

(23) 伸縮装置を考慮した桁間衝突解析による桁端部の損傷状況の推定

Damage estimation of steel box girder end for pounding girders considering with steel expansion joint

宮定龍司*, 梶田幸秀**, 大塚久哲***, 北原武嗣****

Ryoji Miyasada, Yukihide Kajita, Hisanori Otsuka, Takeshi Kitahara

*九州大学大学院, 工学府建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

**博(工), 九州大学大学院准教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

***工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

****博(工), 関東学院大学准教授, 工学部社会環境システム学科 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

Key words: pounding girders, expansion joints, impact analysis

キーワード: 桁間衝突, 伸縮装置, 衝突解析

1. 序論

将来の耐震設計は仕様規定型耐震設計から性能規定型耐震設計へと移行すると考えられ, 地震後の使用性(損傷限界)として, 災害復旧用の緊急車両の通行の確保が明記されると考えられる¹⁾. すなわち, 大地震時に橋桁と橋台, 橋桁同士の衝突が起きても災害復旧用の緊急車両の通行が確保されるかどうかを保証する必要がある. 阿部ら²⁾はすでに道路の段差や道路のギャップと, 車両の通行可能速度の関係から車両通行性の評価規準を提案している. しかしながら, 緊急車両の通行が確保されるかどうかの検討を行うためには, 写真-1や写真-2のような被災例をあらかじめ予測できる手法を開発しなければならない. そのためには, 桁端部に着目した衝突の数値解析が必要である.

橋台と橋桁や橋桁同士の衝突解析としてはいくつかの研究例が見られるが^{3), 4)}, 伸縮装置まで考慮しての衝突解析は行われていない. そこで本研究では, 鋼箱桁とコンクリート床版, そして伸縮装置からなる上部構造同士が衝突する数値シミュレーションを行い, 伸縮装置の有無や, 伸縮装置のモデル化の違いにより損傷状況にどの

ような変化が生じるかを確認した.

2. 桁間衝突解析の概要

2.1 解析モデル

本研究では, 汎用動的有限要素法プログラムLS-DYNAを用いて衝突解析を実施した.

コンクリート床板と鋼箱桁から構成される上部構造を詳細にモデル化した有限要素法モデルによる衝突解析を行い, 桁端部の損傷状況についての考察している. 解析に使用した実橋梁の概要については文献³⁾を参考にさせていただきたい. 図-1に対象橋梁の主桁端部における断面寸法を示す. 対象橋梁の上部構造は厚さ0.31m, 幅22.3mのコンクリート床板に, 幅5.04m, 高さ1.4mの鋼箱桁2つで構成されている. 本解析では, 図-1の点線部に示す車道部である鋼箱桁部およびその上部のコンクリート床版部分のみモデル化を行っており, 歩道部, 中央分離帯部は省略した.

モデル全体図を図-2に, 材料の物性値を表-1に示す. 橋長を100mと想定し, 上部構造重量は合計で5410kNである.



写真-1 伸縮装置の損傷



写真-2 段差による通行支障

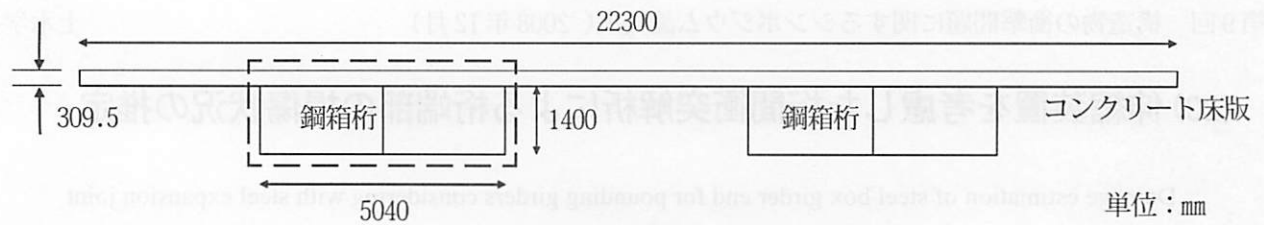


図-1 断面寸法

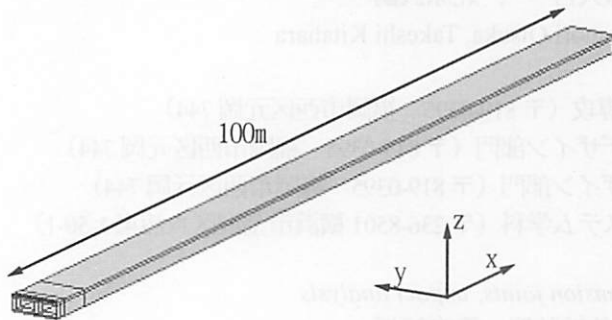


図-2 モデル全体図

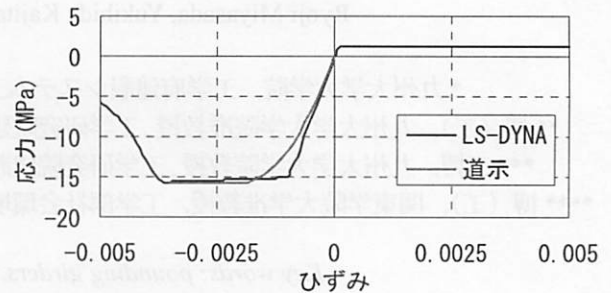


図-3 コンクリートの構成則

表-1 材料の物性値

	質量密度	ヤング率	ポアソン比	降伏応力	応力伝播速度
単位	ton/mm ³	MPa	-	MPa	mm/sec
コンクリート	2.50E-09	-	0.15	15.7	3.16E+06
鋼	7.85E-09	2.10E+05	0.3	235	5.17E+06

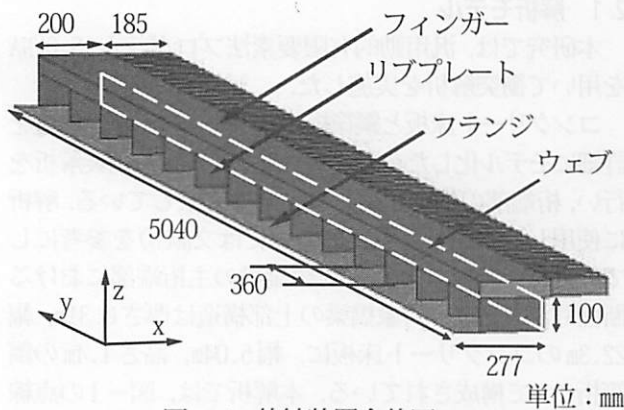


図-4 伸縮装置全体図

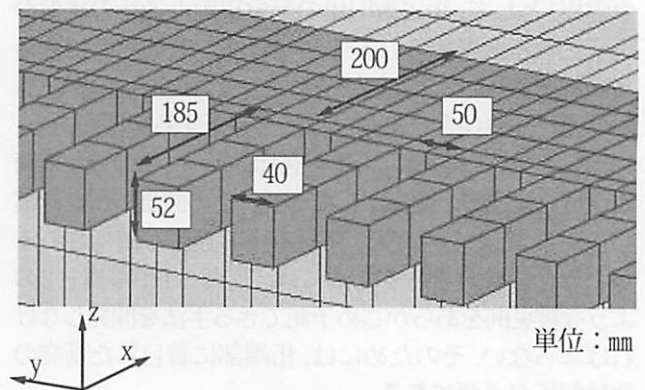


図-5 伸縮装置概要

コンクリート床版は8節点ソリッド要素を用いた。構成則を図-3に示す。圧縮側は道示Ⅲモデル⁵⁾とし、引張側については文献5)に規定がないので、圧縮側の最大応力の0.1倍を引張側の最大応力とし、引張力はその後一定とした。鋼箱桁はシェル要素を用いてモデル化し、材料構成則はVon Misesの降伏条件を満たす完全弾塑性型バイリニア型モデルとした。使用鋼材をSM400とし、降伏応力は235MPaである。なお、コンクリート床版と鋼箱桁部の上フランジは完全剛結とした。

2.2 伸縮装置

本論文では桁端部に伸縮装置を設けた上で衝突解析を行い、桁端部の損傷状況を把握することを目的としている。伸縮装置の種類については、大きく分けて、鋼製フィンガージョイント、ゴム系ジョイント、ビーム型

ジョイントと分類されている。本解析では伸縮量・耐久性が大きく、鋼橋で最も普遍的に用いられているとされる鋼製フィンガージョイントを使用した⁶⁾。

伸縮装置の全体図を図-4に、伸縮装置部位を拡大したものを図-5に示す。今回の解析では、伸縮装置中のフィンガー、ウェブ、フランジ、リブプレートのモデル化を行った。

伸縮装置の寸法については文献6)を参考にした。図-5に示すとおり、フィンガーの長さは185mm、厚さは52mm、控長は200mm、先端部の幅は40mm、根元の幅は50mmである。フィンガーには8節点ソリッド要素を用いた。ウェブ・フランジ・リブプレートは板厚を16mmとするシェル要素を使用し、各々を剛結している。幅については、ウェブが100mm、フランジが277mm、リブプレートは200mmとし、リブプレートの高さは100mm、隣接する

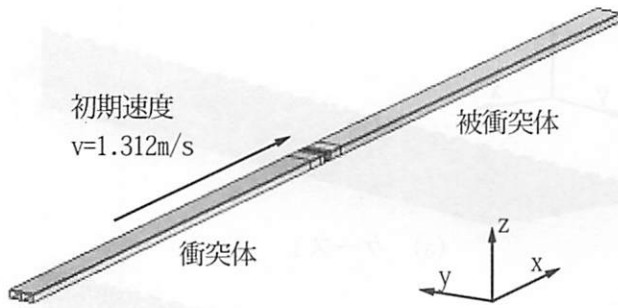
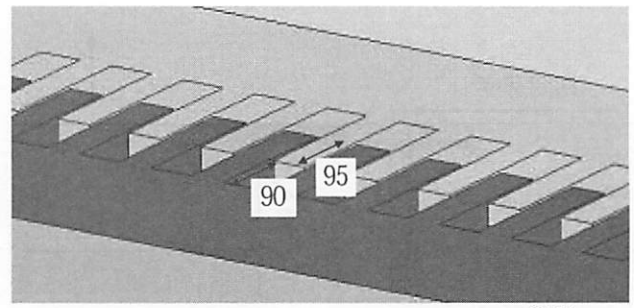


図-6 衝突概要



単位：mm

図-7 衝突部拡大図

表-2 解析ケース概要

解析ケース	伸縮装置	衝突部断面積(mm ²)	節点数	要素数
ケース1	フィンガー	262080	28598	32056
ケース2	フィンガー・ウェブ・フランジ・リブプレート	262080	32308	36424
ケース3	なし	1547500	32308	36664

リブプレートとの間隔は360mmとした。伸縮装置を構成する全ての材質は、SM400を想定し、降伏応力が235MPaの完全弾塑性体バイリニア型モデルである。

フィンガーとコンクリート床版の結合は、ボルト結合を想定し、粘着要素を使用している。粘着要素とは、引張力に対してある閾値までは線形バネと同様の挙動を示すが、一度閾値を超えると要素の剛性が0となり、二度と引張力には抵抗しない要素である。この要素は8節点ソリッド要素を使用し、入力値として法線方向の剛性にはアンカーボルトの引張剛性を、引張破壊の閾値にはボルトの耐荷力である800MPaを入力した。

2.3 衝突概要

衝突概要を図-6に、衝突部を拡大したものを図-7に示す。二つの上部構造を1つは衝突体、もう1つは被衝突体とし、衝突体に初期速度を与えて被衝突体に正面衝突させるものとする。文献3)によると、対象橋梁の全体系2次元骨組モデルの非線形時刻歴応答解析を行った結果、入力地震動 Type II - II - IIIにおいて桁端部における最大応答速度が1.312m/sとなることが確認されているため、解析における衝突速度は、この値を設定した。なお、図-7に示すように、衝突の際には、フィンガー同士の衝突が発生する。フィンガーの遊間は文献6)を参考に90mm、ラップ長は95mmとした。なお衝突は繰り返しを考慮せず、単一の衝突とした。

2.4 解析ケース

解析ケースの概要を表-2に示す。本論文では、伸縮装置のモデル化をより詳細に行うことにより、損傷状況の把握を行っている。また、伸縮装置をモデル化しない場合についても解析を行い、伸縮装置を考慮することで結果にどのような違いがでるのかを確認した。

ケース1の衝突部のモデル図を図-8(a)に、伸縮装置部を図-9(a)に示す。ケース1では伸縮装置のフィン

ガー部分だけをモデル化した。図-8(a)に示すように、コンクリート床版とフィンガー部の結合は、完全剛結にせず、先述の粘着要素を用いた。

ケース2の衝突部のモデル図を図-8(b)に、伸縮装置部を図-9(b)に示す。フィンガー部位に、ウェブ・フランジ・リブプレートを追加したモデルである。図-8(b)に示すように、ウェブ・フランジはコンクリート床版内に組み込まれていることから、解析ではコンクリートとの完全剛結にしている。

ケース3の衝突部側面図を図-8(c)に示す。ケース3は伸縮装置を考慮せず、コンクリート床版の端部同士が衝突するケースである。

3. 桁間衝突解析結果

3.1 衝突荷重について

各ケースにおける衝突荷重の時刻歴応答を図-10に示す。伸縮装置を設置したケース1およびケース2では、被衝突体のフィンガー部位に発生した衝突荷重を、伸縮装置を設置していないケース3では被衝突体のコンクリート床版に発生した衝突荷重を算出している。

まず、伸縮装置を設置したケース同士の最大値の比較を行うと、ケース1は8063kN、ケース2は8578kNとなる。伸縮装置を詳細にモデル化しても、衝突荷重はケース1の5%ほどしか大きくならないことが確認できた。衝突部と関係ない部位のモデル化を詳細に行っても、衝突部であるフィンガー部位は同じであること、さらに荷重に影響を与えるのはフィンガーの剛性が主たる要因であるため、モデル化の違いにより衝突荷重に大きな違いは現れなかったと思われる。

伸縮装置を設置していないケース3の衝突荷重は最大で13827kNに達することが確認できた。伸縮装置を設置したケースの約1.7倍の衝突荷重が発生していることがわかる。衝撃力は物体の質量、剛性、衝突速度、接触面

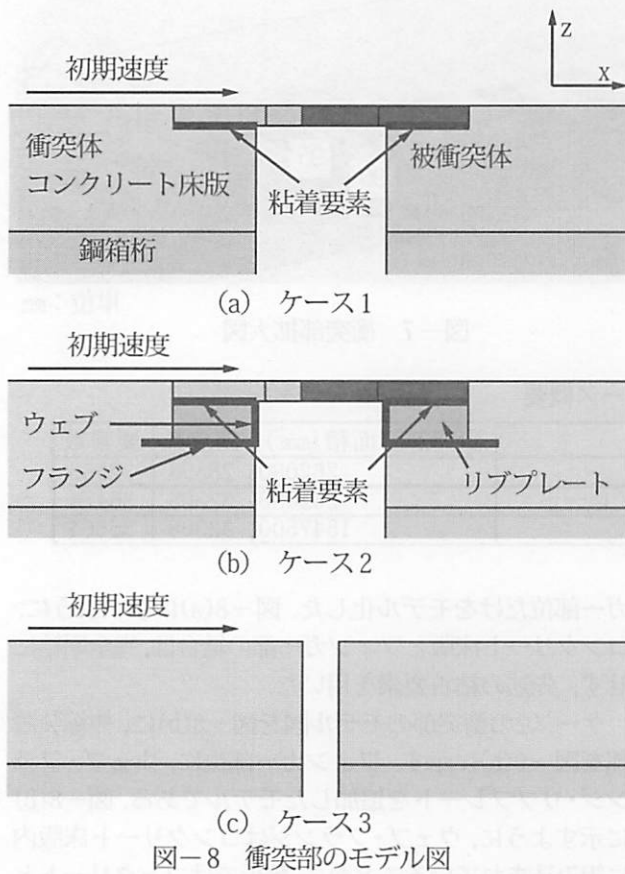


図-8 衝突部のモデル図

積に大きく依存する。ケース3はコンクリート床版同士が衝突することから、剛性はコンクリートの方が鋼より小さいが、ケース1およびケース2と比較して接触面積が6倍程度大きくなるため、衝撃力が大きくなったと考えられる。

3.2 コンクリート床版の損傷状況について

図-10に示した衝突荷重の最大時における、各ケースのコンクリート床版の橋軸方向の応力コンター図を図-11に、鉛直方向の応力コンター図を図-12に示す。コンクリート床版のコンター図については、両衝突体が同構造、同重量であるため、被衝突体のみを表示している。また、伸縮装置を設置したケース1およびケース2においては、コンクリート床版の損傷を把握するために、フィンガーおよびウェブ（ケース2）を非表示としている。

図-11では、橋軸方向の応力分布図を表示することで、コンクリートに発生する圧縮側の応力に注目した。伸縮装置を設置したケースでは、フィンガーの背面（図中の青い部分）において圧縮側の最大応力が発生することが確認できた。フィンガーで発生した衝撃力がその背面部位のコンクリート床版に伝播したためである。このことから、フィンガー背面のコンクリート床版に損傷が発生することが懸念される。また、伸縮装置をより詳細にモデル化しても、衝突直後の応力分布図には大きな違

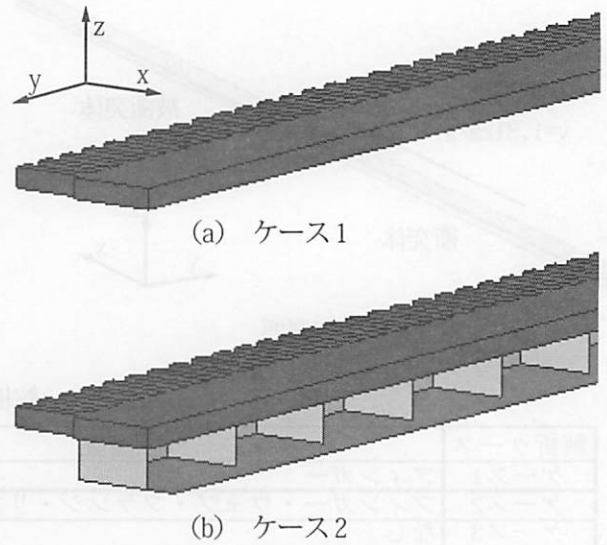


図-9 伸縮装置モデル図

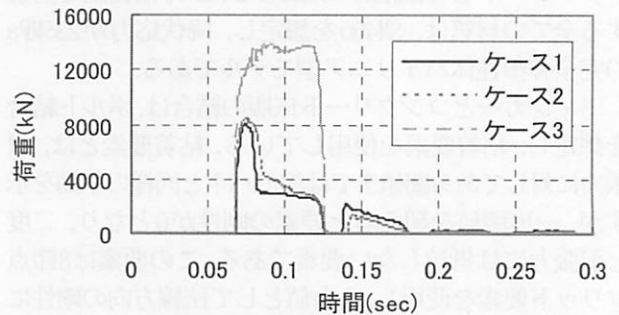
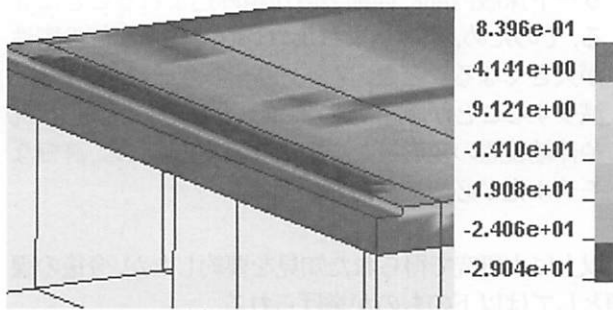


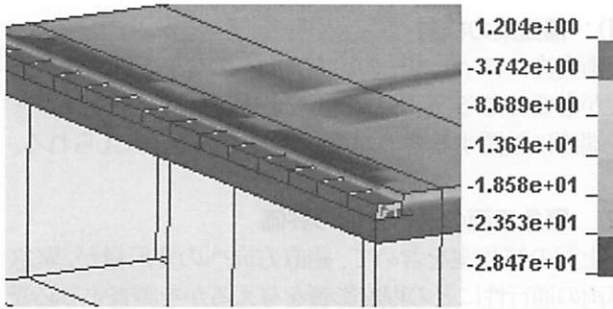
図-10 衝突荷重の時刻歴応答

いがないことが分かった。これは図-10に示したように、この圧縮応力に直接影響のある衝突荷重に大きな違いが現れていないためと思われる。伸縮装置を設置しないケース3では、コンクリート床版と鋼箱桁の接合部分において、圧縮側の最大応力が発生する。これはコンクリート床版と鋼箱桁を剛結したためである。

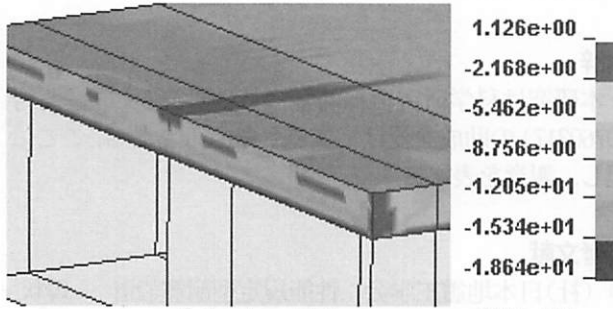
図-12に、鉛直方向のコンター図を示す。コンクリートに発生する引張側の応力について注目した。伸縮装置を設置したケースでは、フィンガーを設置した下部に、局所的な引張応力が発生し、引張側の最大応力に達することが確認できる。これは、フィンガーが衝突後に、鉛直上向き方向へと変形することによって、コンクリートが鉛直上向きに引張られるためと考えられる。また、伸縮装置を詳細にモデル化したケース2とケース1の比較を行うと、ウェブ・フランジ・リブプレートを設置した部位のコンクリートに発生している応力が小さくなることが確認できる。これはその部位のコンクリートの剛性が大きくなり、変形しにくくなるためである。ケース3では伸縮装置を設置しないことから、フィンガーの変形の影響がないため、コンクリート全面に引張応力が発生することはないが、一部で引張側の最大応力に達していることが分かる。



(a) ケース1



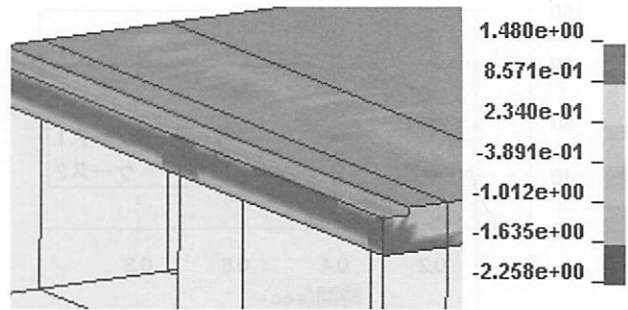
(b) ケース2



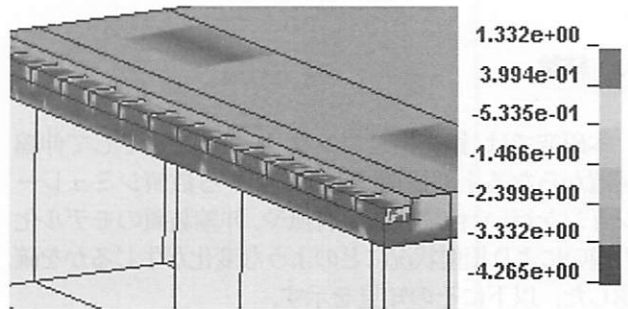
(c) ケース3

単位：MPa

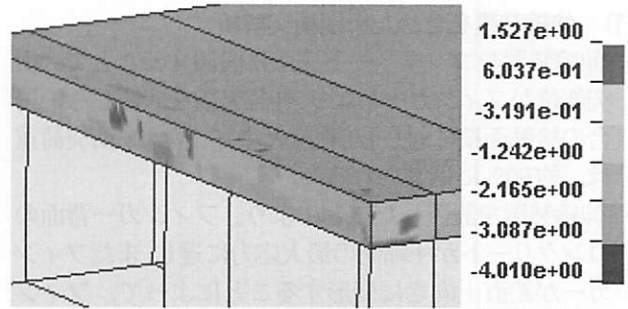
図-11 橋軸方向の応力コンター図



(a) ケース1



(b) ケース2



(c) ケース3

単位：MPa

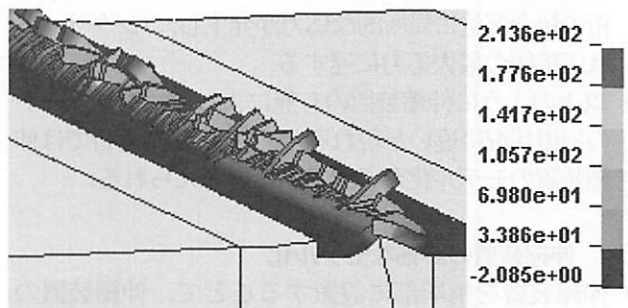
図-12 鉛直方向の応力コンター図

3.3 伸縮装置の変形について

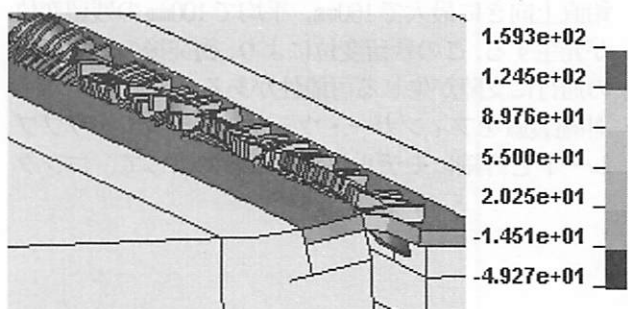
図-13に各ケースにおける伸縮装置の変形図を、図-14にフィンガーの変形量の時刻歴応答を示す。図-13においては、変形終了時の状態(1.0sec)を示している。また図-14に示す変形量とは、被衝突体の全フィンガー(5040mm/90mm=56個)の各鉛直方向の変形量の最大値を測定し平均化したものである。

図-13に示すように、ケース1では最大変形量が214mmであるのに対し、ケース2では最大で160mmとなっている。伸縮装置を詳細にモデル化することで、伸縮装置全体の剛性が高まった結果、フィンガーが変形しにくくなったと考えられる。

図-14に示すように、平均変形量の残留変位は、ケース1が120mmであるのに対し、ケース2が100mmと20%程度の減少が確認できたため、変形量を詳細に評価するには、伸縮装置の詳細なモデル化が必要であるといえる。また、各ケースとも100mm程度の変形が生じることで、緊急車両の通行性への影響が懸念される。



(a) ケース1 1.00sec時



(b) ケース2 1.00sec時

単位：mm

図-13 伸縮装置の変形図

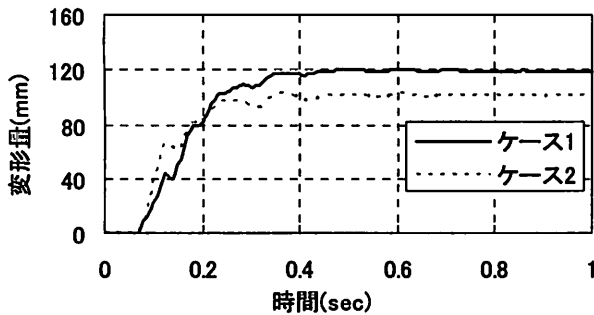


図-14 伸縮装置の変形量の時刻歴応答

4. 結論

本研究では、鋼箱桁とコンクリート床版、そして伸縮装置からなる上部構造同士が衝突する数値シミュレーションを行い、伸縮装置の有無や、伸縮装置のモデル化の違いにより損傷状況にどのような変化が生じるかを確認した。以下にその知見を示す。

(1) 伸縮装置を含めた桁間衝突解析

- 伸縮装置をコンクリート床版に設置することで、衝突部位がフィンガーとなり、伸縮装置を設置しない場合の接触面積に対し1/6程度と小さくなり、衝突荷重は、約60%に低減される。
- 伸縮装置を設置したことにより、フィンガー背面のコンクリートが圧縮側の最大応力に達し、またフィンガーが鉛直上向きに変形することによって、フィンガー下部のコンクリートが引張側の最大応力に達する。
- 伸縮装置を設置しない場合は、コンクリートと鋼箱桁の接合部位に局所的な応力が発生し、コンクリートは圧縮側の最大応力に達する。
- 以上のように伸縮装置の有無によってコンクリートの損傷状況に違いが現れるため、桁間衝突解析では伸縮装置のモデル化が必要であると考えられる。

(2) 伸縮装置の詳細なモデル化

- 伸縮装置を桁端部に設置することで、伸縮装置のフィンガー部が降伏した後、めくり上がりが発生し、鉛直上向きに最大で160mm、平均で100mmの残留変位が発生する。この残留変位により、衝突後の緊急車両の通行に支障が生じる可能性がある。
- 伸縮装置をフィンガー・ウェブ・フランジ・リブプレートと詳細にモデル化することによって、コンク

リート床版内部に伸縮装置が組み込まれることになる。そのため、組み込まれたコンクリート部位の剛性が大きくなることと、フィンガーの変形量が20%ほど減少することが確認できた。コンクリートの破損状況や伸縮装置の変形量を詳細に評価する際には、詳細なモデル化が必要であるといえる。

以上に本研究で得られた知見を要約したが、今後の課題としては以下のものが挙げられる。

(1) 補強案の検討

衝突後のフィンガーの鉛直方向への変形を抑える補強案が必要である。衝撃力を低減する緩衝材をフィンガー先端部に設置する等の対策が必要であると考えられる。

(2) 緊急車両の通行性能の評価

上記の補強案を含めて、鉛直方向への変形量が、緊急車両の通行性にどの程度影響を与えるかを調査する必要があると考えられる。

謝辞

本研究は科学研究費補助金（若手研究B、課題番号19760317）の助成を受けて実施したものである。ここに記し、謝意を表す。

参考文献

- (社)日本地震工学会：性能規定型耐震設計 一現状と課題一，鹿島出版会，2006.6
- 阿部雅人，藤野陽三，吉田純司，朱平：高架橋の3次元動的解析モデルを用いた桁間連結装置および車両通行性能の評価，土木学会論文集，No.773/I-69，pp.47-61，2004.10
- 大塚久哲，田中智行，竹村太佐，杉辰雄：有限要素法による鋼連続箱桁橋の桁端衝突解析，橋梁と基礎，pp.39-45，2002.12
- 玉井宏樹，園田佳巨，後藤恵一，梶田幸秀，濱本朋久：桁端衝突による橋台の損傷度評価および衝突ばね特性に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.53A，pp.1219-1226，2007.3
- (社)日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編，Ⅲ コンクリート橋編），同解説，2002.3
- (社)日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き，2005.4