

忠良4

新潟県中越地震における柱中間部を拘束された 鉄道ラーメン高架橋の被害検証

寅士良¹・渡邊 康夫²・津吉 毅³・石橋

 ¹東日本旅客鉄道株式会社
 建設工事部 構造技術センター(〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

 ²東日本旅客鉄道株式会社
 建設工事部 構造技術センター(〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

 ³東日本旅客鉄道株式会社
 東京工事事務所 工事管理室(〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-6)

 ⁴東日本旅客鉄道株式会社
 建設工事部 構造技術センター(〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-6)

 ⁴東日本旅客鉄道株式会社
 建設工事部 構造技術センター(〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

 ⁶座mail:tsuyoshi@jreast.co.jp
 ⁶上mail:tsuyoshi@jreast.co.jp

 ⁴東日本旅客鉄道株式会社
 建設工事部 構造技術センター(〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

 ⁶上mail:tsuyoshi@jreast.co.jp
 ⁶上mail:tsuyoshi@jreast.co.jp

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震において,上越新幹線の第三和南津高架橋の端部列柱がせん 断破壊に至った.当該高架橋下の環境は,散水消雪設備用機械の設備室として利用されており,機械荷重 を支持地盤へ伝達する鋼管杭を有する建物基礎が設置されていた.

本論では,地震による被害を報告するとともに2次元有限要素解析結果と被害状況を比較し,当該高架 橋の端部列柱をせん断破壊に至らしめた原因が建物基礎や埋め戻し土が柱中間部を拘束した点であること を検証した.また,建物基礎や埋め戻し土が高架橋の破壊形態に与える影響について解析により得られた 知見を報告する.

Key Words : The 2004 Mid Niigata prefecture Earthquake, Railway viaduct, Seismic Damage, Machine room base concrete, Interaction of soil and structure

1.はじめに

2004年10月23日17時56分頃,新潟県中越地方を震源と する新潟県中越地震(M6.8)が発生した.本地震により, 新幹線の脱線,トンネル覆エコンクリートの大規模な崩 落や高架橋柱の損傷等,鉄道施設に甚大な被害が発生し た.被害を受けた高架橋の一つである上越新幹線第三和 南津高架橋は,本震の震央位置から南東方向に約2km, その後の余震の震源域からも非常に近い位置にあり(図 -1参照),線路方向に対して端部列となる柱部がせん 断破壊に至った.

藤原

本論では,本高架橋の柱部がせん断破壊に至った原因 が,高架橋下が消雪機械設備室として利用され,土間コ ンクリート・支持杭・地中梁構造(以下,建物基礎と称 する.)により柱中間部を拘束した点であることを,被 害状況の観察結果と2次元FEM解析結果を比較し検証し た.また,埋め戻し土及び建物基礎が高架橋全体系の破 壊形態に与える影響について検討を加えたので,得られ た知見を報告する.

2. 第三和南津高架橋の被害状況

(1) 第三和南津高架橋の構造形式

第三和南津高架橋の構造および断面一般図を図 - 2に 示す.高架橋は,三径間の一層ラーメン高架橋で,基礎





形式は直接基礎である.

第三和南津高架橋の柱高さは,約8.0mで,柱高さの約 半分となる4.0m程度が埋め戻されている.

付近のボーリング調査結果から,GLより約5mの深さのN値50以上の砂礫層が,良好な支持層となっており,フーチング底部は砂礫層上に構築されている.

本高架橋の高架下の空間は,図-3に示すような構造 で,高架橋上の散水消雪用機械設備の入った消雪基地と して活用されている(写真-1).この消雪基地には, 厚さ約15cmの土間コンクリートが設置されており,さ らに機械設備の荷重が高架橋に伝達しないよう杭で支持 されている.杭は,径318.5mm,長さ約5.0mの鋼管杭で, 線路方向両側に約2.9m~約4.8m間隔で設置されている (図-2参照).

(2) 地上部における柱の被害状況

被害状況の模式図を図 - 4に示す.線路方向に対して 端部列の柱は全てせん断破壊しており,線路方向に対し て起点方中間列となる柱は曲げひび割れとかぶり剥落, 終点方中間列となる柱は曲げひび割れのみとなっている. 第三和南津高架橋の端部列柱がせん断損傷し,スラブが 沈下したため,高架橋上の軌道が大きく変形した(写真 -2).また,建築壁のパネルは,線路直角方向にブロ ック状に破壊した.

以下に,第三和南津高架橋の柱部分で見られた特徴的 な損傷の写真を列挙し,状況を報告する.





写真 - 1 消雪設備建築壁 外観





写真-3 No. 柱損傷状況写真

a) 柱No. (上り線側起点方端部列柱)(写真-3) せん断破壊しており,主筋が大きく曲がり,せん断補 強鉄筋がはずれていた.内部コンクリートもはらみ出し がみられ,損傷の卓越方向も明確に判断できないほど, 大きく損傷している様子が伺える.なお,同様の損傷は, 本高架橋の端部列の全ての柱に見られた.

b) 柱No. (上り線側起点方中間列柱)(写真-4)

ハンチ部の付け根部分でかぶりコンクリートが剥落し, 柱の45度方向に斜め方向に数mm程度のひび割れが発生 する損傷となった.端列と比較して,軽微な損傷であった.

(3) 土中部における柱の被害状況

柱が埋め戻し土により埋め戻されている部分について も,ひび割れ損傷の調査を行った.

図 - 4示すNo. の柱(下り線側終点方端部列柱)を対象に,柱基部まで掘削し,目視により被害状況を調査したところ,柱下端の隅角部にコンクリートの剥落や浮きが確認されたとともに,曲げひび割れも確認された.

柱は,埋め戻し土や建物基礎により拘束されているものの,地震により,地中部でも変形が生じ曲げ損傷が発生していた.仮に地上部の柱が先行してせん断破壊した場合,地中部の柱に地震時水平力が伝達されず,地中部



写真 - 2 第三和南津高架橋 軌道変状



写真 - 4 No. 柱損傷状況写真

の柱基部に確認されたような曲げひび割れは発生しない と考えられる.本点から,地震により地中部の柱基部で 曲げ損傷が発生した後に,地上部の柱でせん断破壊した ものと考えられる(写真-5).

3.2次元FEM解析による被害検証解析

今回は,被害現象の再現解析方法として,線路方向に 対しての端部列と中間列における柱の損傷の差異につい て検証するため,ひび割れ発生位置・幅・方向等が検証 可能な有限要素法による解析方法³³を採用し,2次元FEM 静的非線形解析を行った.



写真-5No. 柱基部損傷状況

(1) 解析モデル

解析対象は,第三和南津高架橋の線路方向に対して端 部列・中間列となるラーメンの2種類とした.

解析モデル図を図 - 5に示す.両解析対象モデルの相 違点は,端部列は横梁の高さが中間列と比較して高いた め,端部列の柱高さが中間列と比較して約1mほど低い 点,端部列の線路方向の主筋はD32であり中間列の線路 方向の主筋がD29と異なっている点である.なお,帯鉄 筋量は同一となっている.端部列・中間列の柱の配筋略 図を図 - 6に示す.また,解析に用いたコンクリート強 度や鉄筋強度は,実際の構造物から採取した鉄筋やコア により引張試験や圧縮強度試験を行い確認した値を用い ている.ただし,建物基礎のコンクリートや鋼管材の強 度は図面に記載されている値に基づき設定した.

3次元的なモデル化イメージを図 - 7に示す.解析モデルは2次元であるが,柱要素と建物基礎のうち土間コンクリート要素との間は柱幅のジョイント要素を設置し, 同座標において建物基礎幅全長から柱幅を引いた建物基礎部材を重ね合わせることにより,柱周囲の土間コンクリートは不連続,それ以外の土間コンクリートは連続体となるようモデル化した.なお,ここで使用したジョイント要素は,接触方向に大きな剛性を有し,剥離方向には剛性を有さない要素で,せん断抵抗についても,接触時のみせん断抵抗が生じ剥離方向には剛性を有さないよう設定している.なお,本解析では,各ジョイント要素に対して,接触剛性10.0kN/mm²/mm,剥離剛性0.1kN/mm²/mm, 式を取りた.

本解析は2次元解析であるため,解析上,構造物に対 し影響する地盤要素の奥行き幅を仮定する必要がある. 今回は,埋め戻し箇所の土部分の奥行き幅は,以下のよ うに仮定し設定した.フーチング上端以深の土部分の奥 行き幅は,フーチング前面・底面の実面積に接する埋め 戻し土の抵抗を考慮しフーチング幅とした.また,フー チング上端以浅は,柱の前面抵抗を負担する土部分の範 囲と考慮し,耐震標準¹⁾における杭の受動抵抗幅の考え 方に倣い柱幅の3倍と設定した.解析範囲横方向幅は, 文献²⁾に倣い地盤深さの5倍に設定し,側面の境界条件 は混合境界とした.

地盤要素のモデル化は現地における地震後のボーリン グ調査結果から,支持地盤より上部の土(フーチング下 端以浅)はN=5,支持地盤(フーチング下端以深)は N=50と設定した.なお,ボーリング調査の結果,フー チング下端までのN値が6-9程度の値が得られているが, 地震後に土間コンクリート下には空隙が観察されており, 地震発生前はボーリング調査時よりも地盤が緩かったこ とが想定されるため,多少小さめのN=5を解析に用いる こととした.また,地盤要素は,柱・建物基礎の支持杭







図 - 8 荷重条件図



図 - 9 荷重変位曲線



により縁が切れていると仮定し,柱・建物基礎の支持杭 と地盤要素の間には柱幅・建物基礎の支持杭幅のジョイ ント要素を設けている.

土間コンクリートおよび建物基礎の支持杭は,地震被 害調査から損傷が見られなかったため弾性要素としてお り,土間コンクリートの部材奥行き幅は高架橋の線路方 向の柱間隔とした.なお,上部工およびフーチングも, 地震被害調査から損傷が見られなかったことから弾性要 素としている.

(2) 解析方法

解析における載荷方法は,図-5の 印で示す箇所を 載荷点とし,水平方向に左から右へ0.2cm刻みの変位制 御により載荷した.なお,これ以降本載荷点における変 位を頂部変位と称する.今回の解析における解析プログ 表-3 各材料要素 諸元

	コンクリート 圧縮強度	鉄筋降伏 強度
	(IVmm)	(IVmm)
高架橋	39.4	359.9
土間 コンクリート	21	360
	鋼材降伏強度(N/mm²)	
鋼管杭	288	

表 - 4 土要素各諸元

	N=5	N=50
G_0 (N/mm ²)	42.62	258.90
$S_u (N/mm^2)$	0.039	0.244
E_0 (N/mm ²)	115.1	699.1
V _s (m/sec)	152.3	362.9
γ (kN/m ³)	18.7	20.3

ラムは, 岡村・前川らによって開発された『WCOMD』³⁾を用いた.

解析に用いたスラブ荷重,スラブ軌道荷重,桁反力の 荷重図を図-8に,各材料要素の諸元を表-3に示す.本 荷重条件は,新幹線高架橋の標準的な荷重条件である²¹. また,地盤要素の諸元はN値に基づき解析に必要なせん 断剛性やせん断波速度等を(1)~(4)式により設定した.

$$G_0 = 11.76N^{0.8} \tag{1}$$

$$S_{\mu} = G_0 / 1100 \tag{2}$$

$$E_0 = 2(1+\nu) / G_0 \tag{3}$$

$$V_s = 0.1 \sqrt{G_0 \cdot g / \gamma} \tag{4}$$

 G0
 : せん断剛性(N/mm²)

 Su
 : せん断強度 (N/mm²)

 E0
 : ヤング係数 (N/mm²)

 N
 : ポアソン比

 Vs
 : せん断波速度(m/sec)

 g
 : 重量加速度 (m/sec)

 γ
 : 単位重量 (kN/m³)

N=5, N=50で算出された各値を表 - 4に示す. なお, 土要素のせん断応力 - せん断ひずみ特性は大崎モデル ^{4),5)}を採用している.



(3) 解析結果

本解析により得られた荷重変位曲線を図 - 9に,両解 析対象モデルのひび割れ進展状況が急激に進行し,せん 断破壊に至ったと想定される変位時のひび割れ図を図 -10に示す.これらの結果から,端部列柱は,頂部変位 10.4cm,荷重約3250kNの時点で,上層梁と建物基礎の土 間コンクリート間の柱中間部でせん断破壊していると考 えられる.また,中間列柱も同様に頂部変位14.4cm,荷 重約2900kNの時点で上層梁と建物基礎の間の柱中間部 でせん断破壊していると考えられる結果が得られた.

端部列柱の斜め方向ひび割れが著しく進展する段階の ひび割れ進展図(頂部変位10.0 10.4cm)とその段階に おける中間列のひび割れ進展図を図 - 11に示す.この図 から中間列柱より,端部列柱が先行してせん断ひび割れ が進展する様子が伺える.

実際の地震時は,頂部変位が約10cm程度応答した時 点で損傷が端部列柱に集中し,構造物全体系が崩壊に至 ったため,中間列がせん断破壊に至るまでの応答はしな かったと考えられる.

また,本ひび割れ進展図は実際に観察された被害状況 に対して,端部列柱のせん断ひび割れの入る位置,埋め 戻し土中の柱下端に曲げひび割れが確認できる点,中間 列柱の柱上部での損傷等が表現されており,本解析は再 現性が高いと考えられる.

4.建物基礎と埋め戻し土が高架橋の破壊形態に 与える影響

前章では,第三和南津高架橋の周辺状況をモデル化し



図 - 14 Case3 におけるひび割れ図

た2次元FEM静的非線形解析により,当該構造物の端部 列柱が中間列柱より先行してせん断破壊に至ることを検 証した.ここでは,埋め戻し土や建物基礎の各要素の構 造物全体系への破壊形態に与える影響度を把握すること を目的とし,以下のようなケースの2次元FEM静的非線 形解析を行った.

解析ケースは,埋め戻し土の無い場合(Casel),埋 め戻し土のみが存在する場合(Case2),埋め戻し土と 土間コンクリートのみが存在する場合(Case3)の計3ケ ースである.

なお,比較検討に用いるモデルは,端部列のモデルを 用いている.各検討における載荷方法は,3章2項の静的 非線形解析と同様の載荷方法である.

(1) 埋め戻し土の無い場合 (Case1)

フーチング上から50cm以上の地盤要素・建物基礎要 素を削除したモデルにより解析を実施した.

頂部変位が10.4cmのひび割れ図を図 - 12(a)に,最大

荷重時のひび割れ図(頂部変位18.0cm)を図-12(b)に 示す.

埋め戻し土の無いモデルのひび割れ図は,建物基礎を 有したモデルにおける荷重低下時(頂部変位10.4cm)の ひび割れ図(図-11(a))と比較して,明らかに曲げひ び割れが卓越しており,曲げ先行破壊型であることが確 認できる.また,最大時におけるひび割れ図(図-12(b))においても,せん断ひび割れが卓越しておらず, 埋め戻し土が無ければ,本高架橋はせん断破壊しなかっ たと想定できる.

(2) 埋め戻し土のみが存在する場合 (Case2)

端部列モデルにおける埋め戻し土の影響を把握する解 析を実施した.頂部変位が10.4cmのひび割れ図を図-13(a)に,最大荷重時でのひび割れ図を図-13(b)に示す.

土で埋め戻したのみのモデルのひび割れ図(図-13(a))は,建物基礎を有したモデルにおける荷重低下時(頂部変位10.4cm)のひび割れ(図-11(a))と比較 して,柱中間部における拘束度が低下したことにより, 埋め戻し土の上の柱部位に生ずるひび割れが明らかに少 なくなっており,土で埋め戻されている範囲の柱部分に 曲げひび割れが大きく進展している.

また,最大荷重時におけるひび割れ図(図-13(b)) においても,埋め戻し土中の柱にもひび割れが進展して いる様子が伺える.

(3) 埋め戻し土と土間コンクリート部のみが

存在する場合(Case3)

埋め戻し土と土間コンクリート部のみが存在する場合 の影響を把握する解析を実施した.なお,土間コンクリ ートと地盤要素の間は摩擦を考慮しないジョイント要素 とした.

頂部変位が10.4cmのひび割れ図を図 - 14(a)に,最大荷 重時のひび割れ図を図 - 14(b)に示す.

埋め戻し土と土間コンクリートのみのモデルのひび割 れ図(図-14(a))では,建物基礎を有したモデルにお ける荷重低下時(頂部変位10.4cm)のひび割れ図(図-11(a))と比較して,土間コンクリートから上の柱部に 生ずるひび割れ状況が軽減しており,土で埋め戻されて いる範囲の柱部に曲げひび割れが多少進展する傾向が確 認できる.

また, Case3の最大荷重時のひび割れ図(図-14(b)) は, Case2の最大荷重時のひび割れ図(図-13(b))と比 較して土間コンクリートから上の柱部における斜め方向 のひび割れが多く見られることから, 土間コンクリート が柱中間部の拘束度を向上させている点が確認できる.



(4) 荷重変位曲線による比較

4章で実施した各ケースと3章で実施した端部列モデル の2次元FEM静的非線形解析の荷重変位曲線を図 - 15に示 す.

今回の第三和南津高架橋を対象とした解析の結果,荷 重変位曲線から判断して,建物基礎の効果は,頂部変位 に対する荷重応答を,埋め戻し土の無い場合(Case1) に対して,最大で約1.8倍にする効果があった.建物基 礎による荷重増加分のうち,埋め戻し土による増分が約 45%,建物基礎の土間コンクリートによる増分が約15%, 建物基礎の支持杭による増分が約40%となった.なお, この値は3章で実施した埋め戻し土と支持杭を有する建 物基礎により柱中間部を拘束された場合の解析による荷 重変位関係において荷重が最大になる変位(頂部変位 9.8cm)における荷重値の比較である.

本結果により,埋め戻し土と建物基礎の支持杭が,高 架橋の破壊形態に大きな影響を与えることが考察できる.

5.まとめ

新潟県中越地震により被災した柱中間部を建物基礎に より拘束されている第三和南津高架橋の被害検証解析を 行った結果,以下の知見が得られた.

- (1) 消雪設備用の土間コンクリート,支持杭,柱部埋め 戻し土により柱中間部を拘束された高架橋が地震に よりせん断破壊に至った現象が,2次元FEM解析に より検証された.
- (2) 高架橋の端部列柱がせん断破壊した実現象が,端部 列と中間列の2次元FEM解析において端部列が中間 列に先行してせん断破壊する結果より検証された.
- (3) プッシュオーバー解析において,柱中間部を建物基礎・埋め戻し土により拘束された場合に得られる端部列の最大荷重は,建物基礎・埋め戻し土により拘

束されない場合に得られる端部列の最大荷重に対して,約1.8倍となった.

(4) 比較解析の結果,埋め戻し土,支持杭,土間コンク リートの順に高架橋の破壊形態に与える影響度が高 かった.プッシュオーバー解析により得られる端部 列の最大荷重増加分のうち,埋め戻し土は約45%, 支持杭が約40%,土間コンクリートが約15%負担し ている結果となった.

謝辞:本論文を執筆するにあたり,検証解析につきまして,東京大学前川宏一教授に数多くの有益な御助言を いただきました.ここに記し,感謝の意を表します.

参考文献

- 3) 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,pp.142 - 150,2004.4
- 2) 土木学会:コンクリート技術シリーズ 阪神淡路大震災の 被害文責に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法 の検証 解析手法の適用と比較 - ,土木学会, pp19 - 23, 2002.12
- 3) 岡村甫,前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成 則,技報堂,1991.5
- 4) 土木学会:コンクリートライブラリー114 2003年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害解析,丸善, pp.A16 - A17, 2004.11
- Maekawa,K., Pimanmas,A. and Okamura,H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Chapter 4 Nonlinear soil-structure interaction, Spon Press, 2003

(2007.04.06 受付)

An Analytical Study for a railway viaduct whose columns bound with building base damaged by The 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake

Torajiro FUJIWARA, Yasuo WATANABE, Takeshi TSUYOSHI and Tadayoshi ISHIBASHI

The column at end of the Joetsu Shinkansen railway viaduct (whose name is The 3rd WANATSU viaduct – rigid frame structure) reached a shear collapse after yielding of main reinforcement in The 2004 Mid Niigata prefecture Earthquake.

The space under the Rigid Frame Structure was used as a snow melting machine room, so that the base concrete which has underground beams and steel tube piles for supporting machine weight existed.

This paper says that the main reason why the column reached a shear collapse was binding the middle point of the colomn with the base concrete and backfilled soil, reporting acutual damaged situation and analyzing the structure by using 2-D FEM method.

And, we report the influence of the base concrete and the backfilled soil to column collapse mode from the result of some parametric studies.