

新幹線高架橋に近接、並行する道路高盛土の地震時影響解析

(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 北陸新幹線第二建設局 正会員 ○金子 伸生
 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 北陸新幹線第二建設局 正会員 山崎 貴之
 パシフィックコンサルタンツ株式会社 正会員 池端 文哉

1. はじめに

北陸新幹線糸魚川大和川高架橋工区の周辺に国道8号バイパスが、本高架橋と約380m間にわたって近接・並行し、その区間の道路構造は高さ7m程度の盛土構造として設計されている。

現在のところ本高架橋は既に着工しているが、道路盛土は平成22年度以降に工事が予定されている。

本高架橋区間の地質はN値10程度の沖積粘性土が表層9m下からおよそ14m程度堆積しており、8号バイパス盛土に起因する地震時の地盤における側方移動による新幹線高架橋への影響が懸念された。

本稿では、道路高盛土を考慮した新幹線高架橋の耐震性能について、2次元弾塑性FEMによる時刻歴動的解析法を用いて照査した結果を報告する。

2. 本高架橋の構造とバイパスとの近接程度

道路盛土と近接している区間の本高架橋の構造は場所打ちRCくいを基礎とするラーメン高架橋である。本高架橋と道路盛土の位置関係を図-1に示す。

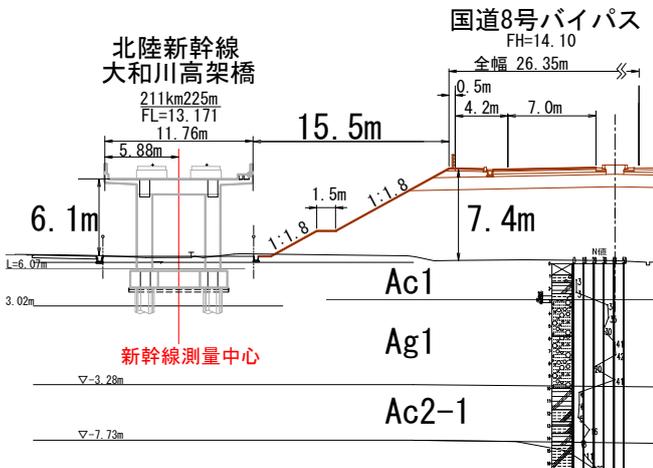


図-1 大和川高架橋と国道8号バイパスの位置関係

3. 本解析における地盤の動的解析

地震時の道路高盛土を含めた本高架橋周辺地盤の挙動(変形)が本高架橋にどのような影響があるのかを解析するため時刻歴動的FEM解析法を採用した。

今回の耐震性能の照査方法を図-2に示す。

4. 時刻歴動的解析法の諸条件

4.1 解析ステップ

本解析では次のようなステップで解析を実施した。

- ①L1・L2地震(SP I・SP II)時の地盤の応答値を時刻歴動的FEM解析法で算出する。
- ②①で得られた地盤変位を高架橋設計時のフレーム

解析モデルに反映し、基礎構造の耐震性能及び高架橋軌道面の変位量を評価する。

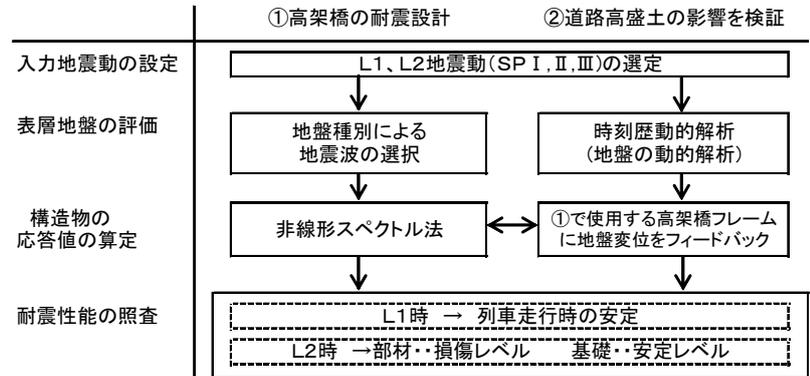


図-2 耐震性能の照査フロー

4.2 モデル化諸元

(1) 検討断面

検討断面はH=7.4mの盛土(211km232m)と新幹線高架橋が最も近接する断面を解析することにした。

(2) 対象地盤

検討断面に対して近傍の地質調査等の結果をもとに土層構成及び各土質定数を設定した。

(3) 非線形モデル

(3-i) 地盤の変形特性

G/Gmax ~ γ 関係について本解析では鉄道総研式を採用した。(式-1) この式はモデル実験結果によるものであり、地盤の拘束圧、その他各物性値は地盤材料ごとに与えられている。

$$G/G_{max} = 1 / (1 + \alpha \cdot \gamma^\beta) \quad \text{式-1}$$

h ~ γ 関係は安田・山口の式(式-2)を採用した。σ'm は平均有効主応力であり、C1, C2, は各ひずみ量によって提案されている。

$$h = (C_1 + C_2 \cdot \log D_{50}) \cdot (\sigma'_m / 100)^{(D_1 + D_2 \log D_{50})} \quad \text{式-2}$$

(3-ii) 履歴モデル

本解析では、小~大ひずみ領域での変位と加速度の両方を考慮している修正GHEモデルを採用した。

(4) 解析モデル

本解析の対象となる高架橋の横幅は11.76mで杭長が37.5m、盛土幅がGLで約56mである。解析モデルは幅がW=200m、深さは基盤層として想定している32mに設定した。モデルの接点数は2,532、要素数は2,398である。境界領域は粘性境界として、速度比例型のダッシュポッドにより波動逸散波を吸収可能にした。

4.3 入力地震動

入力地震動波形は、設計標準で提案している L1地震動、L2地震動(SP I・SP II)の3波形を用いた。(微小時間 $\Delta t=0.01(s)$) L2 地震動スペクトル II (基盤入力用)の入力波形を図-4 に示す。

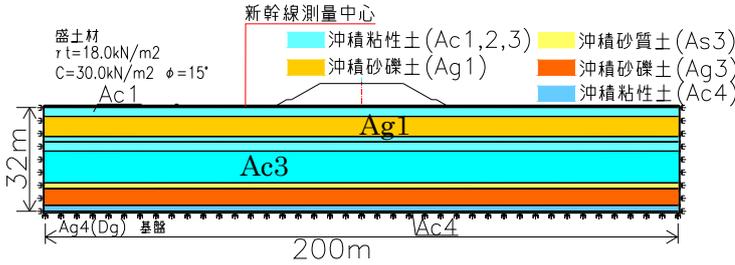


図-3 設計モデル

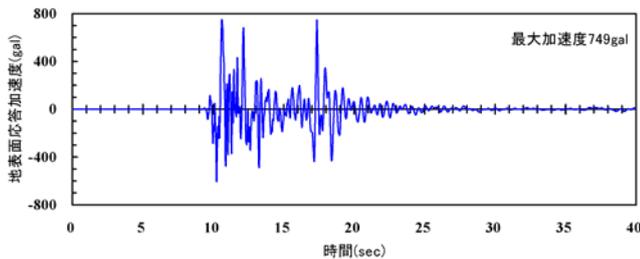


図-4 入力地震動波形 (SP II)

5. 解析結果および設計の検証

地盤の解析結果と本設計の検証を行う。

(1) L1 地震時の影響

a)結果; L1 地震時については、軌道保守の観点から残留変位に着目する。解析結果は地表面での残留変位が鉛直方向に 7mm程度の沈下であった。

b)考察; 地盤挙動は弾性領域に止まり、結果として残留変位が小さな値になった。地盤の残留変位が 10mm以内であり、水平、鉛直変位共にレール締結装置の調節可能量以下(水平方向±10mm,鉛直方向±30mm)に十分収まることが分かった。

表-1 新幹線測量中心上の地表面変位

時刻歴動的解析結果	地表面変位(新幹線測量中心)				
	水平変位最大時		残留変位(mm)		
	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_x	ϵ_y	
施工完了時			-5.5	0.8	
L1地震時	正加振	-19.2	-4.6	-0.07	-6.6
	負加振	18.2	-4.3	-0.07	-6.2
L2(SP II)地震時	正加振	-101.5	-3.2	-58.7	1.2
	負加振	92.4	10.5	44.6	10.3
L2(SP I)地震時	正加振	40.6	1.8	0.5	0.6
	負加振	-55.9	-0.5	12.1	0.8

(2) L2 地震時 (SP II) の影響

a)結果; L2地震時の照査は構造物の復旧性の観点から最大変位に着目する。地表面での最大水平変位 100 mm程度となった。これを基に高架橋の基礎くいの耐震性能を照査した結果、所要の耐震性能(II)を確保する結果となった。(1)

b)考察; 時刻歴動的解析法により得られた地盤変位

(側方移動)は、事前に設計計算に用いる非線形スペクトル法による地盤変位のおよそ 70%程度になった。

これは時刻歴動的解析法の場合、地震動により地盤の塑性化が進行するとともに、減衰定数 h (エネルギー逸散等) が大きくなる地盤の変形特性を考慮しているためである。今回の場合は表層から約 9m 下に14m程度堆積している沖積粘性土層があり、この層で L2 地震時の最大水平変位が大きな値になり(図-5 Ac3 層)、減衰率としては最大で約 17%という大きな値になった。

一方の非線形スペクトル法は、簡易な動的解析であり、材料の履歴減衰や構造系外部のエネルギー逸散を一定のもの($h=5\%$ 等)として評価するため、耐震性能として一般的に安全側になる。今回は付加慣性力である道路盛土の影響を懸念したが大きな要因にならなかった。

本解析では、 G ・ γ 、 h ・ γ 等の物性値を適切に設定することにより、より厳密な地震時の応答変位を評価したと判断される。また、表層付近に比較的良好な Ag1 層が介在したことも、地盤変位を抑制する一因となった。

6. おわりに

懸念される新幹線完成後の地震時の新幹線への影響は、解析結果から高盛土を考慮しても耐震性能に問題ないことが分かった。また、本報告では述べていないが高盛土による圧密沈下についても精査した結果、その沈下量は許容値内であり、新幹線に影響がないことを確認している。

今後は、高盛土施工時の施工管理方法について道路側と検討していく予定である。

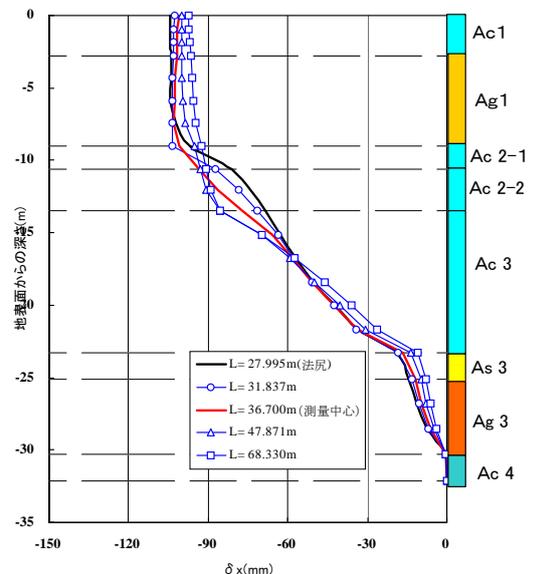


図-5 本解析によるL2地震 (SP II) 時の最大水平変位の深度分布

参考文献

- (1)鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 (2)「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」による時刻歴応答解析の手引き(地盤解析編)
- (3)土木構造物の耐震設計入門;土木学会 (4)所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定 ;鉄道総合技術研究所報告 1992 (5)最新 耐震構造解析第2版;柴田明德 (6)近接工事設計施工標準 東日本旅客鉄道株式会社 平成 11年 9月