

は至っていない。

2.2 解析モデル

2次元弾塑性有限要素解析において用いた解析メッシュを図-2に示す。解析は橋軸直交方向を対象とした。橋脚および杭は梁要素、地盤要素は平面ひずみ要素によってモデル化し、フーチングは弾性体としている。

実際の構造では奥行き方向に4本(ないし3本)の杭が配置されているが、本解析ではこれら4本分を1本とし、全体で合計5本の杭としてモデル化した。

橋脚および杭の梁要素については図-3(a)に示すような骨格曲線を持つ Degrading-Trilinearモデル (Takeda モデル) を、地盤の平面ひずみ要素には図-3(b)に示すような骨格曲線を持つ Hardin-Drnevich モデルを適用した。地盤部分は、G.L.-15m を工学的基盤(せん断波速度 275m/sec)とし、表層地盤を4層の成層地盤としてモデル化している。橋脚躯体、フーチング、杭の質量は集中質量として各節点に配置し、慣性モーメントについては解の安定のために微少な値を各質点に与えた。また、減衰は 10%程度 の Rayleigh 減衰を系全体に対して与えた。

2.3 入力地震波形

解析に用いた入力波形は平成7年の阪神・淡路大震災において神戸海洋気象台で観測された最大加速度 818gal(NS)の地震波形(10 秒間)を、1次元重複反射理論に基づく解析プログラム(k-SHAKE)によって基盤面に引き戻し、引き戻した露頭波(上昇波)を最大加速度 500galとなるよう調整して解析モデルの基盤に入力した。入力した地震波形を図-4に示す。なお、この地震波形は 2.48sec で最大値をとり、卓越周期は 0.68sec 付近である。

3. 解析結果

3.1 橋脚の挙動

橋脚頂部での応答加速度を図-5に、橋脚基部に対する頂部の相対応答変位を図-6に、橋

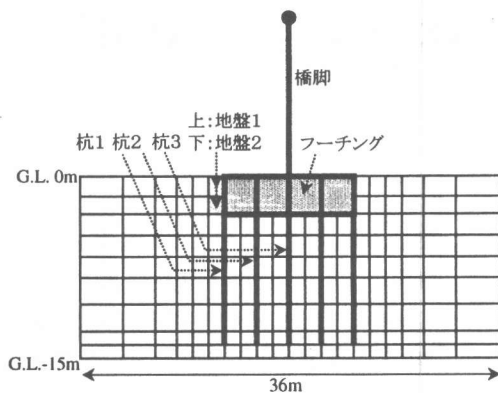


図-2 有限要素解析メッシュ

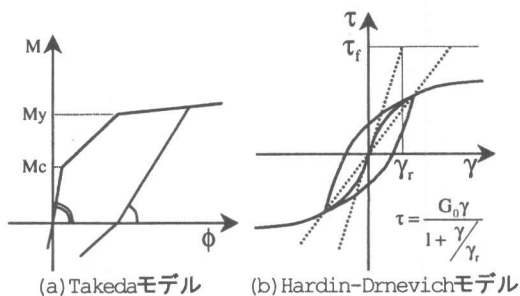


図-3 復元力特性の骨格曲線

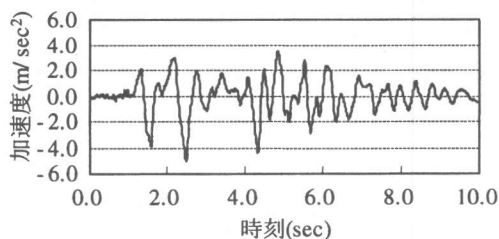


図-4 入力地震波形 (Max:500gal)

脚基部でのモーメント-曲率関係を図-7にそれぞれ示す。頂部での応答加速度は、入力地震波形が最大となる時刻(2.48sec)よりも前(1.7sec)に最大値をとっているが、これは最大加速度が入力される前にすでに基部で降伏に至り、塑性化しているためと考えられる。また、図-6より、残留変位がほとんど見られないが、これは図-7から分かるように、橋脚が正側・負側両方向に同程度塑性化したために、同程度の剛性低下が起こったためと考えられる。なお、橋脚の塑性率は正負両方向共に4程度であった。

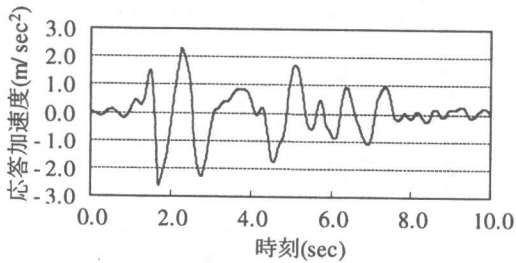


図-5 橋脚頂部の加速度応答

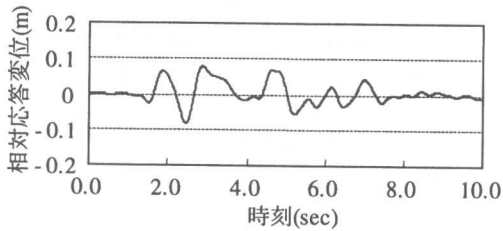


図-6 橋脚頂部の相対応答変位

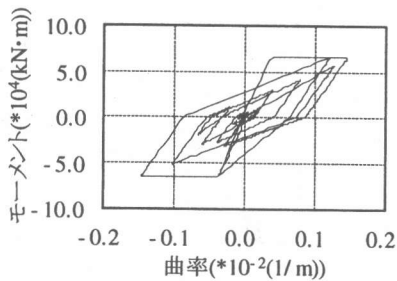


図-7 橋脚基部でのモーメント-曲率関係

3.2 基礎杭の挙動

最も外側に配置された杭(図-2における杭1)の杭頭部に作用するモーメント-曲率の履歴を図-8に示す。ひびわれモーメントまでは達しているが、降伏モーメントまでは達しておらず、この傾向は全ての杭頭で同様であった。

杭の深さ方向の最大モーメント分布と最大水平応答変位分布を図-9に示す。水平変位は杭下端に対する相対変位で示している。最大モーメントは杭頭部で最も高い値となり、深さ方向へ単調減少している。水平変位については、全ての点において同時刻で最大値をとっており、この図に示す分布が卓越モードを表していると考えられる。

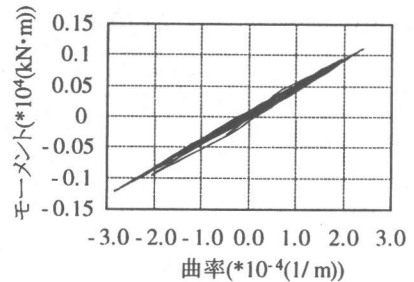


図-8 杭頭部のモーメント-曲率関係

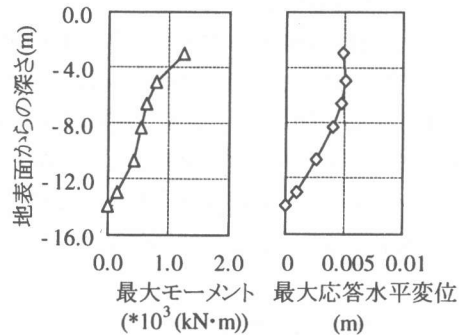


図-9 杭の深さ方向の最大モーメント分布および最大水平応答変位

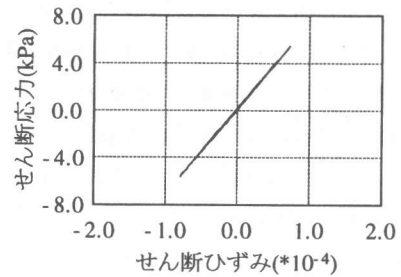


図-10(a) 地盤(自由地盤)のせん断応力-せん断ひずみ関係

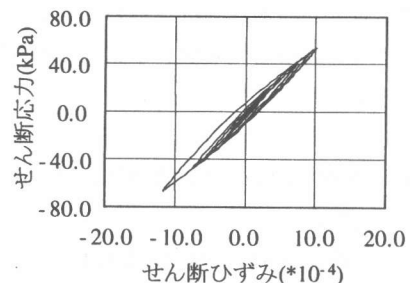


図-10(b) 地盤(フーチング脇)のせん断応力-せん断ひずみ関係

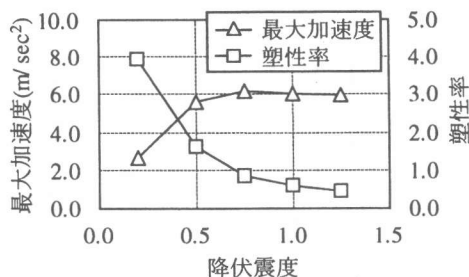


図-11 橋脚頂部の最大応答加速度と塑性率

3.3 地盤の挙動

自由地盤（橋脚から離れた位置の地表面）とフーチング脇の地盤要素のせん断応力-せん断ひずみ関係を図-10に示す。この図から分かるように、フーチング脇の地盤要素は明らかにループが大きく、ほぼ剛体と見なせるフーチングが振動することによって塑性化したことを示している。

3.4 実現象との対応

本解析で対象としているRC橋脚は、阪神・淡路大震災時に数百mに渡って倒壊した高架橋橋脚の一つである。実際には曲げ降伏後に主鉄筋段落とし部でせん断破壊が生じたと言われており、また基礎周辺を掘削した目視観察により、杭頭部に幅2mm程度のひびわれが発生しているのが確認されている³⁾。本解析では、橋脚のモデルとして梁要素を用い、M-φ関係の履歴特性としてTakedaモデルを与えており、せん断変形に関しては考慮に入れていない。そのため、段落とし部でせん断破壊するという挙動は追求できていない。しかしながら、実際に観測された地震波を入力したところ、橋脚部は曲げ降伏に達し、杭頭部ではひびわれが発生したという点で、本解析は現実の挙動との整合性をある程度有しているものと考えられる。

4. 各種要因が橋脚および杭の挙動に及ぼす影響

4.1 橋脚の降伏震度による影響

前節で述べた解析では橋脚の水平降伏震度を設計通り0.2と設定したが、ここでは降伏震度

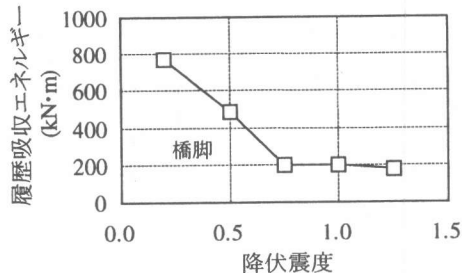


図-12(a) 橋脚(基部)のエネルギー吸収

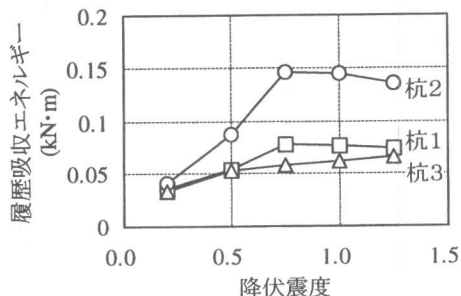


図-12(b) 杭(杭頭)のエネルギー吸収

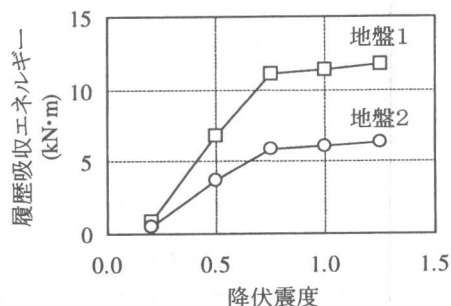


図-12(c) フーチング脇地盤のエネルギー吸収

を0.5, 0.75, 1.0, 1.25と変化させ、他の条件は変化させずに同様の解析を行った。

まず、橋脚頂部の最大応答加速度と橋脚の塑性率の変化を図-11に示す。ここで、塑性率とは最大応答変位を降伏変位で除した値とし、塑性率が1以下の場合には橋脚が未降伏であることを示す。これらの結果より、降伏震度が低い範囲では橋脚が大きく塑性化するために固有周期が伸び、結果として応答加速度が大きくなることを示唆している。

履歴ループで囲まれた面積を橋脚の塑性化により吸収されたエネルギーと見なした時の、降伏震度の変化に伴う履歴吸収エネルギーの変化

を図-12(a)に示す。同様に計算した杭頭部およびフーチング脇地盤での履歴吸収エネルギーの変化をそれぞれ図-12(b)(c)に併せて示す。杭頭のエネルギーは便宜上、要素長を用いて計算した。これらの解析を通じて入力地震動は変化させておらず、そのため系全体に入力されるエネルギーは変化していないものとする。

図-12において、橋脚降伏震度が上昇して塑性変形が小さくなり、それに対して基礎杭や周辺地盤の塑性化が顕著となる。従って、橋脚の履歴吸収エネルギーが減少し、それに伴い杭や地盤での履歴吸収エネルギーが増加していくと言える。また、橋脚の降伏震度 0.75 を越えると、それぞれの履歴吸収エネルギーはほぼ一定となるが、これは入力最大加速度が 500gal であるために、橋脚頂部での最大加速度が降伏震度を上回らなくなり、橋脚の塑性変形度があまり変化しなくなったためと考えられる。これらの結果から、橋脚水平耐力のみを高くした場合は、基礎杭や地盤等、橋脚以外の部分に被害が集中するため、設計時には地上部と地下部のエネルギー分担を考慮する必要があることを示唆している。

4.2 橋脚の固有周期による影響

次に橋脚の固有周期を変化させてその影響度について検討を行った。ここで挙げる固有周期とは、橋脚躯体のみを 1 質点系弾性バネと見なしたときの固有周期であり、基準解析においては 0.5sec 程度である。橋脚高さを変化させることによって、0.2sec および 1.0sec のケースについて解析を行った。実際には橋脚高さを変化すれば基礎構造も変化するはずであるが、ここではその影響を考慮せず、純粋に固有周期が上記の値となるような橋脚高さを設定した。なお、用いた入力波形の卓越周期は 0.68sec であるが、中心となる周期帯は概ね 0.4~0.8sec の範囲となっている。

降伏震度が 0.2 および 1.0 の時の、橋脚頂部での最大応答加速度と橋脚固有周期 T_p との関係を図-13に示す。降伏震度 0.2 の時は最大

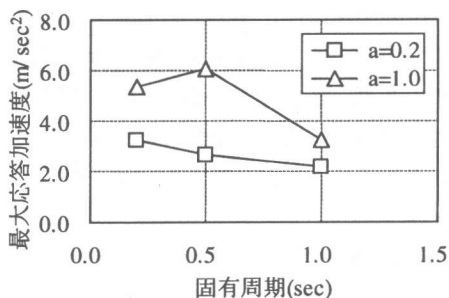


図-13 橋脚固有周期と最大応答加速度

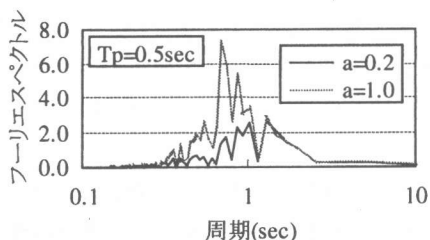


図-14 フーリエスペクトル

加速度は単調減少しているが、降伏震度 1.0 の時は、 $T_p=0.5\text{sec}$ で極大となっている。これは、固有周期が入力地震動の卓越周期に近いために共振現象が起こっているためと考えられる。

$T_p=0.5\text{sec}$ 時の各々の応答加速度時刻歴から算出したフーリエスペクトルを図-14に示す。この図より、降伏震度 1.0 の時は明らかに 0.68sec で共振現象が発生しているのに対し、降伏震度 0.2 の時は、周期 1.0sec 以下で明確な共振は見られない。この原因としては、降伏震度が低いために、地震動の入力開始直後に塑性変形し、橋脚のエネルギー吸収能が著しく小さくなったためと考えられる。

この時の橋脚、杭頭、およびフーチング脇の地盤要素での履歴吸収エネルギーの固有周期 T_p との関係をそれぞれ図-15(a)~(c)に示す。これらより、橋脚の固有周期が高く吸収するエネルギーが小さい場合、杭頭には大きなエネルギーが集中していることが分かる。一方、フーチング脇の地盤については、吸収エネルギーが減少している。これについては、橋脚の固有周期が長くなることによって、フーチングの回転

運動、いわゆるロッキングが卓越する⁵⁾ことが原因であるとも考えられ、今後詳細に検討する必要がある。以上より、橋脚の固有周期によっても、橋脚-杭基礎-地盤系の地震エネルギー分担が変化する事が明らかとなった。

5. まとめ

本研究では橋脚-杭基礎-地盤全体系の地震応答解析を試み、系の地震時挙動について考察を行った。また、併せて橋脚諸元を変化させたパラメトリックスタディを行い、これらが応答性状に与える影響について考察を行った。得られた結論を以下に記して、本論文のまとめとする。

- 1) 実際に損傷を受けたRC橋脚をモデル化して全体系解析を行った結果、本橋脚は躯体のみならず、杭頭部にも損傷を受けることが確認された。
- 2) 橋脚の降伏震度を高く設定した場合、橋脚の履歴吸収エネルギーは低下し、それに伴って杭や地盤の履歴吸収エネルギーが増加する。
- 3) 降伏震度がある値を超えた場合、各々の吸収するエネルギーはほぼ一定となる。今回の解析では橋脚降伏震度で0.5~0.75近辺が遷移点であったが、これは、入力地震動の最大加速度(500gal)に関係すると考えられる。
- 4) 橋脚の固有周期を長く設計した場合、基礎杭に被害が集中する可能性がある。

謝辞

本研究で行った解析は、(株)構造計画研究所・(株)地震工学研究所の開発した地盤の2次元弾塑性有限要素解析プログラム「NANSSI-2D」を用いて行ったものである。本プログラムの使用にあたり、(株)構造計画研究所の山本一美氏に多大な御協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

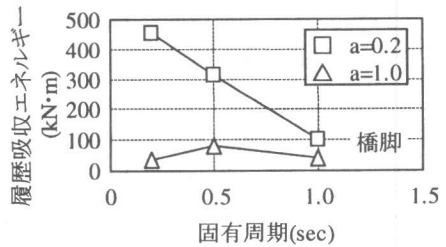


図-15(a) 橋脚基部でのエネルギー吸収

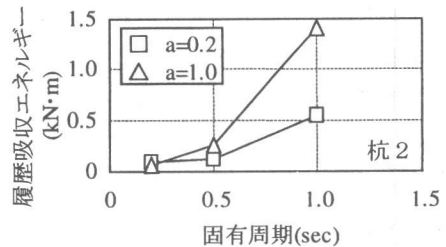


図-15(b) 杭頭でのエネルギー吸収

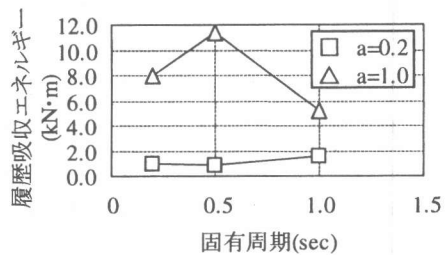


図-15(c) フーチング脇地盤でのエネルギー吸収

参考文献

- 1) 入門・建物と地盤の動的相互作用, 日本建築学会, 1996.3
- 2) 若井, 鶴飼, 松田: 動的弾塑性 FEM による地盤-橋梁系の地震時挙動予測, 第2回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp.265-268, 1997.11
- 3) 平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告, 建設省土木研究所報告, 第196号, 1996.3
- 4) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, (社)日本道路協会, 1996.12
- 5) 土岐, 国近: 橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究, 京都大学耐震研究報告, No.86-21986.5