するRC橋脚の配筋合理化に関する実験的研究”

著者：玉置一清，永元直樹，三加 崇，春日昭夫  
掲載：Vol.51A, pp.879-884, 2005年3月

討議 [ 矢部正明 (榊長大) ]

剪断耐力を向上させることは、じん性を向上させることにもなる。その点を考慮すると、中間帯鉄筋の方が提案されている治具よりも優れているように考えられますが、如何でしょうか。

回答：

私も、中間拘束筋は、せん断耐力向上とじん性向上または主鉄筋の座屈防止を同時に付与するという点で、現時点では機能的な面において最も優れた構造部材であると考えています。計算上は、中間拘束筋の径を大きくしたり、間隔を狭めることで、より高いじん性を与えていくことが可能になりますが、施工現場では、それに伴い定着部の施工精度やコンクリートの充填に、より難度の高い配慮が求められることになり、それが十分でない場合、所定の性能を満足しないという場合も想定されることとなります。

本研究は、中間拘束筋の施工性の向上および施工品質の均一化を第一の目的として、中間拘束筋の代替品の開発に着手したものでありますが、現行のじん性設計において、中間拘束筋に課されている構造細目が仕様規定的であり、その照査手法が明確でないため、その改良、簡略化が困難であると考えました。

そこで、せん断耐力向上機構とじん性向上機構を切り離し、せん断耐力は部材周辺に配置された帯鉄筋のみで負担させるものとし、じん性向上とは、すなわち主鉄筋の座屈防止であると仮に定義し、主鉄筋座屈機構のみに特化した改造を実施することにより、まずは、その要求性能を明確にしようという試みで提案したのが本拘束治具です。

本実験のみでは、じん性向上または主鉄筋の座屈防止に対して、中間拘束筋に課される要求性能を十分に明確にするには至りませんでした。今後は、解析シミュレーション等の手法により、その要求性能を明確にした後に、本拘束治具の施工性の向上、経済性の向上を再度検討する予定にしています。

討議 [ 内藤英樹 (東北大学) ]

実橋脚に適用する場合には、橋脚高さ方向にどの程度の間隔で拘束治具を取り付けるのでしょうか。設置間隔が大きいと軸方向鉄筋の座屈抑制効果があまり期待できなくなり、一方で設置間隔が小さいと軸方向鉄筋の座屈後の破断を引き起こす原因になると考えられます。橋脚の靱性能を効果的に向上させるための条件(例えば、拘束治具の取り付け間隔等)について、ご教授下さい。

回答：

ご指摘の通り、配置間隔の最適化は最も重要な課題であると考えています。

施工性向上の観点からは、間隔は極力広げることが望ましく、今回の実験では、土木学会コンクリート標準示方書より、上限値である軸方向鉄筋径の1.2倍を採用しましたが、実橋脚に割り戻すと、道示の構造細目である150mmより、かなり大きな間隔を想定していることとなります。

計算上はじん性能が同じになるように、拘束筋を太径



にして間隔を大きくしたものと、細径にして間隔を小さくしたものとでは、実際には異なる性状を示すことが予想されますが、現時点では間隔の上限値以外に、これらに対する知見が得られていないのが現状であると考えています。また、間隔の上限値についても、現行道示の150mmについて、明解な照査手法の確立が必要であると考えています。

寸法効果といった問題も大きく、本来ならば実物大サイズでの橋脚模型実験を多数実施しないと、一概に結論を見出せる問題ではありませんが、当面は、本実験結果を詳細に分析し、それを再現できる解析シミュレーションを用いて、配置間隔の最適化について方向性を見出すことを検討しています。

論文題目：“軸力、曲げおよびねじりを同時にうける RC 部材の非線形挙動に関する実験的研究”

著者：浦川洋介，大塚久哲，竹下永造  
掲載：Vol.51A，pp.885-892，2005年3月

討議 [ 矢部正明 ( 榎長大 ) ]

今回対象とされた供試体では、ねじり耐力  $M_{tu}$  と載荷ねじりモーメント  $M_t$ 、曲げ耐力  $M_{bu}$  と載荷曲げモーメント  $M_b$  を比較したとき、どちらに余裕がありますか。

$$M_t / M_{tu} \quad \text{と} \quad M_b / M_{bu}$$

回答：

今回対象とした供試体では、曲げ側に余裕があります。ねじり耐力には、大別して斜め曲げ理論によるものと立体トラス理論によるものがありますが、本実験の供試体に関しては、コンクリートの実強度の違いにより若干異なりますが、ほとんどのケースにおいて  $M_{tu} < M_{bu}$  となっています。その比は、 $M_{bu} / M_{tu} = 1.0 \sim 2.5$  程度であり、特に軸力が作用する場合には  $M_{bu}$  が大きくなり、帯鉄筋間隔が大きい場合には  $M_{tu}$  が小さくなるため、 $M_{bu} / M_{tu}$  の差は大きくなります。したがって、載荷比率  $M_t / M_b = 1.0$  の場合、 $M_t / M_{tu} > M_b / M_{bu}$  となります。

討議 [ 北原武嗣 ( 関東学院大学 ) ]

純載荷でない場合の耐力劣化は、何故起こるのですか。

回答：

純曲げ載荷によっては、帯鉄筋にはほとんどひずみが発生せず、主鉄筋のひずみのみが増大するのに対し、純ねじり載荷においては、帯鉄筋、主鉄筋のどちらのひずみも増加します。今回の実験では、曲げとねじり

を同波長で載荷しており、複合荷重載荷時には、これらのひずみ・応力が同時に作用するため、その相互作用により純載荷時に比べ耐力劣化が生じると考えられます。

論文題目：“材料特性のばらつきを考慮した RC 橋脚の耐震信頼性評価”

著者：西田秀明，運上茂樹  
掲載：Vol.51A，pp.903-910，2005年3月

討議 [ 北原武嗣 ( 関東学院大学 ) ]

1. 破壊確率と安全係数の間にはどのような関係がありますか。
2. 破壊モードは何らかの方法で保証できるのですか。

回答：

1. 破壊確率と安全係数を一概に関係づけることはできませんが、一般には破壊確率を小さくするためには安全係数を大きくとる必要があります。ただし、全体の破壊確率にさほど影響を及ぼさない安全係数もあります。本論文の例ですと、せん断破壊に関する係数が、破壊確率に対してほとんど感度がありませんのでこれに該当します。
2. 様々な不確定性を考慮すると、破壊モードを確実に保証することはできません。しかし、一般にせん断耐力が曲げ耐力を上回る生起確率を大きくとることで、曲げ破壊型の損傷モードとなる確率は高めることができます。ただし、実際に破壊するのは、RC橋脚について言いますと、曲げ破壊、曲げせん断破壊およびせん断破壊及び残留変位に関する限界状態において、応答値(作用力)が許容値(耐力)を上回った時ですので、RC橋脚の損傷確率は、破壊モードの判定と各限界状態の判定からなる条件付き確率の和として表されます。従って、仮に曲げ耐力とせん断耐力の差が等しくても、耐力及び残留変位に対する各限界状態の生起確率が異なれば、曲げ破壊型とせん断破壊型の損傷比率は変わることになります。