

3次元動的解析による斜橋に添架された 通信管路被害の分析

熊田光伸¹，鈴木崇伸²

¹ 修(工学)，前田道路株式会社（前東洋大学大学院工学研究科環境・デザイン専攻 博士前期課程）

² 正会員，博(工学)，東洋大学工学研究科（〒350-8585 川越市鯨井 2100）

1. はじめに

日本の電気通信網は主としてNTTの所有する通信ケーブルにより構成されている。道路下に設置される管路設備に収容されたケーブルは河川横断区間では道路橋桁下空間の一部を占有した橋梁添架管路を通過する。この橋梁添架管路は設備数の多さから、橋梁種別に応じた設計は行われず、標準的な橋梁を想定した管路を組み合わせて構成されている。

橋梁の設計は、古くはヒンジとローラの単純ばり形式が標準であったが、道路交通量に合わせて橋が大型化していること、兵庫県南部地震後に耐震設計の地震動レベルが引き上げられたことを受けて、近年では弾性支承が多く使われるようになった。ある程度の変位を許容して橋脚に作用する地震力を低減できる効果が見込まれる。

道路橋が免震橋として設計された場合には、管路に大きな強制変位が作用し、破損の可能性が高くなることが懸念されたために、田中他¹⁾により実験・解析により伸縮性・可とう性の高い構造に変更することが提案されている。また大塚他²⁾は斜橋の振動特性に注目して、回転変位が橋の安定性に及ぼす影響の解析を行っている。橋梁自体の安全性は弾性支承の採用により向上するが、桁下に置かれるライフライン設備も橋梁設計に合わせて変更していく必要がある。

本研究は、2011年東北地方太平洋沖地震時に遠野市内の弾性支承で設計された斜橋に添架された通信管が破損した事例に注目して、3次元フレーム解析により斜橋の応答計算を行い、添架管路に作用する外力の評価を行っている。橋脚の振動方向と橋軸がずれるために、上部構造に回転変位が生じやすく、弾性支承部にせん断変位が発生しやすい。そのため従来から取り入れている軸方向変位に加えてせん断変位も考慮して設計することが望ま

れる。

2. 解析方法

(1) 既往の研究

大塚他²⁾は、反力分散支承を用いた斜橋の動的特性の解析をしている。図-1は斜橋の回転原理になる。水平地震動によって橋脚は弱軸方向に振動する。それに伴い上部構造が振動するが上部構造は平行四辺形であり、剛体の回転運動が発生する。上部構造の慣性力の合力 H_p の作用方向が、反力 H_r と偶力になり剛体回転が発生する。直橋であれば慣性力と反力が一直線状になり回転変位は生じにくい。大塚他は解析的に剛体回転の影響を評価し、落橋の危険性を指摘している。

落橋防止構造などを配備すれば橋の性能は向上できるが、桁下にライフラインの管路が添架されている場合、回転変位の影響により、被害が生じる可能性がある。通常の桁橋では温度伸縮と地震時の橋軸方向の振動変位を見込んで伸縮継手が採用される。ある程度の可とう性は見込めるものの、許容値以上のせん断変位が作用する場合には破損することになる。この影響を解析的に評価して、斜橋に添架された管路構造に作用する地震時外力を明確にする

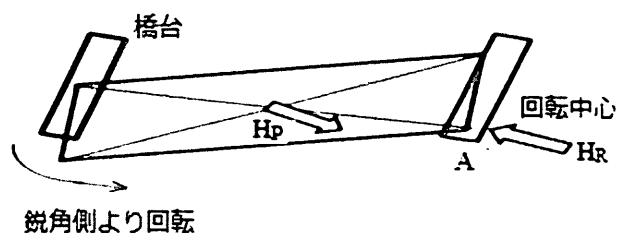


図-1 斜橋の回転原理

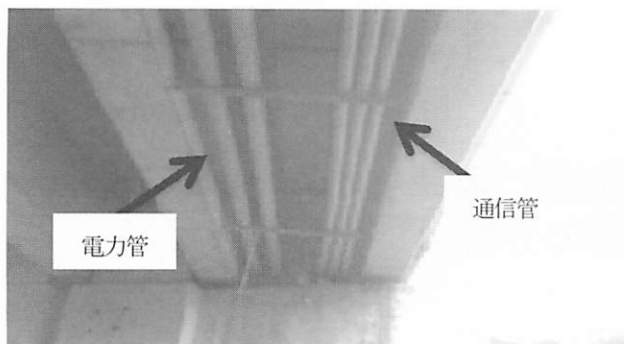
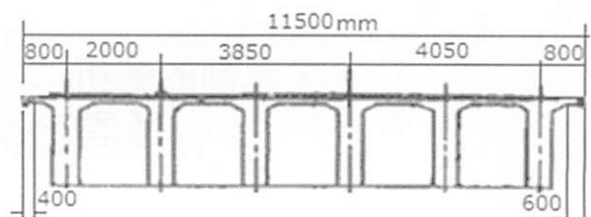
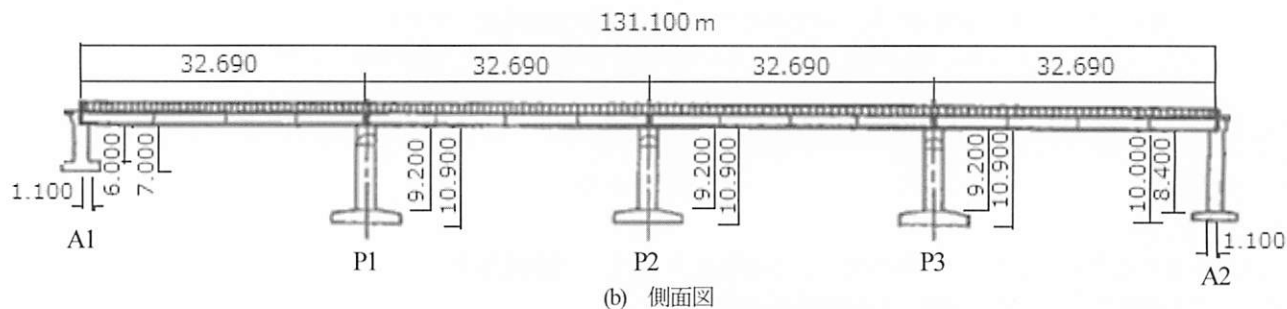


図-2 光興寺橋の添架管



(a)上部構造 断面図



(b) 側面図

図-3 光興寺橋図面

(2) 3次元非線形動的解析

3次元フレーム解析とは、土木・建築構造物の部位を1本棒に見立てたはり要素に断面を与え構造物の非線形挙動を解析する方法である。構造部材は、ある軸長さをもつ梁で近似され、2軸曲げを受ける部材となる。構造解析により最大変位、材料ひずみ、損傷レベル判定など行うことができる。

本研究で使用した線形3次元非線形解析ソフト Engineer's Studio (フォーラムエイト(株)) を使用する。ファイバー要素の機能として、形状関数に1次曲線を用いた、2節点アイソパラメトリック要素、Timoshenko梁理論に基づき、せん断変形の影響を考慮、要素長さ方向の曲率分布は一定。部材中央の1つのガウス積分点での剛性評価に基づき、ガウス積分により要素の剛性マトリクスを構築する。

(3) 基本解析モデル

2011年3月11日の東日本大震災で通信添架管が破損した、岩手県遠野市松崎町、光興寺橋を解析モデルとする。4径間のRC斜橋であり、支承に水平力分散支承を使用している。橋梁のスケールは橋長131.1m、支間距離32.69m、幅員11.5m、4径間のRC斜橋である。この橋の斜角は70度であり床板は平面図を見ると平行四辺形になっている。また、支承は水平力分散支承を使用している。図-3(b)は側面図、図-3(a)は上部構造正面図になる。添架管位置は図-2のように橋桁下部の空間に鋼材を設置して、硬質ビニル管を取り付けている。この斜橋を基本モデル

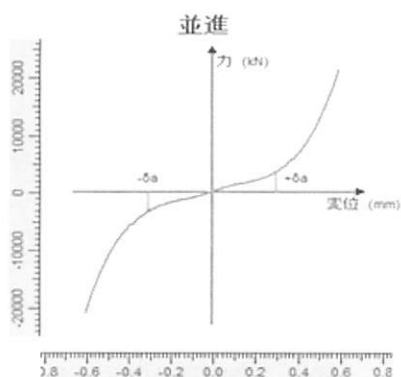
とし、斜角を90度から50度まで変化させた5ケースを作成しパラメータ分析を行う。また一般的なフレーム解析では橋桁どうしの衝突を解析できないため衝突ばねと呼ばれる衝突方向に変位が発生しないばね要素を桁間に配置し、斜角70度のモデルで橋桁間の距離を40mm、30mm、20mmと3パターンの解析を行っていく。

(4) モデルの作成

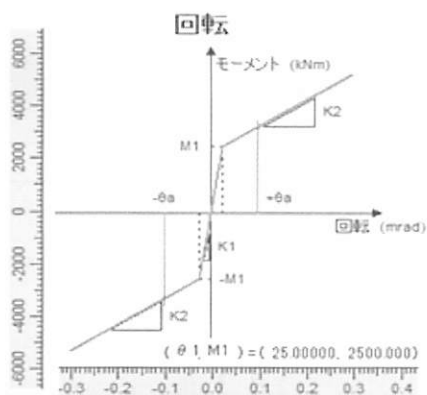
光興寺橋の3次元フレームモデルを作成する。作成時の注意点として、本ソフトでは地盤条件は入力することができないため境界条件としたフーチング部分を支点として固定する。

ばね要素は、ばねの特性を設定して破断強度や許容変位を決める。ばね要素のばね特性は、可能な限り支承に近い形にした。ばね特性は全部で並進方向X、Y、Zの3成分、回転方向X、Y、Zの3成分の6パターンを設定する。並進方向は支承に近づけるため、名古屋高速ゴム支承³⁾に設定する。ヒステリシスは図-4(a)に示す。Y成分は、通常のばね要素を設定すると、自荷重で上部構造が落下してしまうため固定とした。回転方向に関しては、ヒステリシスは図-4(b)のように、バイリニア対称として一定のモーメントを超えると回転が大きくなるように設定した。

完成したフレームモデル図は図-5(a)のようになる。T字型の片持ち梁が橋脚の傾きを表している。断面を与えモデルを表示すると図-5(b)になる。

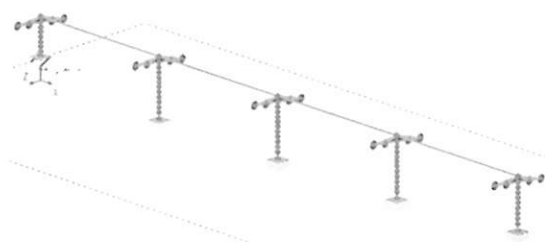


(a) 並進方向のばね特性

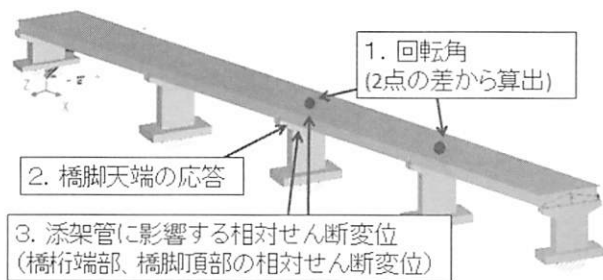


(b) 回転方向のばね特性

図-4 ばね特性のヒステリシス



(a) 3次元フレームモデル



(b) 断面を与えた3次元フレームモデル

図-5 3次元モデル

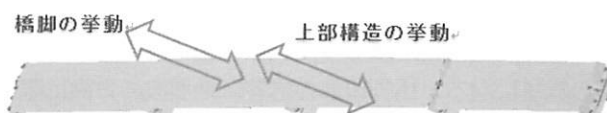
(5) 固有値解析

行う表しに採用したモードの固有振動数の計算結果を示す。図-7にモード形を示す。表-1より1次モードは、振動数2.732 Hz、固有周期0.366 sである。挙動として図-6(a)に示すよう、橋脚は橋脚方向へ、上部構造も同じ方

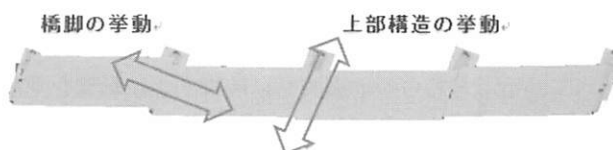
向にする。4次モードでは、振動数3.220 Hz、固有周期0.310 sであり、挙動として図-6(b)より橋脚は橋脚角度方向、上部構造は橋脚直角角度方向に挙動する。6次モードでは振動数3.288 Hz、固有周期0.304 sとなり、挙動としては図-6(c)に示すように橋脚は水平方向に回転し、上部構造は、それに伴い水平方向に回転挙動が生じている。

表-1 固有値解析結果

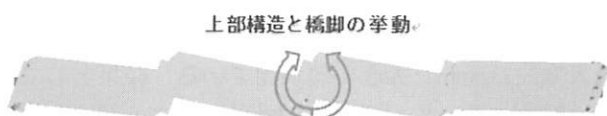
モード	振動数(Hz)	固有周期(s)
1次モード	2.732	0.366
4次モード	3.220	0.310
6次モード	3.288	0.304



(a) 1次モードでの挙動



(b) 4次モードでの挙動



(c) 6次モードでの挙動

図-6 モードごとの水平面内の挙動

3. 動的解析

(1) 計算方法

解析に使用した入力地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震時に岩手県遠野市で観測したK-NETのデータ(IWT013)を使用する。ダウンロードした地震動データは東西方向、南北方向、上下方向の3成分で表示される。この地震動データを橋軸方向、橋軸直角方向に変換し使用するため、東西方向、南北方向に10度傾け光興寺橋の架かっている橋軸方向、橋軸直角方向に変換する。各地震動の最大加速度は、橋軸方向438.4Gal、橋軸直角方向327.5Gal、上下方向205.1Gal。入射方法として、初めに橋軸方向、橋軸直角方向に分けて入力し解析を行い各方向の地震波が与える応答を分析する。その後、2011年東北地方太平洋沖地震時に遠野市内で実際に発生した、3方向の地震動を入力し被害分析をする。

斜橋において、斜角90°の直橋と異なると予想される

応答として、上部構造の回転挙動、橋脚応答、添架管に影響する相対せん断変位があげられる。

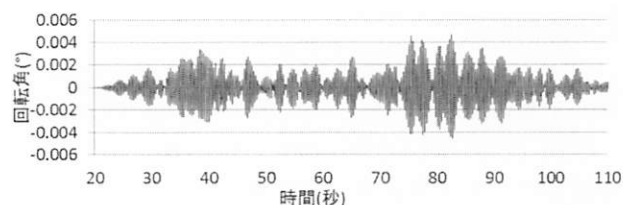
(2) 1方向の入力地震動の解析結果

1方向の地震動入力を行う目的として、地震動の加わる方向によっての斜橋の応答の変化、斜橋の基本的な応答を分析していく。P1, P2での回転角に注目する。回転角は橋桁の両端から算出した。0.01°は変位6.22mmに相当する。図-7に地震波ごとの時間毎の回転角を示す。橋軸方向地震波での最大回転角は0.0047°と小さく発生している。橋軸直角方向地震波では、最大回転角0.034°と約7.2倍になっている。

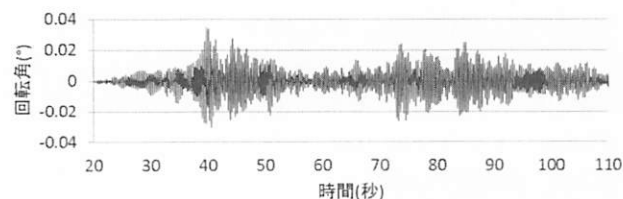
橋脚の応答の特徴として、橋脚の弱軸方向に挙動する。図-8は運動の概略図になっている。図-9は橋脚天場の応答の様子になる。橋脚頂部の応答は地震波の方向に限らず橋脚の弱軸方向に変位が発生した。橋軸方向地震波での橋脚頂部の応答は直線状になり、橋軸直角方向地震波では変位の挙動が丸みを帯びた。

この応答が上部構造に回転運動を与える原因の一つになっている。どちらの地震波も、橋脚向きに影響を受け変位が生じていることが分かる。この応答が上部構造に回転運動を与える原因の一つになっている。

添架管に影響する相対せん断変位に発生する変位は、図-10より、橋軸方向地震波では最大変位12.3mmと橋軸直角方向に影響を与えている。橋軸直角方向地震波では最大変位23.6mmと大きい値が出ている。結果として入力地震動に限らず、変位が発生した。これらは上部構造の回転挙動、橋脚の弱軸方向挙動により変位に影響を与えていると考えることができる。



(a) 橋軸方向地震波での回転角



(b) 橋軸直角方向地震波での回転角

図-7 各地震波での回転角の計算結果

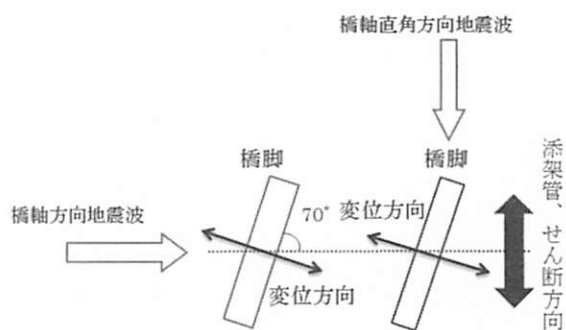
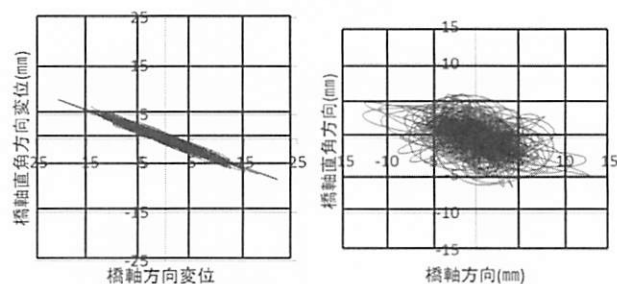


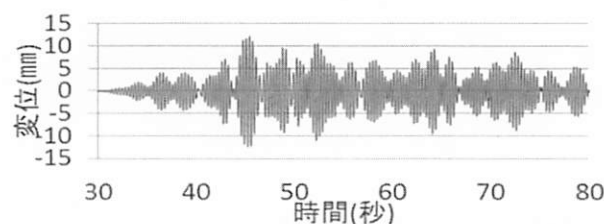
図-8 橋脚上部端の変位挙動



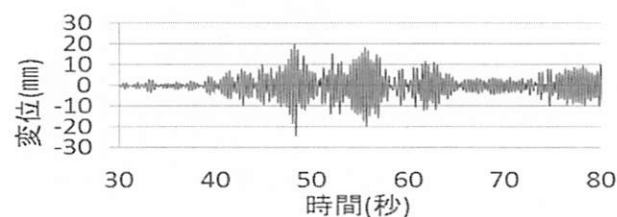
(a) 橋軸方向地震波

(b) 橋軸直角方向地震波

図-9 橋脚頂部の応答



(a) 橋軸方向地震波



(b) 橋軸直角方向地震波

図-10 斜橋の添架管に作用する橋軸方向変位

4. パラメータ分析

(1) 解析条件

同じスケールの斜角を10度ごとに90度(直橋)80度, 70度, 60度, 50度と変化させたモデルを作成し解析する。モデルを作る上での変更点は、上部構造断面の斜角と橋脚の設置角を条件に合うよう変更する。斜角を変化させたことでの橋梁の地震動での影響を分析していく。入力地震動は2011年東北地方太平洋沖地震時に岩手県遠野市で観測した地震動を3次元入力し使用する。

解析結果での注目する出力としては、上部構造の回転挙動、橋脚応答、添架管に影響する橋軸方向変位、添架

管に影響する相対せん断変位があげられる。結果から添架管被害が発生する橋桁と橋脚の橋軸直角方向相対変位により斜角ごと、どのような影響を受けるか分析していく。

(2) パラメータ分析・解析結果

数値化したものは表-2に示す。結果を比較し分析すると、回転角の最大値は斜角を振るごとに大きくなっていることがわかる。直橋である斜角90度の橋梁と、本研究で斜角を最も振った、斜角50度との結果を比較すると、最大回転角の差は0.091° 生じた。この差は斜角を変化させたことにより発生し、橋梁の挙動に影響を与えた回転角になる。

橋脚天端の応答の結果として、斜角の違うどの橋梁も橋脚の弱軸方向に挙動した。橋梁の斜角を振るごとに橋軸直角方向に変位が発生していくため、この応答が回転角を大きくさせた原因の一つだと考えることができる。

添架管に影響する相対せん断変位は、結果を比較し分析すると、相対せん断変位の最大値は斜角を振るごとに大きくなっていることがわかる。直橋である斜角90度の橋梁と、本研究で斜角を最も振った、斜角50度との結果を比較すると、最大相対せん断変位の差は29.3mm生じた。この差である29.3mmは斜角を変化させたことにより発生し、橋梁の挙動に影響を与えた相対せん断変位になる。

以上の結果から、斜橋は水平地震動の地震波であれば方向に限らず斜角に依存して、橋軸直角方向に相対変位が発生してしまうことが分かる。

表-2 斜角ごとの最大値比較

斜角	90° (直橋)	80°	70°	60°	50°
回転角の最大値(°)	0.003	0.016	0.041	0.073	0.094
最大相対せん断変位(mm)	29.2	32.6	40.1	53.7	58.5

5. 橋桁衝突

(1) 橋桁の衝突の概要

光興寺橋のモデル(斜角70°)で橋桁の衝突解析を行っていく。光興寺橋の橋桁間の距離は40mmであるが、実際地震が発生した時の橋桁間の距離は不明である。そのため桁間距離40mm、30mm、20mmと3パターンのモデルを作成し解析を行う。しかし、3次元フレーム解析では橋桁どうしの衝突は解析できない。そのため、衝突ばねを設置することにより擬似的な衝突の解析を行うことができる。衝突バネとは、衝突が発生しない限り作用しないばね要素になる。図-11に衝突ばねのヒステリシスを

示す。入力地震動は2011年東北地方太平洋沖地震時に岩手県遠野市で観測した地震動を使用する。

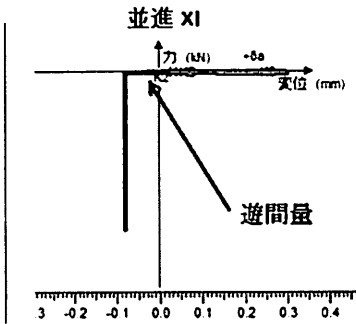


図-11 衝突バネ

(2) 橋桁衝突の解析結果

衝突を考慮しない光興寺橋(斜角70°)と橋桁間の衝突を比較し分析する。表-3を見ると、衝突を考慮したモデルの値は回転角、添架管に作用する相対せん断変位と伴に大きくなっている事が分かる。最も桁間距離の短い20mmのモデルと比較すると、回転角では、0.021° 差が出ている。添架管に作用する相対せん断変位では、24.11mmの差が生じている。図-12は最大変位時の衝突の変位の動きになる。

結果から、初めに回転角は衝突を考慮することで増加することが分かった。回転角が増加することにより相対せん断変位にも影響を与え変位が増加している。

表-3 衝突を考慮したモデルでの最大値比較

桁間距離	衝突なし	40mm	30mm	20mm
最大回転角(°)	0.041	0.047	0.055	0.062
最大相対せん断変位(mm)	40.1	51.79	58.23	64.21

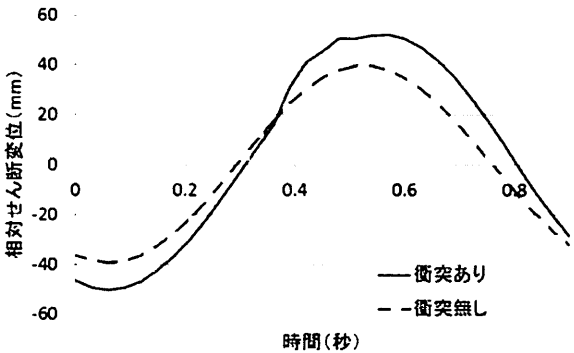


図-12 最大値でのせん断変位の比較

6. 添架管の耐震性評価

(1) 添架管の解析の概要

橋梁添架管被害の解析方法としては、橋梁添架管である硬質ビニル管のモデルを作成し橋軸直角方向に荷重を

与え破損するまで3次元フレームで解析を行う。解析結果から、破壊に至る変位量、断面の様子など分析し、これまでの結果から出た添架管に作用する相対せん断変位と比較し破壊判定を行う。

硬質塩化ビニル管は一般的にNTTで使用されている物を使用する。図-13に硬質塩化ビニル管の断面図を示す。内径80mm、厚さ5mm、ファイバー要素で作成するためメッシュを532分割する。モデルの全長は長さ14m、実際の橋梁添架管では2mごとに固定されているため支点を作り固定する。せん断破壊の解析を行うため荷重を加える左側の支点4点は上下方向のみ固定する。右側の4点の支点は、全方向に固定する。

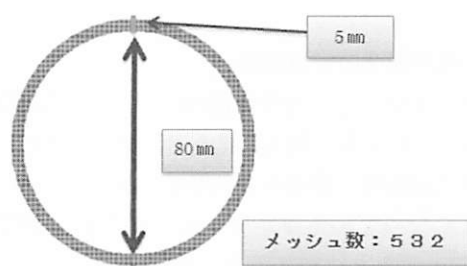


図-13 硬質ビニル管モデルの断面

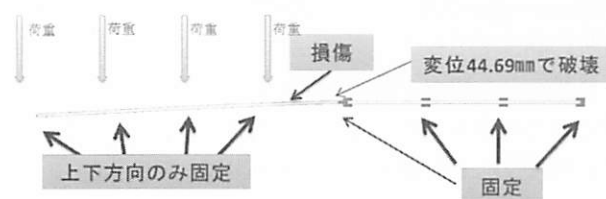
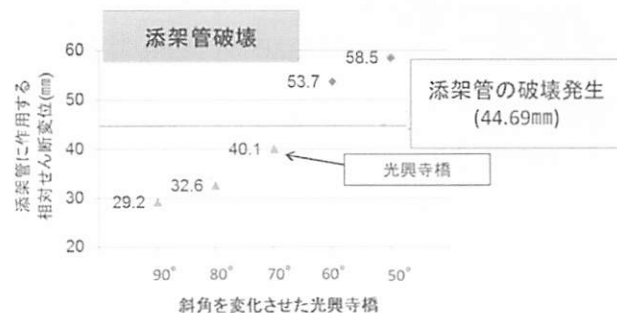


図-14 破壊時の全体の損傷図



(a) 斜角の変化した結果での破壊判定



(b) 桁間距離による破壊判定

図-15 添架管の破壊判定

(2) 添架管の被害の分析

図-14に添架管の変形解析結果を示す。解析結果から破壊に至ったのは固定してある支点の根元の位置になった。破壊時の強制変位は44.7mmになった。図-15は橋梁モデルの添架管に作用する相対せん断変位の結果をプロットした図になる。図中の水平線は添架管の解析の結果、破壊が発生した変位になる。この線を越えた、変位が発生したモデルは添架管が破壊したと考えられる。結果として、破壊に至ったモデルは、斜角60°、斜角50°、斜角20°桁衝突を考慮した、桁間距離40mm、30mm、20mmの5ケースになった。実際の橋梁は当然桁衝突が発生するため、橋梁添架管は破損すると考えられる。

7. まとめ

本研究では免震支承である、反力分散支障に見立てたゴム支障を使用した斜橋の3次元フレーム解析を行った。直橋では橋梁の回転挙動は発生せず、桁衝突を考慮しない斜橋の解析では斜角を振るごとに回転挙動が増加した。これは橋脚の弱軸方向への挙動に影響を受け発生したと考えられる。斜橋は橋桁衝突が発生すると回転挙動が発生する。また桁間距離を縮める事により回転挙動が増加する回転挙動が増加する事により、橋梁添架管に影響する相対せん断変位の値が増加する。以上の事から、弾性支承の斜橋に設置してある添架管に被害が発生しやすいと考えることができる。

通信用の橋梁添架管路は設備数の多さから、橋梁種別に応じた設計は行われず、標準的な橋梁を想定した管路を組み合わせて構成されている。橋梁の設計は、近年では弾性支承が多く使われるようになり、ある程度の強制変位を許容し地震力を低減できる効果が見込まれる。また斜橋として設計された橋梁は、振動特性として回転変位が発生する。この3つの要素が合わさることにより、本来は被害の発生しない地震動で光興寺橋は添架管の破損に至ったと考えられる。

謝辞

防災科学技術研究所 K-NET 強震記録を使用しました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 田中宏司, 鈴木崇伸, 岩田克司, 山崎泰司: 通信管路の免震橋梁への添架方法に関する研究, 地震工学論文集第30巻, 737-747, 2009年
- 2) 大塚久哲, 神田昌幸, 鈴木基行, 川上雅秀: 斜橋の水平地震動による回転挙動解析, 土木学会論文集No570, P315-324, 1997年
- 3) 名古屋高速道路非線形動的解析実施要領, 名古屋高速道路公社, 平成13年5月版, 平成15年10月版