

熊本地震が作用する橋梁の地震応答特性と地盤特性を考慮した耐震設計法について

An earthquake response of the bridge acting of the Kumamoto earthquake wave and an earthquake-resistant design method on account of the ground properties.

石崎 剛*、高田 竜*、水田 洋司**、橋本 晃***、高田 和年*、城 秀夫****

Tsuyoshi Ishizaki, Ryo Takata, Yoji Mizuta, Akira Hashimoto, Kazutoshi Takata and Hideo Jo

*正会員 (株)アルファ (〒806-0068 北九州市八幡西区別所町 2-38)

**フェロー 九州産業大学 建築都市工学部 都市デザイン工学科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2 丁目 3-1)

***正会員 九州産業大学 非常勤講師 (〒819-0013 福岡市西区愛宕浜 1-22-14)

****フェロー (株)アルファ (〒806-0068 北九州市八幡西区別所町 2-38)

2016 年 4 月 14 日・16 日に発生した熊本地震は、道路橋示方書の大規模地震に相当する地震が 2 度連続して発生しており、今までに類のない地震であった。本研究では、このような大規模地震を 2 度続けて受けた橋梁の地震応答特性を明らかにするとともに、より耐震性の高い橋梁とするために地盤特性を考慮した耐震設計法を提案する。対象橋梁には 2 径間の連続桁橋を選定し、熊本地震における前震と本震の観測波形を連続して入力する非線形動的応答解析を実施した。また、Ⅰ種地盤とⅢ種地盤上に架橋された橋梁を設定し、上記地震の基盤波を用いて作成した地表面波による非線形動的応答解析を実施した。その結果、橋脚柱の変位応答は一度塑性域に達し再度地震を受けると最大点指向の応答特性により残留変位が累加すること、橋梁の耐震性向上には地盤の振動特性を考慮した設計法が有効であることが分かった。

1. はじめに

2016 年 4 月 14 日・16 日に発生した熊本地震は、14 日 (PM9:26)に前震 (M6. 5、最大震度 7)を持ち、その 28 時間後の 16 日 (AM1:25)には本震 (M7. 3、最大震度 7)を持つ地震である。これは、道路橋示方書 (以下「道示」)に規定されているレベル 2 地震動相当が 2 回連続して作用した場合と同じである。一般的な道路橋の耐震設計において、このような地震力の作用状態は考慮されておらず、その振動特性には不明な点が多い。またこの場合、道示に準拠した耐震設計のみでは橋脚の耐震性能は不足すると予想される。

本研究では、まず 2 章にこのような 2 度の大規模地震が作用した場合の橋梁の地震応答特性について報告する。解析では、モデル橋梁の非線形動的応答解析を実施し、入力地震動には益城観測点の熊本地震強震記録より得られた前震と本震の地表面波を用いた。次に 3 章では、より耐震性の高い橋梁を目指して、架橋地点の地盤特性を考慮した耐震設計法を提案する。道示に準じて設計したモデル橋梁を用い、3.2 節で架橋地点の地盤特性を踏まえた地表面地震波の作成、3.3 節と 3.4 節では 3.2 節で作成した地表面地震波を用いた橋梁の耐震設計を実施し、橋梁の耐震性能の確認とその向上方法の検討を行っている。なお、3.2 節では地震基盤面波に益城観測点の熊本

地震記録波形を用い、Ⅰ種地盤とⅢ種地盤 (福岡県北九州市の軟弱地盤を想定) の地表面地震波を作成した。また、3.4 節では橋梁と地盤との共振に着目する耐震設計法を提案した。

2. 熊本地震が作用する橋梁の地震応答特性

2.1 解析条件

表-1 に解析条件を示す。解析は 2 次元解析とし、解析方向は橋軸方向に着目した。入力地震動には、KiK-NET¹⁾より熊本県益城町に設置された益城観測点 (コード: KMMH16) での熊本地震前震と本震の強震記録を用いた。また、解析は両地震動の単独作用時と連続作用時の 2 ケースについて実施し、得られた橋梁の地震応答特性を比較した。なお、本解析では、3 成分の強震記録のうち特に大きい加速度を観測した E-W 成分に着目した。

表-1 解析条件

解析方向		橋軸方向
解析方法		時刻歴応答解析（直接積分法）
積分方法		Newmark-β法（β=0.25）
入力地震動		熊本地震 前震・本震 （益城観測点強震記録E-W成分）
解析時の減衰評価		Rayleigh減衰
減衰 定数	鋼上部構造，支承（固定可動）	2%， 0%
	下部構造 線形（非線形）はり要素	5% （ 2% ）
	基礎	10%（Ⅰ種地盤）
柱基部の非線形特性，除荷時剛性 $K_r^{(2)}$		M-φ（Takeda）モデル， $K_r=0.5$
使用プログラム		UC-win/FRAMe（3D）

(1) 入力地震動

図-1 に前震と本震が連続作用した時の入力地震動を示す。前震入力後に本震が入力されるように地震波形を作成した。また、前震と本震の間に 60 秒間の加速度ゼロの波形を追加し、前震終了から本震発生までの間を表現した。

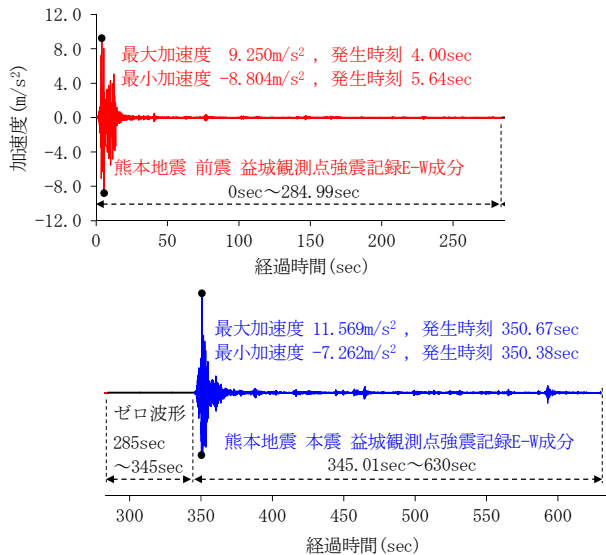


図-1 入力地震動（連続作用時）

(2) 解析モデル

図-2、3、4 に解析モデル、上部構造断面図および橋脚柱基部断面図を示す。また、表-2 に部位の全質量を示す。モデル橋梁は、上部構造：鋼 2 径間連続非合成鈹桁橋、下部構造：逆 T 式橋台、張出式橋脚、基礎：直接基礎であり、支承条件は両橋台を可動、橋脚を固定とした。地盤種別は I 種地盤を想定した。これは、前震、本震の加速度のパワースペクトルが 0.3sec~1.0sec の範囲で卓越しており（図-8、9 黒線参照）、概ね道示 V² に規定されるタイプ II 地震動の I 種地盤の入力地震動に該当するためである。要素分割は、上部構造はスパン中央とその中間に節点を置く 4 分割とし、下部構造は塑性化を考慮しない部材は断面高程度、塑性化を考慮する部材は塑性ヒンジ長を要素長として決定した。また、橋脚柱の断面は、前震、本震が単独で作用した場合の柱部材の応答曲率が、道示 V から耐震性能 2 として算出される許容曲率内に収まるように配筋量を設定した。なお、桁と橋台の衝突は考慮していない。

2.2 地震応答特性

(1) 固有振動数と減衰曲線

固有値解析で得られた値と時刻歴応答解析に用いた Rayleigh 減衰曲線を図-5 に示す。Rayleigh 減衰曲線は、桁の振動モードである 1 次と橋脚の振動モードである 4 次に着目した。

(2) 時刻歴応答解析

表-3 に単独作用時、表-4 に連続作用時の解析結果を示す。また、図-6、7 に前震と本震の地震波の単独作用時および連続作用時における橋脚柱基部の曲げモーメント-曲率関係の応答履歴曲線を示す。図-6、7 に示す赤線は

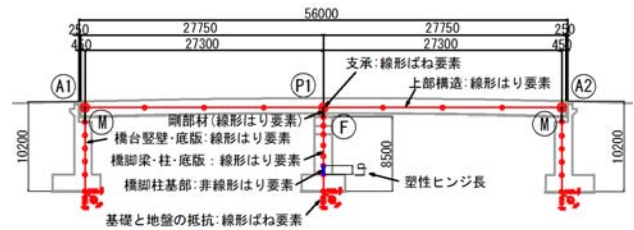


図-2 解析モデル（I 種地盤上の橋梁）

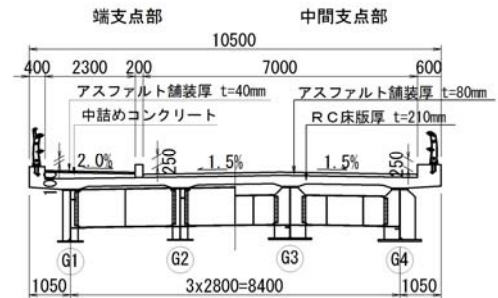


図-3 上部構造断面図

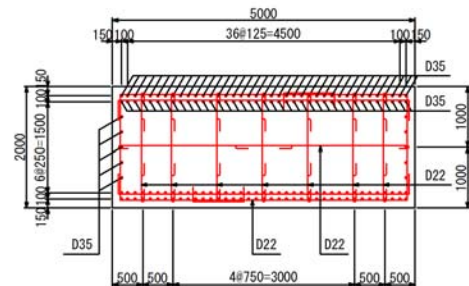


図-4 橋脚柱基部断面図

表-2 全質量

部位	質量 (kg)
桁	642.5
A1橋台	625.1
P1橋脚	348.5
A2橋台	625.1

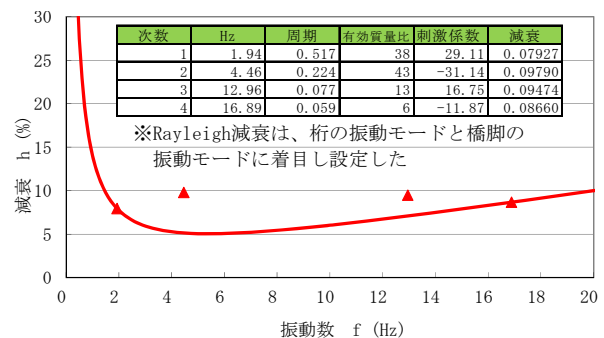


図-5 Rayleigh 減衰曲線

前震、青線は本震（連続作用では 345sec~630sec を抽出）の応答履歴曲線であり、黒破線は橋脚柱の骨格曲線、骨格曲線中の黒実線は許容曲率を示している。ここに、図中の○、●は解析の開始点、終了点である。

1) 単独作用

図-6 に示す通り、橋脚柱基部の応答曲率は、前震、本震ともに塑性域に達しているが、最大応答曲率は許容曲率以内である。また、残留変位は両地震動ともに図の曲率軸負側にある。

表-3 単独作用時の解析結果

入 力 波 形 の 種 類	熊本地震前震E-W成分	熊本地震本震E-W成分
1 次 の 固 有 周 期	T = 0.517 sec	
橋脚の慣性力作用位置の 最大応答変位・水平力 (mm) (kN)	変位 151.0 水平力 7281	変位 146.8 水平力 7206
橋 脚 柱 基 部 の 照 査 結 果		
曲げに 対する 照 査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)	0.02375 0.02263
	降伏曲率 ϕ_{yo} //	0.00346
	許容曲率 ϕ_a //	0.02388
	ϕ_d / ϕ_{yo} (応答域)	6.86 (≥ 1 塑性域)
	比率 ϕ_d / ϕ_a (判定)	0.99 (≤ 1 OK) 0.95 (≤ 1 OK)

表-4 連続作用時の解析結果

入 力 波 形 の 種 類	熊本地震前震E-W成分 + 本震E-W成分
1 次 の 固 有 周 期	T = 0.517 sec
橋脚の慣性力作用位置の 最大応答変位・水平力 (mm) (kN)	変位 204.4 水平力 7281
橋 脚 柱 基 部 の 照 査 結 果	
曲げに 対する 照 査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)
	降伏曲率 ϕ_{yo} //
	許容曲率 ϕ_a //
	ϕ_d / ϕ_{yo} (応答域)
	比率 ϕ_d / ϕ_a (判定)

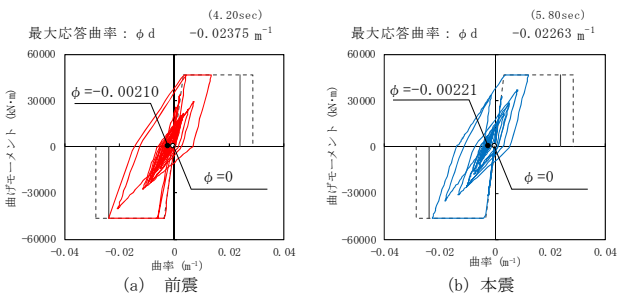


図-6 単独作用時の応答履歴曲線

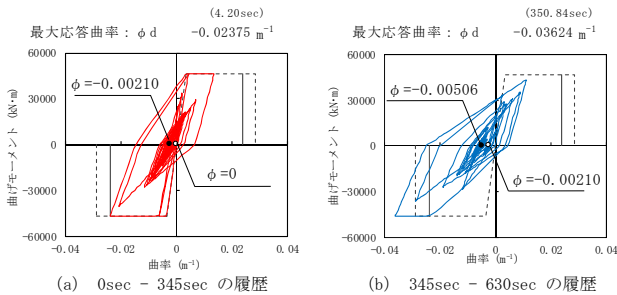


図-7 連続作用時の応答履歴曲線

2) 連続作用

図-7に示す通り、前震の応答は単独作用時と同じである。一方、本震では前震での残留変位（図中の○）から応答が始まり、本震での最大応答曲率を単独作用時と比較すると、単独作用時では $\phi = -0.02263 \text{ m}^{-1}$ であったのに対し、連続作用時では $\phi = -0.03624 \text{ m}^{-1}$ と約 1.6 倍に増加している。また、残留変位（図中の●）についても、単独作用時では $\phi = -0.00221 \text{ m}^{-1}$ に対し、連続作用時では $\phi = -0.00506 \text{ m}^{-1}$ と約 2.3 倍に増加している。これは、残留変位が生じている上に、橋脚柱基部の非線形特性が経験した最大応答曲率に向かう最大点指向型であるので応答曲率が累加されるためである。

(3) 加速度スペクトル

図-8～11の主軸に上部構造質点の応答加速度のパワースペクトルを、第2軸に入力加速度のパワースペクトルを示す。図8、9は単独作用時、図-10は連続作用時の前震に対応する（0sec～285secを抽出した）パワースペクトル、図-11は連続作用時の本震に対応する（345sec～630secを抽出した）パワースペクトルである。

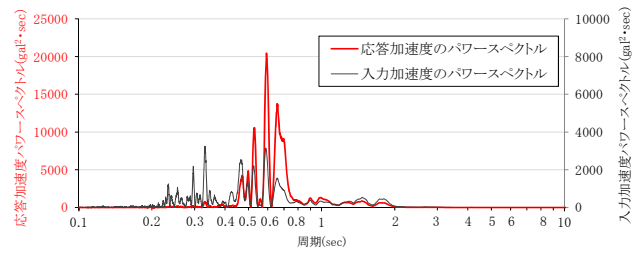


図-8 前震単独作用時のパワースペクトル

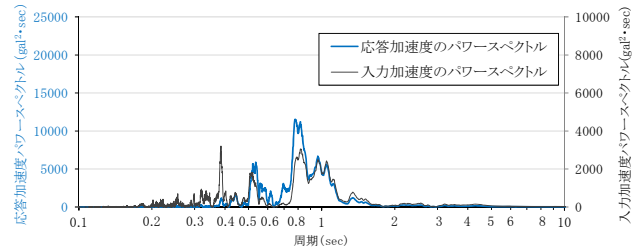


図-9 本震単独作用時のパワースペクトル

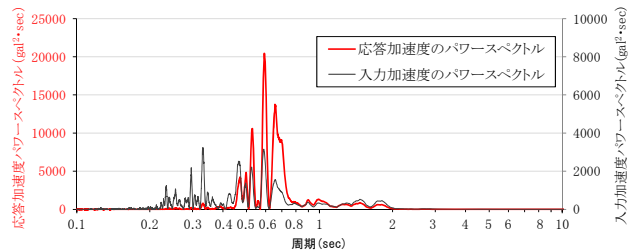


図-10 連続作用時の前震に対応するパワースペクトル

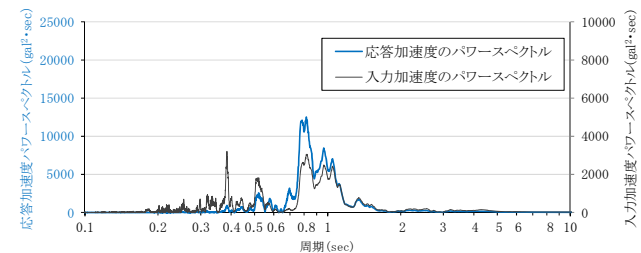


図-11 連続作用時の本震に対応するパワースペクトル

1) 単独作用

前震の応答加速度のパワースペクトルは、周期T=0.5、0.6、0.7sec付近で卓越している（図-8）。これは、橋梁の1次固有周期がT=0.517secであり、この周期に近い地震波と共振したためと考えられる。次に、本震の応答加速度のパワースペクトルはT=0.8sec付近が卓越している（図-9）。これは、本震作用中に塑性ヒンジが形成され卓越する地震波の周期（T=0.8sec付近）で応答したためと考えられ、前震単独作用時のような強い共振現象は生じていない。

2) 連続作用

連続作用時の前震に対応するパワースペクトル（図-10）は、単独作用時と同じである。一方で、連続作用時の本震に対応するパワースペクトル（図-11）は、単独作用時と同様にT=0.8sec付近が卓越しているが、単独作用時と比較するとT=0.5sec付近の応答は減少し、T=0.8sec付近、1.0sec付近の応答が増加している。これは、前震での塑性ヒンジ形成後に本震を受けることから、卓越する地震波の周期（T=0.8sec付近、1.0sec付近）で応答し

ているためと考えられる。

2.3 まとめ

- (1) 橋脚柱の塑性化の要因には、大きな地震動によるものと小さくても橋梁と共振しやすい地震動によるものがある。
- (2) 前震で柱が塑性域に達した場合、本震での応答は残留変位点から前震で経験した最大応答曲率に向かう最大点指向型であり、その応答曲率は累加される。
- (3) 塑性化後の橋脚柱は入力地震動に応じた応答をする。(図-6.7の応答履歴曲線の曲率軸に並行な部分)

3. 地盤特性を考慮した橋梁の耐震設計法

3.1 対象橋梁

道路橋示方書に基づきⅠ種地盤とⅢ種地盤上での橋梁を設定した。架橋地点は福岡県北九州市を想定し地域区分をC地域、入力地震動には地域別補正係数 $C_z=0.7$ 、 $C_{Iz}=0.8$ 、 $C_{IIz}=0.7$ を考慮した。表-5に橋梁諸元を示す。基礎形式はⅠ種地盤では直接基礎、Ⅲ種地盤では杭基礎とした。また、支承条件は地震時水平力分散型ゴム支承とした。図-12にⅢ種地盤上の橋梁を示す。Ⅰ種地盤上の橋梁は図-2の橋梁の支承条件を地震時水平力分散型ゴム支承としたものである。なお、解析は2次元解析とし、解析方向は橋軸方向に着目した。

表-5 橋梁諸元

重要度区分, 地域区分		B種の橋, C地域
地盤種別	Ⅰ種地盤およびⅢ種地盤	
上部構造	鋼2径間連続非合成鉄桁橋	
下部構造	橋台, 橋脚	逆T式橋台, 張出式橋脚
基礎	Ⅰ種地盤上	直接基礎
	Ⅲ種地盤上	場所打ち杭(φ1200)
支承条件	分散型ゴム支承	橋台: $K=7040\text{kN/m}$
		橋脚: $K=27588\text{kN/m}$
上部工	A1橋台, P1橋脚, A2橋台	1197kN, 3907kN, 1197kN
死荷重反力	合計(桁全重量)	6301kN

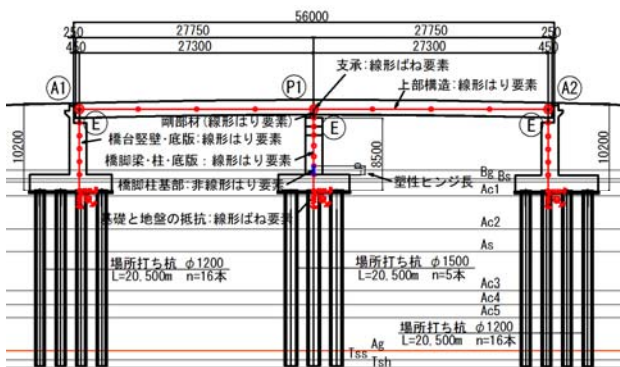


図-12 Ⅲ種地盤上の橋梁

対象橋梁の固有振動数と減衰曲線を図-13に示す。橋梁の1次固有周期は、Ⅰ種地盤上の橋梁が $T=0.886\text{sec}$ 、Ⅲ種地盤上の橋梁が $T=0.874\text{sec}$ である。

また、時刻歴応答解析の解析条件および解析結果を表-6、7に示す。設計計算の結果、柱の配筋は橋軸方向主鉄筋をD29の125ピッチ(橋軸直角方向は250ピッチ)とし、横拘束鉄筋をD16の150ピッチ(有効長1000mm)とした。なお、柱の鉄筋量はⅠ種地盤、Ⅲ種地盤で同様となった。

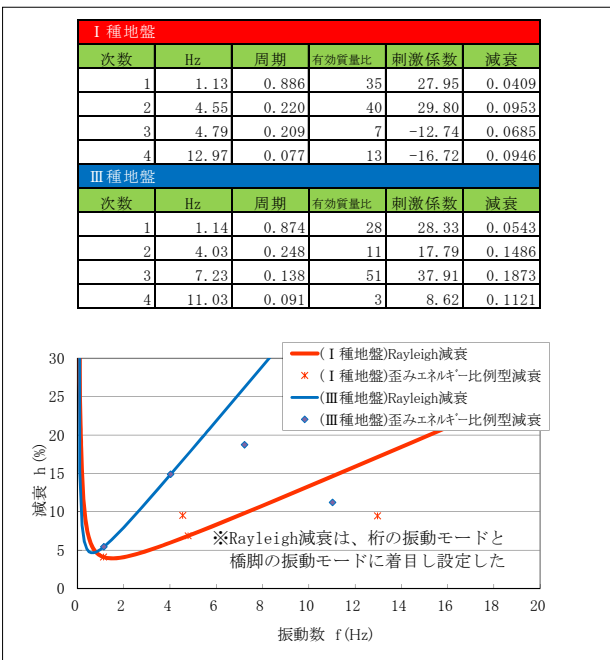


図-13 固有値解析結果

表-6 時刻歴応答解析条件

解析方向		橋軸方向
解析方法	時刻歴応答解析(直接積分法)	
積分方法	Newmark-β法(β=0.25)	
入力地震動	Ⅰ種地盤	タイプⅡ-I-1~3波
	Ⅲ種地盤	タイプⅡ-Ⅲ-1~3波
解析時の減衰評価		Rayleigh減衰
減衰定数	鋼上部構造, 支承	2%, 3%(弾性支承)
	下部構造, はり要素	5%(線形), 2%(非線形)
	基礎	10%(Ⅰ種地盤), 20%(Ⅲ種地盤)
柱基部の非線形特性		M-φ(Takeda)モデル
除荷時剛性 $K_r^{1)}$		$K_r=0.5$
使用プログラム		UC-win/FRAME(3D)

表-7 非線形動的応答解析結果(道示設計)

入力波形の種類		Ⅰ種地盤(Ⅱ-I-1~3)	Ⅲ種地盤(Ⅱ-Ⅲ-1~3)
1次の固有周期		$T=0.886\text{sec}$	$T=0.874\text{sec}$
分散型ゴム支承の最大応答変位・水平力(3波平均)(mm)(kN)		変位 147.4 水平力 4065	変位 131.3 水平力 3621
橋脚柱基部の照査結果			
鉄筋量	橋軸主鉄筋	D29ctc125-1.0段	D29ctc125-1.0段
	直角主鉄筋	D29ctc250-1.0段	D29ctc250-1.0段
	橋軸せん断補強(横拘束筋)	D16-6本ctc150	D16-6本ctc150
	直角せん断補強(横拘束筋)	D16-3本ctc150	D16-3本ctc150
曲げに対する照査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)	0.010673	0.012275
	降伏曲率 ϕ_{yo} "	0.002993	0.002993
	許容曲率 ϕ_a "	0.017208	0.017208
	比 ϕ_d/ϕ_{yo} (応答域)	3.57 (≧1 塑性域)	4.1 (≧1 塑性域)
比率		比 ϕ_d/ϕ_a (判定)	0.62 (≦1 OK) 0.71 (≦1 OK)

3.2 架橋地点での地震波の作成

(1) 解析方法と地盤条件

図-14にⅠ種地盤およびⅢ種地盤の解析イメージ図を示す。架橋地点での地震波の作成には、北九州ではM7クラス地震の観測記録がないため熊本地震強震記録の益

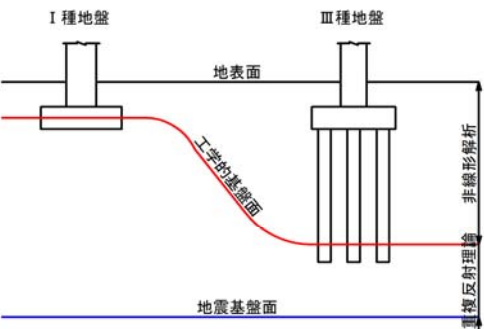


図-14 解析イメージ図

城観測点の地震基盤面波（KiK-NET より）を用いた。なお、本解析についても3成分の強震記録のうち特に大きい加速度を観測したE-W成分に着目した。

I 種地盤入力地震動波形作成の解析イメージフローおよび地盤条件を図-15、表-8 に、III 種地盤入力地震動波形作成の解析イメージフローおよび地盤条件を図-16、表-9 に示す。I 種地盤の入力地震動波形は、益城観測点の土質柱状図（KiK-NET より）を用いた地震基盤面から工学的基盤面への引き上げ解析（重複反射理論）³⁾を行い作成した。III 種地盤の入力地震動波形は、架橋想定点での土質柱状図を用いて工学的基盤面から地表面への引き上げ解析（非線形解析）³⁾を実施した。

I 種地盤入力地震動波形作成の土質定数は、土質・岩種区分、層厚、せん断弾性波速度が既知であり、密度は土質・岩種区分からの一般値、減衰定数は（式(1)）に示すように減衰を表すQ値からの推定としQ値はせん断弾性波速度の1/10とした⁴⁾。また、歪依存曲線は、古山田ほか⁵⁾による砂質土・粘性土の全国的な平均値として与えた関係式によるものとした。次に、III 種地盤入力地震動波形作成の土質定数は、土質・岩種区分、層厚、密度が既知でありせん断弾性波速度は道示V（式(2)、(3)）より求めた。砂質土・粘性土のIII 種地盤としての非線形モデルは、修正 R-0⁶⁾モデルとし、50%ひずみ $\gamma_{0.5}$ 、最大減衰定数 hmax は古山田ほかによるものとした。

$$h = 1 / (2Q) \quad (1)$$

$$\text{粘性土層の場合} \quad V_s = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \quad (2)$$

$$\text{砂質土層の場合} \quad V_s = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \quad (3)$$

ここに、h は減衰定数、Q 値は減衰を表す量、Vs はせん断弾性波速度（m/sec）、Ni は標準貫入試験から得られる i 番目の地層の N 値である。

I 種地盤波形の作成フロー（益城観測点の地盤）



図-15 I 種地盤の解析イメージフロー

III 種地盤波形の作成フロー（北九州市軟弱地盤）

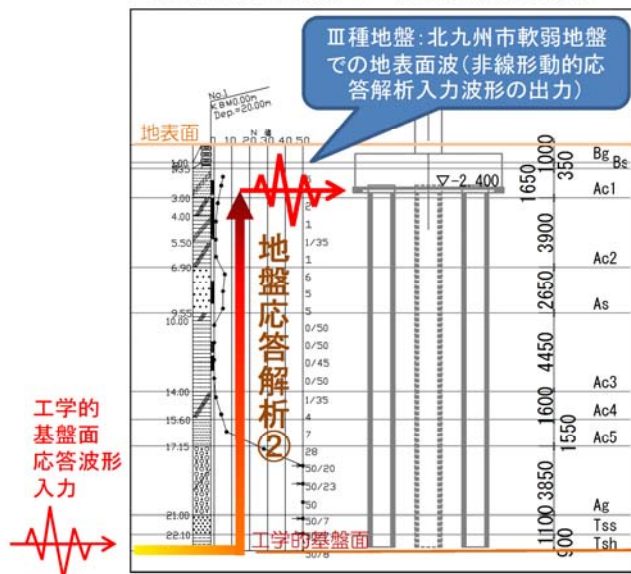


図-16 III 種地盤の解析イメージフロー

表-8 I 種地盤入力地震動波形作成の地盤条件

岩種区分	ρ (t/m ³)	層厚 (m)	深度 (m)	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	減衰定数 (%)	歪依存曲線
火山灰質粘土	1.7	4.0	4.0	110	4.50	古山田ほか粘性土 ⁵⁾
砂	1.8	5.0	9.0	240	2.00	古山田ほか粘性土
砂	1.8	6.0	15.0			古山田ほか砂質土
軽石凝灰岩	2.0	18.0	33.0	500	1.00	古山田ほか粘性土
火山灰質粘土	1.8	8.0	41.0	400	1.25	古山田ほか粘性土
砂	2.1	10.0	51.0	760	0.65	古山田ほか砂質土
砂礫	2.2	18.0	69.0	30/7		古山田ほか砂質土
凝灰角礫岩	2.6	22.0	91.0			線形
安山岩	2.6	6.0	97.0	820	0.60	線形
凝灰角礫岩	2.6	4.0	101.0			地盤の地震応答解析① 線形
安山岩	2.6	32.0	133.0	1470	0.30	線形
凝灰角礫岩	2.6	10.0	143.0	700	0.70	線形
熔結凝灰岩	2.6					線形
安山岩	2.6	26.0	169.0	1380	0.30	線形
凝灰岩	2.6					線形
安山岩	2.6	32.4	201.4	840	0.50	線形
凝灰岩	2.6					線形
安山岩	2.6	32.6	234.0	1470	0.30	線形
安山岩	2.6	21.0	255.0	2700	0.20	線形

表-9 III 種地盤入力地震動波形作成の地盤条件

地層名	記号	γ_t (kN/m ²)	層厚 (m)	深度 ▽0.00	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	非線形モデル	$\gamma_{0.5}$ (%)	hmax (%)	備考
埋土・盛土	Bg	20	1.00	---	---	---	---	---	解析対象外
	Bs	19	0.35	---	---	---	---	---	地表面 解析対象外 ⁵⁾
粘質土	Ac1	17	1.65	1.65	159	修正R-0	0.18	16.70	古山田ほか粘性土
粘質土	Ac2	14	3.90	5.55	100	修正R-0	0.18	16.70	古山田ほか粘性土
砂質土	As	18	2.65	8.20	137	修正R-0	0.10	20.79	古山田ほか砂質土
粘質土	Ac3	16	4.45	12.65	50	修正R-0	0.18	16.70	古山田ほか粘性土
粘質土	Ac4	14	1.60	14.25	126	修正R-0	0.18	16.70	古山田ほか粘性土
粘質土	Ac5	17	1.55	15.80	191	修正R-0	0.18	16.70	古山田ほか粘性土
礫質土	Ag	20	3.85	19.65	243	修正R-0	0.10	20.79	古山田ほか砂質土
砂岩	Tss	21	1.10	20.75	300	線形	---	---	地盤の地震応答解析②
砂質頁岩	Tsh	20	0.90	21.65	300	線形	---	---	工学的基盤面

(2) 解析結果

図-17、18 に入力した地震基盤面波を、図-19～22 に解析で得られた地震波を示す。図-19、20 は前震、図-21、22 は本震の地震基盤面波を用いた結果である。

I 種地盤の引き上げ波形(図-19、21)の加速度は、基盤波(図-17、18)のそれより大きくなっている。これは、地

盤のせん断弾性波速度が小さくなるにつれ、地震波は伝達速度が遅くなる一方で、振幅が増幅される特徴を持つためである。しかしながら、Ⅲ種地盤の引き上げ波形(図-20、22)の加速度は、Ⅰ種地盤の引き上げ波形(図-19、21)のそれより小さくなっている。これは、減衰が大きな地盤を通過する際の地盤の非線形挙動により、地震波の振幅が減衰したためと考えられる。なお、Ⅰ種地盤では地表面までの引き上げ解析を実施し、益城観測点の地表面観測波との加速度のパワースペクトルを比較した(図-23、24)。その結果、解析で得られた地震波と観測波は、前震では0.2~0.4秒を除き卓越周期、パワースペクトルともに概ね一致していることが確認できたが、本震では卓越周期は概ね一致しているものの、パワースペクトルに乖離が見られた。この理由の一つとして、今回の引き上げ解析では前震、本震ともに同じ土質定数(表-8)を用いたが、本震の地表面観測波には前震が通過した際の地盤の塑性化等による土質定数の変化を含んでおり、これがパワースペクトルに影響を及ぼしたのではないかと考えられる。

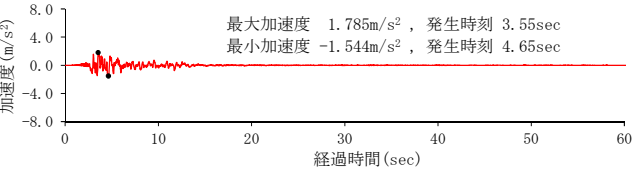


図-17 前震 益城観測点 地震基盤面観測波形

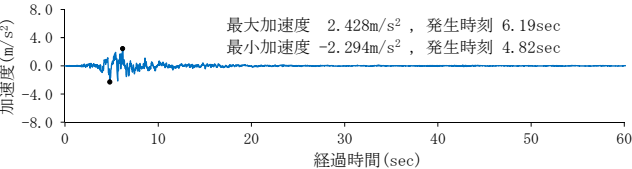


図-18 本震 益城観測点 地震基盤面観測波形

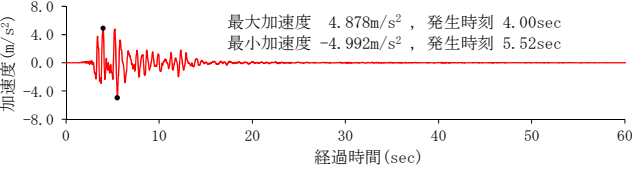


図-19 前震 Ⅰ種地盤の引き上げ波形

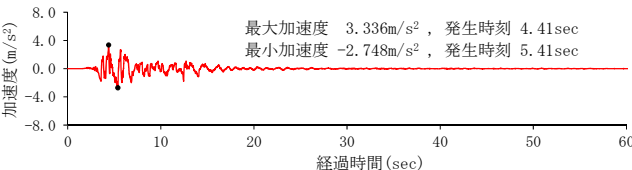


図-20 前震 Ⅲ種地盤の引き上げ波形

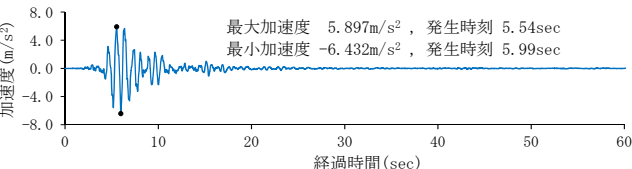


図-21 本震 Ⅰ種地盤の引き上げ波形

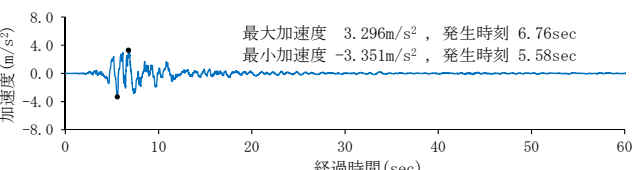


図-22 本震 Ⅲ種地盤の引き上げ波形

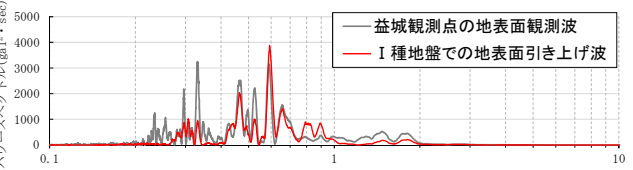


図-23 前震の地表面観測波と引き上げ波のパワースペクトル

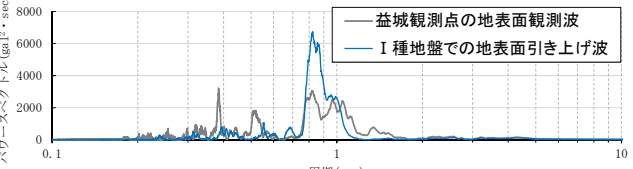


図-24 本震の地表面観測波と引き上げ波のパワースペクトル

3.3 架橋地点での地震波による耐震設計

3.2節で作成した図-21、22に示す地震波を用いて3.1節の道示に準拠し設計した対象橋梁について解析した。

表-10に非線形動的応答解析結果を示す。最大応答曲率は、道示設計結果(表-7)と比較しⅠ種地盤およびⅢ種地盤それぞれで6倍、2倍と大きく、許容値を超え耐震性を満足しない結果である。図-25、26に、Ⅰ種地盤およびⅢ種地盤上の橋梁上部構造における応答加速度のパワースペクトルを示す。図の青線が応答加速度のパワースペクトル(主軸)、黒破線は入力加速度のパワースペクトル(第2軸)である。図-25、26より道示に準拠設計した橋梁の1次固有周期が、入力地震動波形の卓越周期

表-10 引き上げ波による非線形動的応答解析結果

入力波形の種類		Ⅰ種地盤引き上げ波		Ⅲ種地盤引き上げ波	
1次の固有周期		T = 0.886 sec		T = 0.874 sec	
分散型ゴム支承の 最大応答変位・水平力 (mm) (kN)	変位	水平力		変位	水平力
		174.2	4805	158.0	4358
橋脚柱基部の照査結果					
曲げに対する 照査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)	0.05867		0.02290	
	降伏曲率 ϕ_{yo} "	0.00299		0.00299	
	許容曲率 ϕ_a "	0.01721		0.01721	
	比率 ϕ_d/ϕ_{yo} (応答域)	19.6 (≥ 1 塑性域)		7.65 (≥ 1 塑性域)	
比率 ϕ_d/ϕ_a (判定)		3.41 (> 1 OUT)		1.33 (> 1 OUT)	

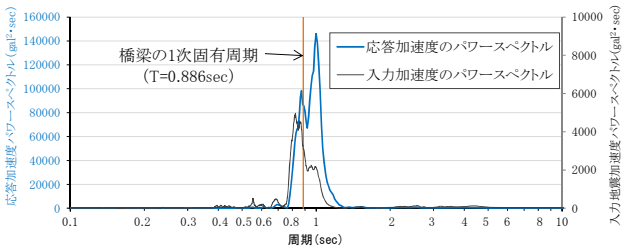


図-25 Ⅰ種地盤上の橋梁のパワースペクトル

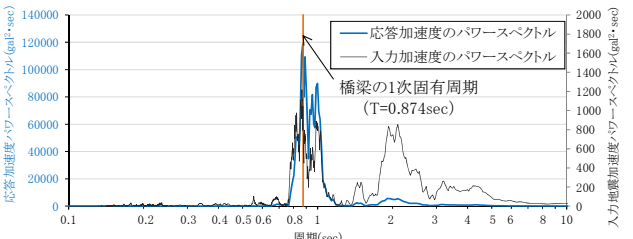


図-26 Ⅲ種地盤上の橋梁のパワースペクトル

と一致していることが分かる。このことから、橋梁が入力地震動波形と共振して応答曲率を大きくしたと考えられる。

3.4 耐震性能向上設計

(1) 耐震性能向上対策

I 種地盤上の橋梁では、地震波の卓越周期が短周期側となるため、耐震対策は橋梁の長周期化とした。具体的には、鋼上部構造（質量：M=642.5kg）を PC 上部構造（質量：M=1045.9kg）に変更し（質量増加による固有周期の延長）、分散型ゴム支承を元の剛性から 35%低減させた（より柔軟な支持による固有周期の延長）。ここに、支承剛性の低減率は反復計算により数値を決定した。

III 種地盤上の橋梁では、地震波の卓越周期が長周期側となるため、耐震対策は橋梁の短周期化とした。具体的には、橋脚上を固定支承に変更した。

(2) 解析結果

1) 固有振動数と減衰曲線

図-27 に対策後の橋梁での固有値解析で得られた値と時刻歴応答解析に用いた Rayleigh 減衰曲線を示す。橋梁の 1 次固有周期は、I 種地盤上の橋梁で T=1.398sec（対策前：T=0.886sec）、III 種地盤上の橋梁で T=0.602sec（対策前：T=0.874sec）であり、各地盤上の橋梁で目指した通りの長周期化、短周期化が実現できている。

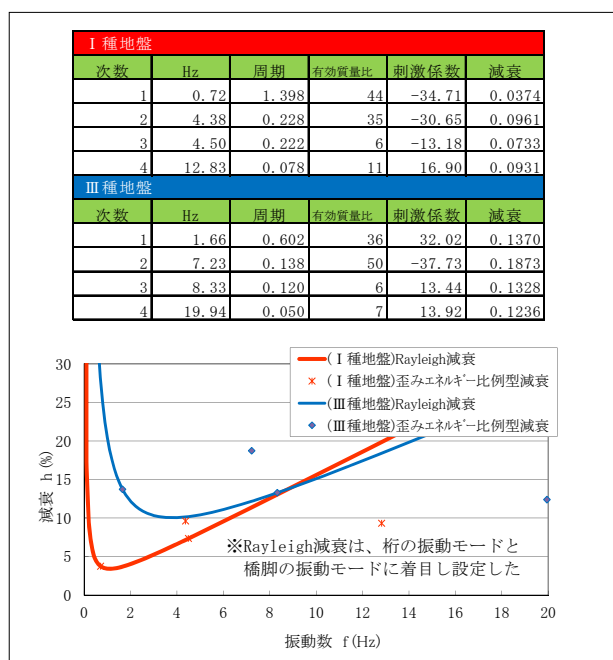


図-27 対策後の固有値解析結果

2) 時刻歴応答解析

表-11 に対策後の非線形動的応答解析結果、図-28、29 に対策後の橋梁上部構造の応答加速度のパワースペクトルを示す。表-11 より最大応答曲率は、表-10（対策前）のそれと比較し両地盤ともに約 1/5 に低減され、許容値を満足している。また、図-28、29 より対策後の橋梁の 1 次固有周期が地震波の卓越周期から十分に離れていることが分かる。つまり、対策後では橋梁と地盤との共振を避けることができ、その結果、橋脚柱の応答を小さくす

ることができたと考えられる。

一方で、図-13、27 を比較すると、III 種地盤では対策後（図-27）の 1 次モードの減衰が大きくなっていることが分かる。これは、橋脚上の支承条件を固定としたことで、橋梁全体の減衰に基礎の減衰率が大きく寄与したためであり、橋梁全体の減衰が向上したと言える。そこで、対策後の応答低減にこの減衰向上効果がどの程度影響したかを確認するため、対策後の橋梁モデルに対策前の Rayleigh 減衰を与え解析した（case：共振回避のみ）。その結果、最大応答曲率 ϕ_d は 0.00609m^{-1} と Rayleigh 減衰の変更前（case：共振回避+減衰向上[表-11 参照]）より 1.5 倍程度大きくなった。したがって、減衰向上による応答低減への影響が確認される。ただし、これらの応答低減を率として表すと、最大応答曲率 ϕ_d は対策前で 0.02290m^{-1} 、対策後（case：共振回避+減衰向上）では 0.00403m^{-1} （ 0.001887m^{-1} 低減）、対策後（case：共振回避のみ）では 0.00609m^{-1} （ 0.01681m^{-1} 低減）であることから共振回避のみで約 90%を占めることとなる。以上から、共振を避けることでの耐震性能の向上効果の大きさが確認できる。

表-11 引き上げ波による対策後の

非線形動的応答解析結果

入力波形の種類		I 種地盤引き上げ波形	III 種地盤引き上げ波形
1 次 の 固 有 周 期		T = 1.398 sec	T = 0.602 sec
分散型ゴム支承の 最大応答変位・水平力 (mm) (kN)	変位	258.9	56.9
	水平力	4531	2794
橋脚柱基部の照査結果			
曲げに 対する 照査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)	0.01438	0.00403
	降伏曲率 ϕ_{yo} "	0.00299	0.00299
	許容曲率 ϕ_a "	0.01721	0.01721
	ϕ_d / ϕ_{yo} (応答域)	4.81 (≥ 1 塑性域)	1.35 (≥ 1 塑性域)
	比率 ϕ_d / ϕ_a (判定)	0.84 (≤ 1 OK)	0.23 (≤ 1 OK)

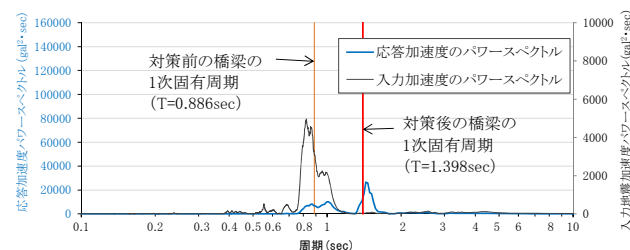


図-28 対策後 I 種地盤上の橋梁のパワースペクトル

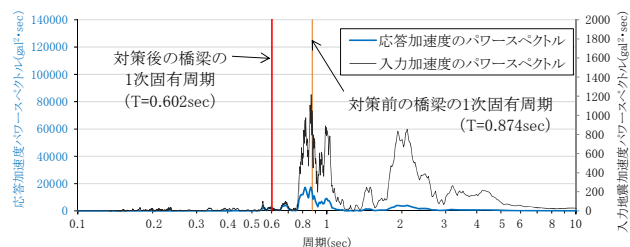


図-29 対策後 III 種地盤上の橋梁のパワースペクトル

(3) 道路橋示方書に対する検証

表-12 に対策後の橋梁に対する道示規定の入力地震動での解析結果を示す。最大応答曲率は、対策前（表-7）と比較し I 種地盤上の橋梁で約 50%、III 種地盤上の橋梁で約 20%減少している。このことから、道示規定の入力地震動に対しても対策後の橋梁の耐震性向上が確認できる。

表-12 道示波形による対策後の非線形動的応答解析結果

入 力 波 形 の 種 類		I 種地盤(Ⅱ-I-1~3)	Ⅲ種地盤(Ⅱ-Ⅲ-1~3)
1 次 の 固 有 周 期		T = 1.398 sec	T = 0.602 sec
分散型ゴム支承の最大 応答変位・水平力(3波平均)(mm)(kN)	変位	241.6	75.1
	水平力	3221	3021
橋 脚 柱 基 部 の 照 査 結 果			
曲げに 対する 照 査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)	0.00538	0.01001
	降伏曲率 ϕ_{yo} "	0.00299	0.00299
	許容曲率 ϕ_a "	0.01721	0.01721
	比率 ϕ_d/ϕ_{yo} (応答域)	1.8 (≥ 1 塑性域)	3.35 (≥ 1 塑性域)
	比率 ϕ_d/ϕ_a (判定)	0.31 (≤ 1 OK)	0.58 (≤ 1 OK)

(4) 引き上げ波形連続作用時の検証

対策後について、図-19~22 に示した前震、本震の引き上げ波を、前震 (0~345sec)、本震 (345sec~630sec) として I 種地盤上の橋梁、Ⅲ種地盤上の橋梁それぞれに連続作用させた場合の解析結果を表-13 に示す。また、解析で得られた橋脚柱基部の曲げモーメント-曲率関係の応答履歴曲線を図-30、31 に示す。なお、285sec~345sec には、加速度ゼロの波形を入力している。

I 種地盤上の橋梁での連続作用時の橋脚柱は、前震で弾性応答である (図-30)。本震では塑性域に達するものの許容値を満足している。次に、Ⅲ種地盤上の橋梁での連続作用時の橋脚柱は、前震で若干塑性域に達している (図-31)。この状態で本震が作用するが最大応答曲率は許容値を満足している。表-13 の最大応答曲率を表-11 (単独作用時)のそれと比較すると、若干増加しており、前震で橋脚柱が塑性域に達し、残留変位が生じた上で本震を受けることによる残留変位の累加が確認できる。

表-13 引き上げ波形連続作用による
対策後の非線形動的応答解析結果

入 力 波 形 の 種 類		I 種地盤引き上げ波形 前震+本震	Ⅲ種地盤引き上げ波形 前震+本震
1 次 の 固 有 周 期		T = 1.398 sec	T = 0.602 sec
分散型ゴム支承の 最大応答変位・水平力 (mm) (kN)	変位	258.9	57.8
	水平力	4531	2857
橋 脚 柱 基 部 の 照 査 結 果			
曲げに 対する 照 査	最大応答曲率 ϕ_d (1/m)	0.01438	0.00430
	降伏曲率 ϕ_{yo} "	0.00299	0.00299
	許容曲率 ϕ_a "	0.01721	0.01721
	比率 ϕ_d/ϕ_{yo} (応答域)	4.81 (≥ 1 塑性域)	1.44 (≥ 1 塑性域)
	比率 ϕ_d/ϕ_a (判定)	0.84 (≤ 1 OK)	0.25 (≤ 1 OK)

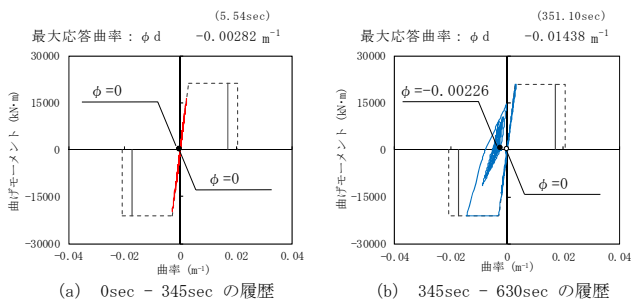


図-30 I 種地盤連続作用時の応答履歴曲線

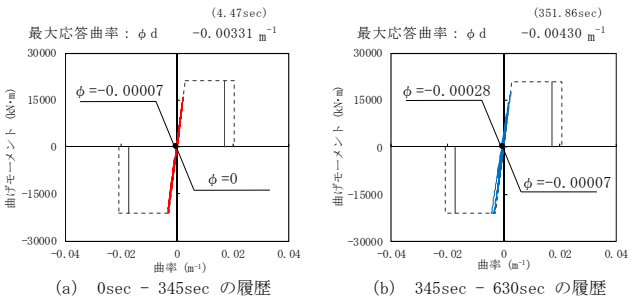


図-31 Ⅲ種地盤連続作用時の応答履歴曲線

3.5 まとめ

- (1) 地震基盤面波より土質柱状図を用いて比較的精度良く地表面地震波を作成することができる。
- (2) 地盤解析により架橋地点地盤特有の地震波を作成し、その特性 (卓越周期) を知ることで、構造物との共振を避け、耐震性能を向上させることが可能である。

4. おわりに

本研究では、2 章において 2 度の大規模地震が作用した場合の橋脚柱の地震応答特性を明らかにし、このような場合、道示に準拠した地震動の単独作用のみでの設計では橋脚柱の耐震性が不足することを示唆した。また、3 章では橋梁と架橋地点の地盤との共振による応答の増大を示唆し、共振を回避した場合の耐震性能向上効果を示した。以下に、本研究から得られた知見を示す。

- (1) 橋脚柱の耐震性能不足の原因には、元々の橋脚柱断面の耐力不足の他に大きな加速度を持つ地震動によるものや地震の加速度は小さくても橋梁と共振しやすい地震動によるものに分類される。
- (2) 橋梁が連続した大規模な地震を受けた場合、前震で橋脚柱断面が塑性化すると次の地震で残留変位が累加され、大きな被害が生じることとなる。
- (3) このような地震による被害を最小限に留める方策としては、橋脚柱断面の耐力強化や地震エネルギーを吸収できる装置の付加などが考えられるが、これらと合わせて橋梁と地盤が共振しない構造とすることが重要であり、地盤特性を踏まえた耐震設計法が有効である。

参考文献

- 1) 防災科学研究所：強震観測網 (K-NET、KiK-net)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 3) k-SHAKE+for Windows (株式会社 構造計画研究所)
- 4) 日本建築学会 (1983)：地震動と地盤
- 5) 日本建築学会 (2006)：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計
- 6) 土木学会：新体系土木工学 18 土の力学 (Ⅲ) 1981 年
- 7) 土木学会：実務に役立つ耐震設計入門
- 8) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門

(2017.6.30 受付)