

論文 福島県沖地震（2022 年）により被災した鉄道 RC ラーメン橋台（単層）の被害と分析

富田 直幹*1・田附 伸一*2・山根 大*3・安田 武道*4

要旨:2022 年に発生した福島県沖地震により損傷を受けた鉄筋コンクリートラーメン橋台の柱部材について、被災状況を調査し被害分析を行った。当該構造物は、比較的重量の大きい PC 桁を支持する起点方柱部材の下端付近において大きな損傷が発生し、PC 桁が沈下する被害が生じた。復旧は、鉛直方向の沈下は解消したが、水平方向に 100mm 程度の変位が残留した状態で復旧している。被害分析は三次元 FEA および二次元静的非線形解析により実施した。分析の結果、柱が曲げ降伏後にせん断耐力を超過し、大きな損傷が生じたこと、復旧後の性能評価では、残留変位は耐震性能に大きな影響はなく十分な耐震性能を有していることを確認した。

キーワード: 福島県沖地震（2022）、ラーメン橋台、二次元非線形静的解析、三次元 FEA、残留変位

1. はじめに

2022 年 3 月 16 日に発生した福島県沖地震（Mj7.4）により、東北新幹線福島駅～白石蔵王駅間では列車の脱線やラーメン構造物、電化柱が損傷し、全線運転再開までに 29 日を要した。

コンクリート構造物のうち、大きな被害が生じたのは図-1 に示す架道橋（PC 桁を支持する RC ラーメン橋台）である。終点方の 2P 橋台は PC 桁を支持する起点方の柱下端付近において大きな損傷が発生し、PC 桁が沈下する被害が生じた。2P 橋台の柱は 2028 年度までに耐震補強を完了する計画であったが地震発生時は未補強であった。なお、1P 橋台については耐震補強済であったため被害は生じていない。

本論文は、桁沈下を伴う被害が生じた 2P ラーメン橋台柱の被害状況を示した上で、解析的な被害分析から損傷の過程を明らかにするとともに復旧後の耐震性能を評価したものである。

2. 被害が生じた構造物の概要

2.1 架道橋諸元

当該架道橋の全体一般図を図-2 に示す。しゅん功は昭和 48 年 12 月で、2 基の RC ラーメン橋台と桁長 45.96m

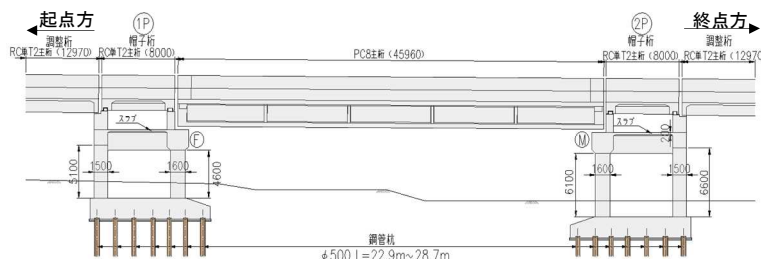


図-2 架道橋全体一般図

の PC 桁、桁長 12.97m の RC 調整桁および RC 帽子桁により構成される架道橋（直橋）である。PC 桁の支承条件は 1P 橋台が固定、2P 橋台は橋軸方向可動、直角方向固定である。なお、PC 桁および支承本体の損傷はなかった。

2.2 橋台諸元(2P)

橋軸方向、橋軸直角方向ともに単径間・単層のラーメン橋台である。構造図を図-3 に示す。柱 4 本を 2 本の横梁と縦梁にて剛結したラーメン構造である。横梁と縦梁の上部内面には厚さ 200mm のスラブが設置されている。基礎はフーチングを有する鋼管支持杭である。

主な諸元を以下に示す。なお、材料諸元は実構造物からサンプリングした材料試験結果の値である。

[構造諸元]

- ・柱本数：4 本
- ・柱幅（起点方）：線路方向 1.60m 橋軸直角方向 1.60m
（終点方）：線路方向 1.50m 橋軸直角方向 1.50m
- ・柱高さ（全柱共通）：6.10m
- ・軸方向鉄筋（起点方柱）：D32-32 本
（終点方柱）：D32-28 本

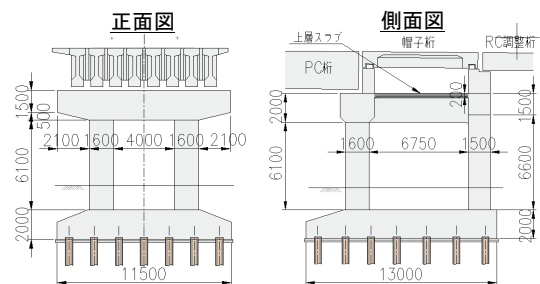


図-3 橋台構造図(2P)

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 修（工）（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター マネージャー 博（工）（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） 首都圏本部 東京土木技術センター （正会員）

*4 東日本旅客鉄道（株） 鉄道事業本部 設備部門 土木ユニット

- ・帯鉄筋(全柱共通)
D16-1.5 組@150 (柱上下端部より 1.5m の範囲)
D16-1.5 組@300 (上記以外の範囲)

[材料諸元]

- ・コンクリート圧縮強度：33.5 (N/mm²)
- ・鉄筋降伏強度 (軸方向鉄筋)：356 (N/mm²)
(帯鉄筋)：372 (N/mm²)

3. 柱の損傷状況

3.1 損傷の概要

図-4 にひび割れ図を示す。紙面の都合上、各柱の起点面および左面を代表して表記している。同図の1マスは500mm、かぶりが剥落している部分は黒塗りとしている。柱の損傷は重量の大きいPC桁を支持する起点方柱の基部に集中していた。一方、終点方の柱は軽微なひび割れ程度であった。

3.2 起点方柱の変位

橋台の変形は起点方柱の橋軸直角方向で顕著であった。起点方から見た、橋台起点方柱の移動量を図-5 に示す。この移動量は当該架道橋前後の未被災である1P橋台などの構造物を基準として測量により求めた被災前の当該橋台位置からの移動量である。

水平方向は右側に203mm移動しており、鉛直方向は左柱が133mm、右柱が208mmの沈下(左右高低差75mm)であった。なお、底版の沈下等は確認出来ず、杭の損傷による沈下は無かったと考えられる。

3.3 起点方柱の損傷状況

沈下量の大きい起点方右柱の基部起点面の損傷状況を図-6 に示す。なお、同図はコアコンクリートの損傷状況を確認するため、かぶりコンクリートおよび内部コンクリート片撤去後のものである。柱基部は、X 状のひび割れとともに、左上から右下に向かってコアコンクリートを貫通する卓越した斜めひび割れと斜めひび割れに沿って鉄筋が大きく湾曲している状況であった。

このことから地震による交番作用により曲げひび割れがX 状の斜めひび割れに進展し、その後、この斜めひび割れ面に沿って大きくずれたことで沈下に至ったものと考えられる。なお、起点方左柱も同様な損傷状況であった。

4. 柱の復旧

柱の復旧は損傷部のジャッキアップによりもとの位置に復位させたのち、鉄筋および断面修復を行う手順で実施し、その後、鋼板巻き耐震補強を行った。起点方柱の軸方向鉄筋の損傷部を切断・撤去した上でジャッキアップしたことで沈下は解消されたが、終点方柱の軸方向

鉄筋は切断せずに復旧したため、水平方向の残留変位(残留変位量100mm)が残り、軌道の通り整正にて対応した。残留変位による柱主鉄筋のずれは、切断された下側の主筋を適切な熱加工により直鉄筋にし、熱間押し抜き圧接により新鉄筋を継いだ。そして継いだ鉄筋をしならせて、上側主筋に添わせてフレア溶接継ぎ手により復旧した。

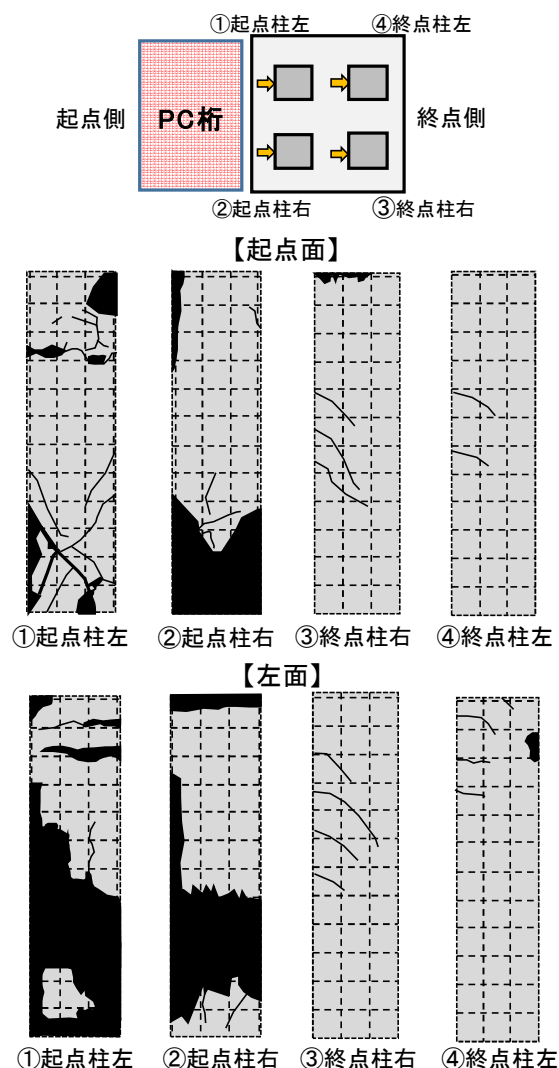


図-4 ひび割れ図(起点面・左面)

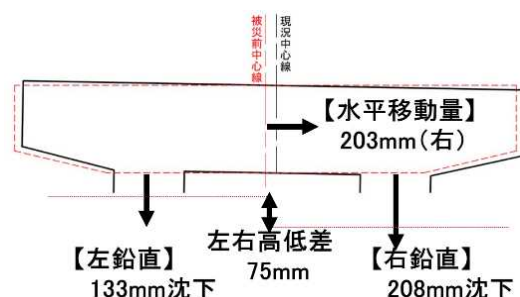


図-5 被災前の位置に対する移動量



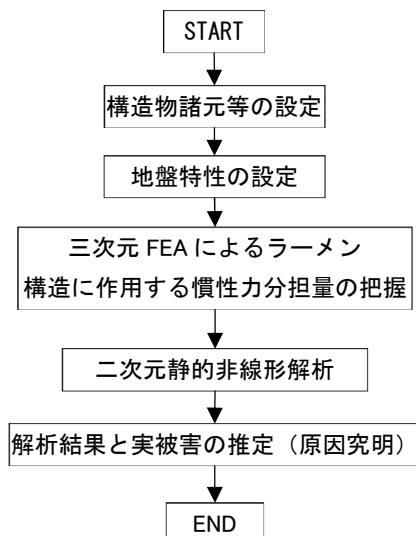
図－６ 起点方右側柱(コンクリート片撤去後)

5. 構造物の被害分析

5.1 解析概要

被害を受けた 2P 橋台について、損傷過程の解明および検証を行った。解析モデルは、実構造物の構造諸元および被災後に行った地質調査による地盤条件を反映した鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震標準）¹⁾（以下、耐震標準）に基づいたモデルとした。

図－７に解析フローを示す。当該橋台は PC 桁・帽子桁・調整桁が載荷されており、各桁の慣性力が起点方および終点方の橋軸直角方向へ作用した時の各断面方向への分担量を把握するために、はじめに三次元有限要素解析（以下、三次元 FEA）を用いた。被災復旧対応時における限られた時間での検討であったため、三次元 FEA は分担量の把握までとし、詳細な検討は二次元静的非線形解析で行う方針とした。



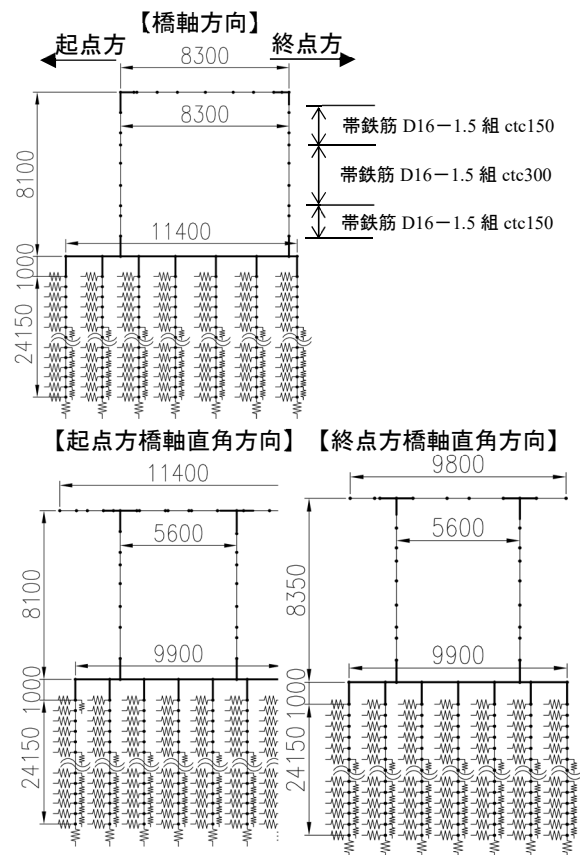
図－７ 検討フロー図

5.2 解析モデル

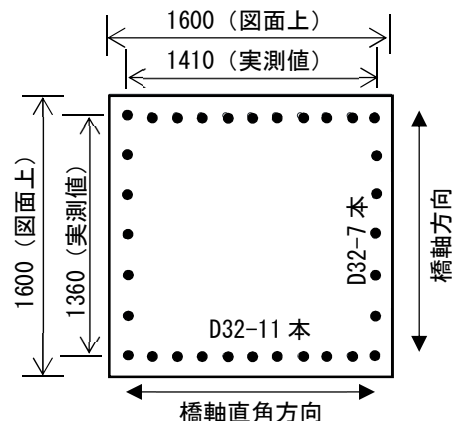
図－８に二次元・三次元解析共通の軸線寸法、図－

９に解析に用いた断面寸法を示す。なお、構造諸元および材料諸元は 2.2 橋台諸元に示した通りである。図－１０に三次元 FEA モデル図を示す。スラブは厚さ 200mm のシェル要素で分散び割れモデルとし、底版は弾性体ソリッド要素とした。梁・柱・スラブ接合部は剛体の線要素とし、梁・柱・杭は断面寸法を持った線要素とした。

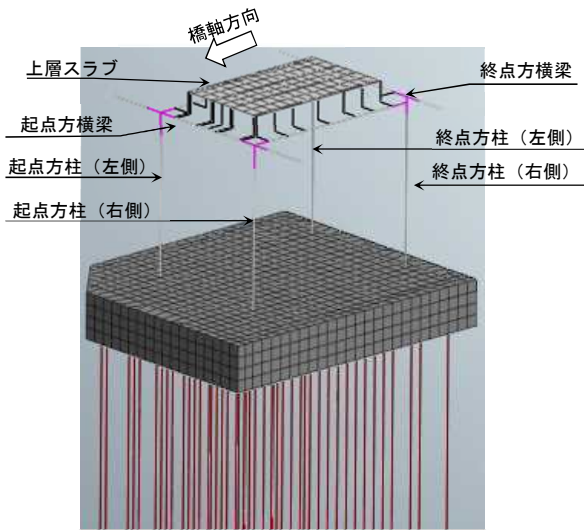
梁・柱・杭には軸力変動を考慮した降伏曲げ耐力（釣合軸力を超える場合は終局曲げ耐力）を設定し、降伏曲げ耐力に達すると 1/1000 勾配での剛性低下となるバイリニアの非線形部材とした。また、橋軸及び橋軸直角方向にそれぞれ二軸で軸力変動を考慮した非線形性を設定した。



図－８ 検討軸線図



図－９ 起点方柱断面図（損傷箇所）



図－１０ 三次元 FEA モデル図

地盤は節点バネ要素とし、地盤バネに関しては表－１に示す地盤定数を用いて、鉄道構造物等標準・同解説（基礎構造物）²⁾（以下、基礎標準）を参考として算出した。地盤抵抗特性については、杭周面の水平地盤抵抗特性 K_h は有効抵抗土圧による上限を抑えた非線形バイリニア型、杭先端の鉛直地盤抵抗特性 K_v は、降伏先端支持力 R_{ty} を上限としたバイリニア型、杭周面の鉛直地盤抵抗特性 K_{fv} は降伏引抜支持力 R_{fy} を上限としたバイリニア型とした。

表－１ 地盤定数（R4 ボーリング調査結果）

層区分	深度	γ	N 値	C	Φ	E
	m	kN/m ³		kN/m ²	°	kN/m ²
砂	9.45	16	4	17.7	0	17000
砂礫	11.1	18	23	0	35	51000
粘土	17.0	16	13	53.3	0	26000
砂	21.5	18	20	0	32	76000
粘土	24.5	16	50	313	0	240000
岩	支持層	19	50	0	35	480000

三次元 FEA モデルの橋軸直角方向へプッシュオーバー解析を実施した結果、橋軸直角方向の各柱への慣性力の分担率は表－２に示すような結果となった。PC 桁重量が約 23,600kN、帽子桁及び調整桁が 900kN/桁であり、PC 桁重量が支配的なため、起点方の分担重量が大きい結果となった。

なお、起点方橋軸直角方向の柱が $kh=0.325$ で降伏するため、その時点での分担率を使用することとし、二次元静的非線形解析では柱上端以上の荷重を起点方に 73%、

終点方に 27%考慮するモデルとした。後述する二次元静的非線形解析でも $kh=0.33$ で起点方橋軸直角方向の柱が降伏するため、妥当な値と判断した。

表－２ 橋軸直角方向ラーメン慣性力分担率

		起点方柱		終点方柱	
		山側	海側	山側	海側
総慣性力 ($kh=0.325$)	kN	2331	2217	896	810
	分担率	73%		27%	

二次元静的非線形解析（プッシュオーバー解析）では、橋軸方向および橋軸直角方向それぞれに対して、RC 部材は $M-\phi$ 関係（曲げモーメント - 曲率関係）で表現し、耐震標準に準拠した非線形特性を設定した。

地盤バネは、 $K-\delta$ 関係（荷重 - 変位関係）で表現し、基礎標準に準拠し、杭周面の水平地盤抵抗特性 K_h は有効抵抗土圧による上限を抑えた非線形バイリニア型バネモデル、杭先端の鉛直地盤抵抗特性 K_v は、降伏先端支持力 R_{ty} を折れ点とし、終局先端支持力 R_{tu} を上限とした勾配付きバイリニア型のバネモデル、杭周面の鉛直地盤抵抗特性 K_{fv} は降伏引抜支持力 R_{fy} を折れ点とし、終局引抜支持力 R_{fu} を上限とした勾配付きバイリニア型のバネモデルとした。

5.3 解析結果

図－１１、１２に橋軸方向、図－１３に起点方橋軸直角方向、図－１４に終点方橋軸直角方向の荷重と変位の関係、図－１５にモデル要素番号を示す。荷重は換算震度としており、 $kh=1.0$ の上部工や橋台自重の慣性力に対する比率である。

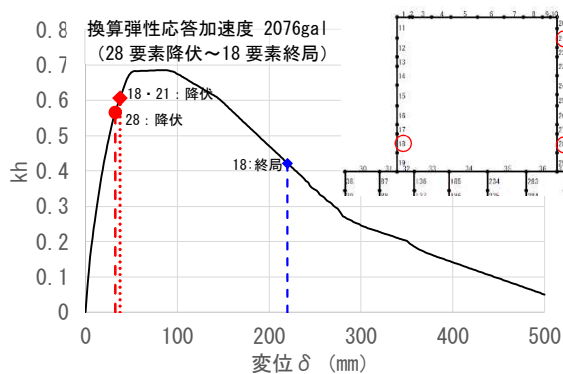
橋軸方向では、左右非対称のため２方向の解析を実施した。いずれの方向も、柱基部および柱上部が $kh=0.55$ 程度で曲げ降伏耐力を超過し、最大応答に至った。一方で、起点方橋軸直角方向では、①柱基部が $kh=0.33$ で曲げ降伏耐力を超過、② $kh=0.43$ で帯鉄筋のピッチが拡大している柱中央部がせん断耐力を超過し、最大応答に至った。なお、せん断耐力(V_{sd})は、せん断スパンの影響を考慮するために、既往の評価式³⁾により算出したコンクリートが受け持つせん断耐力(V_{cd})と柱の内部に配置したせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力(V_{sd})の和とした。

終点方橋軸直角方向では、柱基部が $kh=0.47$ で曲げ降伏耐力を超過し、最大応答に至った。表－３に各方向の柱の降伏およびせん断破壊に至る震度をまとめたものを示す。起点方直角方向の柱の降伏震度が最も低く、かつ柱のせん断破壊する震度よりも、橋軸方向の柱、終点方橋軸直角方向の柱の部材降伏震度のほうが大きい。このことから、直角方向の地震動に対して、起点方の柱がせん断耐力を超過し、柱部材の沈下が生じたものと考えら

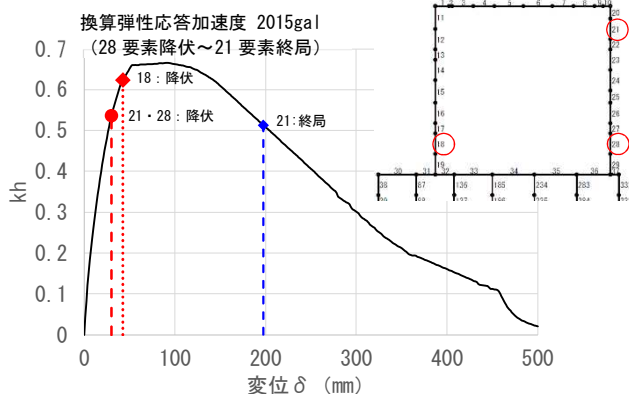
れる。以上から、2P 橋台は地震慣性力により、起点方柱の直角方向において、曲げ降伏後にせん断破壊に至ることが解析的に明らかとなった。この結果は先に述べた構造物の損傷状況とも整合する。

表－3 解析結果まとめ

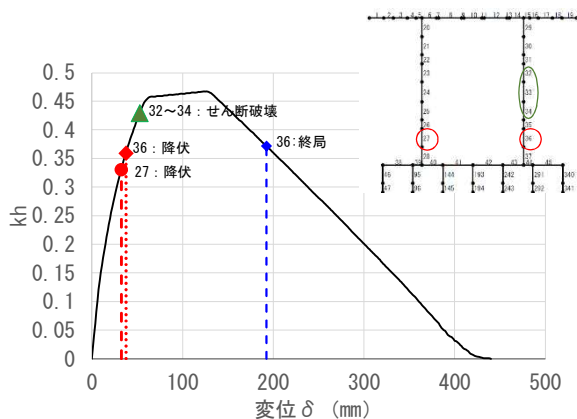
	降伏震度	せん断破壊震度	着目部位
起点方直角	0.331	0.429	柱
終点方直角	0.469	—	柱
橋軸←	0.536	—	柱
橋軸→	0.566	—	柱



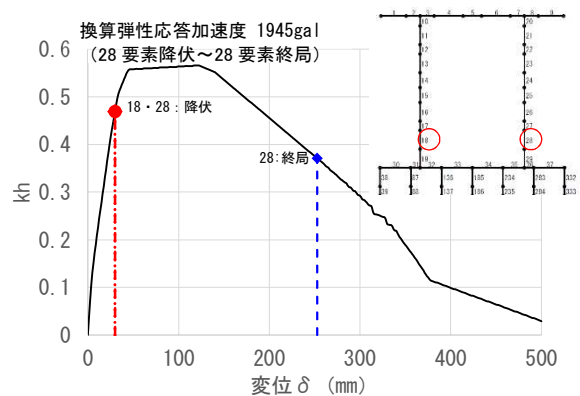
図－1 1 荷重変位関係（橋軸方向 終点方押し）



図－1 2 荷重変位関係（橋軸方向 起点方押し）

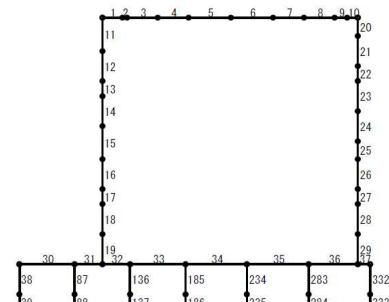


図－1 3 荷重変位関係（起点方橋軸直角方向）

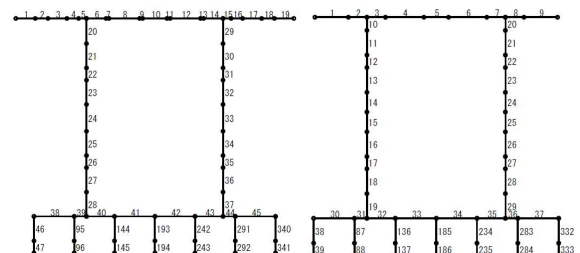


図－1 4 荷重変位関係（終点方橋軸直角方向）

【橋軸方向】



【起点方橋軸直角方向】 【終点方橋軸直角方向】



図－1 5 モデル要素番号

5. 4 構造物の被害原因の推定

線路直角方向の地震時応答において、2P 橋台起点方の柱が曲げ降伏した後に、せん断破壊に至る損傷を受けた可能性があることを確認した。このことから、当該橋台は、曲げ降伏後のせん断破壊が起因となり、起点方柱での損傷が生じたものと推定される。

6. 復旧後の性能確認

6.1 概要

4 で述べたように、2P 橋台の PC 桁載荷側では、約 100mm 程度の柱の残留水平変位による軸ずれを残して鋼板巻き補強を実施した。この変位が耐震性能に与える影響は小さく、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しない耐震性能を満足していることを確認して実施したものである。この耐震性能を確認するために、プッシュオーバーによる静的非線形解析にて検証した。解析モデル図を図－1 6 に示す。板厚 12mm の鋼板巻き補強を帯筋

換算により考慮した。また、復旧した主鉄筋の軸の傾き影響を考慮するため、柱上端から 2.5m の位置において骨組みモデルの軸線を 100mm 折り曲げた検討を、起点方橋軸直角方向に対して行った。

6.2 性能検証

解析結果を図-17に示す。結果には被災時の補強の無い状態の解析結果（図中の「無補強」）と、被災前に耐震補強が完了した想定での解析結果（図中の「軸ずれ無」）も示している。柱が軸ずれしたことにより、柱の降伏震度が $kh=0.331$ から $kh=0.326$ に落ち、柱の終局震度も $kh=0.354$ から $kh=0.334$ にやや落ちる結果となった。軸ずれが無い想定での柱の終局となる損傷レベル 4 到達までの換算弾性応答加速度⁴⁾が 1,547gal であったのに対し、軸ずれありの換算弾性応答加速は 1,500gal であり、その差は 3%程度で影響は軽微であった。大規模な地震に対しても構造物が崩壊しない既設構造物の耐震補強の性能として換算弾性応答加速度 1,500gal 程度以上⁴⁾を目標としており、今回の検証の結果、柱部材の残留変位を考慮しても目標性能を満足していることを確認した。

7. まとめ

2022 年の福島県沖地震で桁沈下を伴う被害が生じた RC 単層ラーメン橋台の柱の被害状況を整理するとともに、解析的な被害分析から損傷の過程および復旧後の耐震性能を評価した。検討の結果は以下のとおりである。

- (1) 比較的重量の大きい PC 桁を支持する起点方柱部材の下端付近において大きな損傷が発生し、PC 桁が沈下する被害が生じた。現地の損傷状況から桁沈下は起点方柱基部において、X 状の斜めひび割れが卓越・進展し、この斜めひび割れ面に沿って大きくずれたことで桁沈下に至ったものであった。
- (2) 三次元 FEA により、橋軸直角方向の荷重分担は PC 桁を支持する起点方柱で大きく、終点方柱で小さかった。その比率はおおよそ 7:3 であった。
- (3) 二次元静的非線形解析により、起点方直角方向の柱が曲げ降伏し、橋軸方向および終点方直角方向の柱の曲げ降伏に至る前に、起点方橋軸直角方向の柱がせん断破壊する結果となり、構造物の実被害と整合するものであった。
- (4) 本橋台は、起点方の柱が橋軸直角方向に 100mm 程度変位した状態で、鋼板巻き補強を実施した。この変位が耐震性能に与える影響は小さく、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しない既設構造物としての耐震補強性能も満足している。

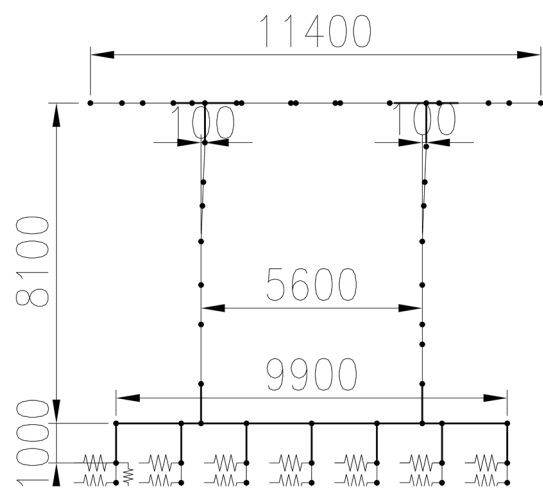


図-16 起点方橋軸直角軸ずれモデル図

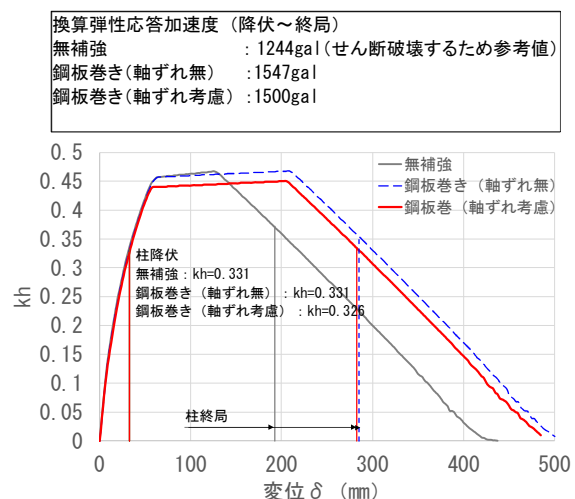


図-17 荷重変位関係（起点方橋軸直角方向）

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，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
- 2) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物），丸善，2016
- 3) 国土交通省鉄道局監修，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，2004.4
- 4) 石橋忠良，池田靖忠，菅野貴浩，岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集，No.563，I-39，pp.95-103，1997