

杭基礎構造物の一斉地震応答解析

Seismic response analyses of pile-founded structure by various methods

森 伸一郎*, 三浦 房紀**, 張 鋒***, 岸下 崇裕****, 岩上 憲一*****, 砂坂 善雄*****
 Shin'ichiro Mori, Fusanori Miura, Feng Zhang, Takahiro Kishishita, Norikazu Iwagami, Yoshio Sunasaka

- *博士(工学) 愛媛大学助教授 工学部環境建設工学科(〒790-8577 愛媛県松山市文京町 3)
 **工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科(〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)
 ***博士(工学) 岐阜大学助教授 工学部土木工学科(〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸 1-1)
 ****工修 株式会社フジタ 技術センター土木研究部(〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)
 ***** 株式会社構造技術センター 福岡支社(〒812-0011 福岡県福岡市博多区博多駅前 3-5-7)
 *****工修 鹿島建設株式会社 土木設計本部設計技術部(〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

In this paper, a series of seismic response analyses was conducted by various numerical methods on a structure supported by a concrete group-pile foundation, which is also part of the jobs subscribed for Dynamic Analysis Working Group of the Subcommittee on Seismic Design for Pile Foundation in the Earthquake Engineering Committee, JSCE. The analytical methods adopted in this paper were 3D-FEM, 2D-FEM, 2D-frame model, and two types of 1D-beam model (Penzien's and Penzien-type models). All the analyses were conducted in linear as well as in nonlinear condition both for the structures and the ground. Results were compared and the features of each method were discussed focusing on the responding bending moment of the piles. The results obtained from 3D-FEM were carefully compared with those from other methods. It is found overall that the results from 1D-beam model were mostly similar to those from 3D-FEM model in this case study.

Key Words: pile foundation, seismic response, dynamic analysis, FEM, frame analysis, Penzien's model, interaction, nonlinearity

キーワード: 杭基礎, 地震応答, 動的解析, FEM, フレーム解析, Penzien モデル
 相互作用, 非線形性

1. はじめに

土木学会地震工学委員会の杭基礎耐震設計研究小委員会(委員長:三浦房紀)では,1997~2000年の4年間,杭基礎に関わる地震応答,液状化,耐震設計の諸問題を検討して活動した.杭基礎の動的応答を担当するワーキンググループ(主査:森伸一郎)では,杭基礎の地震応答を主題として,地震時挙動を合理的に反映した地震応答解析法について検討し,実務設計における利用技術を開発することを目標に活動してきた¹⁾.

実務設計では動的解析を行う機会が少なく,ましてや杭基礎などの動的相互作用を正面から捉えた動的解析を行う機会は皆無に近いことがWG内での意

見交換から判明した.しかし,将来の性能設計への移行を考えた場合,非線形地震応答を合理的に評価するための手段としての動的解析技術の開発が急務である.各種の解析法の特徴を比較してその得失を洗い出すことが重要であるとの認識を持ったが,現状ではそのような比較解析が行われたことがない.

杭基礎の非線形地震応答に関する研究として様々なものがある.三浦²⁾は地盤の非線形化の進展度合いを等価線形的に扱い群杭における水平力分担を評価した.森ら³⁾は液状化地盤における杭の動的相互作用を振動台実験と解析から検討し,宮本ら⁴⁾は杭の地震応答に及ぼす地盤の非線形性の影響を考察した.最近では,杭剛性に軸力変動の影響を考慮した地震応答が,2次元梁ばねモデル⁵⁾,2次元FEM^{6),7)},3次元FEM⁸⁾などによって研究されている.しかし,

いずれか2つのモデルを比較する研究^{3), 9), 10)}はされているが、系統的な解析法の比較がなされている研究は少ない。

そこでワーキンググループ内で著者らが解析法を分担して線形および非線形の地震応答解析の一斉解析を行った¹¹⁾。本論文では、検討課題と共通認識を確認した後、分担して実施した一斉解析の概要を述べ、解析結果に基づいて、特に杭の曲げモーメントに注目して解析法を比較し、その特徴を議論した。また、3次元FEM解析との類似性を考察した。

2. 検討課題と共通認識

杭基礎構造物の地震応答を研究するに当たって、取り上げるべき検討課題を次に挙げる¹⁾。

- 杭基礎の地震被害（被害事例の整理と分析）
- 杭基礎の地震時挙動（観測と解析）
- 杭基礎の変形・強度・復元力特性
（杭体と地盤中の杭、破壊域までの特性）
- 杭基礎の地震応答解析法
（2D/3D、静的/動的、全応力/有効応力）
- 地盤と杭基礎の動的相互作用
- 地盤の動的ばね値
- 減衰
- 有効入力

これらに関する話題提供やそれに伴う議論では、次のようなことが改めて共通認識として得られた¹¹⁾。

- 地震時の振動による地盤変形の杭への影響について考えない設計はあり得ない。
- 考えるべき地震動の大きさが大きくなったので、杭体の強非線形域の特性を解析に取り入れる必要がある。
- 3次元解析に関する研究が広まりつつあり、3次元解析特有の知見を整理し、実務で広く利用されている2次元解析との比較が不可欠である。
- 研究で広く利用されるFEM解析と実務で利用されるFrame解析の系統的な比較が必要である。
- Penzien型モデルのような一次元モデルとFrame解析において、地盤が強い非線形域に入ったときの地盤ばね効果の評価が重要である。

3. 異なる手法による一斉解析

(1) 検討目的

上述のような共通認識を基に、同一の杭基礎構造物に対し異なる解析手法による一斉解析を行うこととした。解析対象を改訂された道路橋示方書¹²⁾により新たに試設計する構造物とし、解析方法による結

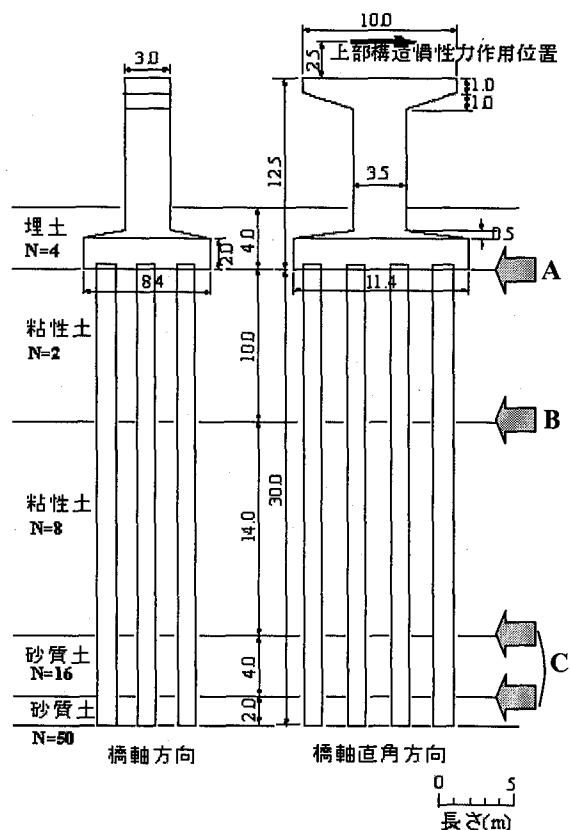


図-1 解析対象である橋脚基礎と地盤

果の違いを検討すること、耐震設計に動的解析を用いる際の留意点を明らかにすることを目的とした。

動的解析でははじめに線形解析を行い、次いで非線形解析を行った。解析条件を統一させるのが困難であったが¹⁾、統一を図ることができた¹¹⁾。

(2) 解析手法

著者らの使用できる解析プログラムを利用することを前提として、次の解析手法が用いられた。カッコ内は担当した委員であり、解析方針や解析条件の統一、解析結果の突き合わせと解析条件の確認を行った。統一検討条件以外は各委員に任されている。

- [1] 3次元FEM（張委員）⁸⁾
- [2] 2次元FEM（岸下委員）¹³⁾
- [3] 2次元Frame（岩上委員）¹⁴⁾
- [4] Penzien型モデル：1次元（砂坂委員）^{15), 4)}
- [5] Penzienモデル：1次元（森主査）¹⁶⁾

なお、ここでは森¹⁷⁾に従い、オリジナルのPenzienモデル¹⁸⁾とその考え方を踏襲しつつも若干異なるモデルを総称してPenzien型モデルと呼ぶ。

(3) 検討対象と統一検討条件

解析対象は、大塚ら¹⁹⁾の検討した道路橋基礎であり、設計は道路橋示方書¹²⁾に則って福島²⁰⁾が行い、著者らが全員でチェックした。図-1に橋脚基礎と地

表-1 地盤の設計定数

番号	土質	層厚 m	平均 N値	単位体 積重量 (t/m ³)	内部摩 擦角 (deg.)	粘着力 (kN/m ²)	せん断 波速度 (m/s)	せん断剛 性(kN/m ²)
1	埋め土	4	4	1.8	-	-	127	29028
2	粘性土	10	2	1.7	0	19.6	126	26989
3	粘性土	14	8	1.8	0	78.4	200	72001
4	砂質土	4	16	1.9	31	0	202	77528
5	砂質土	2	50	2.0	42	0	295	174048

表-2 今津・福武式のパラメータ

	a	b	c	d
砂	12.11	0.89	38.81	0.47
粘性土	4.71	0.79	13.51	0.27
砂礫	12.42	0.75	18.93	0.30

盤を示す。図中で示した矢印と A～C は、後の数値解析結果における杭応力の考察で着目する深さである。

(a) 地盤

地盤は、比較的軟弱な層厚が 14m あり、支持層深さは 32m である。物性は設計用の数値として層毎の平均 N 値、 ϕ 、C、単位体積重量があるのみで、地下水位、弾性波速度 Vs、Vp、動的変形特性 $G \sim h \sim \gamma$ などはなく、これらは必要に応じて土質、N 値から設定するものとする。表-1 に地盤の設計定数を示す。

動的解析の場合には、線形の応答を決定付けるパラメータを統一する必要がある。土の密度、せん断波速度、ポアソン比、は表-1 に示すものとする。

動的変形特性 $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ については、等方圧密状態でせん断をかけた場合の $\tau \sim \gamma$ 関係の骨格曲線の割線剛性を微小ひずみでの剛性で正規化した剛性比とせん断ひずみの関係 $G/G_0 \sim \gamma$ 、および繰り返し載荷をして得られる履歴減衰 $h \sim \gamma$ として与えるものとする。このように規定したのは、任意の構成式でも対応できるようにするためである。過去の多くの試験の文献から整理して求められた今津・福武²¹⁾の式(平均値)で与える。

具体的には、表-1 の埋め土層(1)と砂質土(4)の 2 層は今津・福武による砂、粘性土の 2 層(2,3)は粘性土、最下層(5)は砂礫の平均値とし、次式で算出した。

$$G/G_0 = 1/(1+a\gamma^b) \quad (1)$$

$$h = c\gamma^d \quad (2)$$

この式のパラメータ a, b, c, d は表-2 による。これによって得られる剛性低下率と減衰定数のひずみ依存特性を図-2 に示す。図に示したように、この式の有効範囲(基となる試験結果の分布する範囲)は、せん断ひずみで 3×10^{-3} 程度であり、それ以上では適用できないことに注意する必要がある。 10^{-2} 程度までは外挿可能であろうが、それ以上の適用は無謀である。したがって、各々の解析プログラムにおける構成関係のパラメータを設定する際には工学的な判断が求められる。パラメータの設定は各担当者の判断にゆ

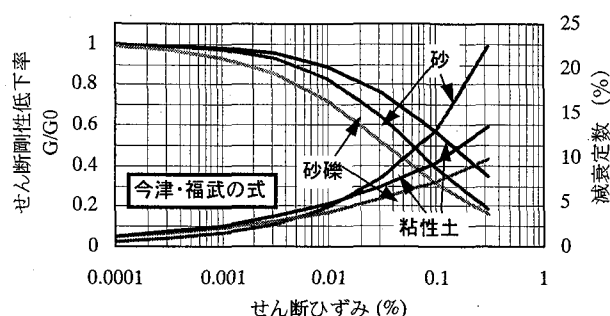
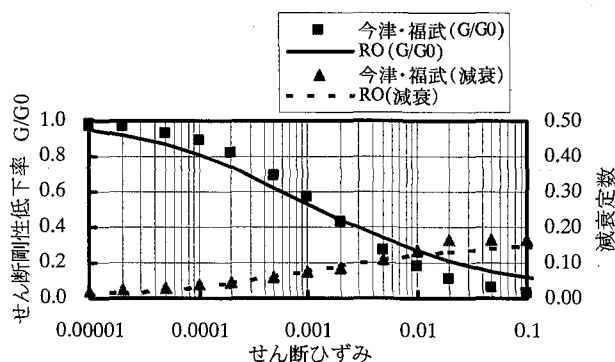
図-2 今津・福武²¹⁾の剛性と減衰のひずみ依存性曲線

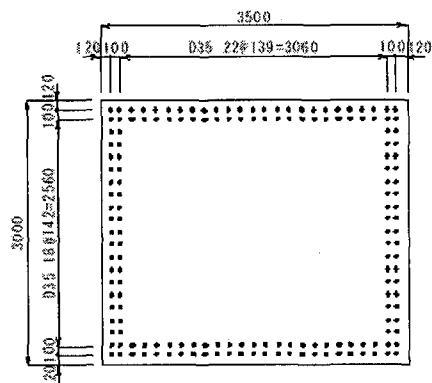
図-3 今津・福武式と 2D-FEM の R-O モデルの粘性土のひずみ依存性曲線

だねられた。動的変形特性の設定状況の内、2D-FEM で用いられた R-O モデルの例を図-3 に示す。他の解析の詳細については文献^{8),13),14),15),16)}を参照されたい。

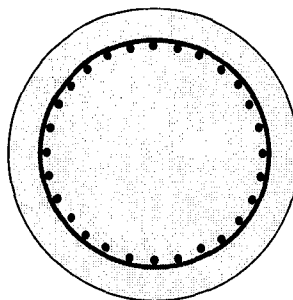
(b) 橋脚と杭基礎

橋脚は断面が 3.0 m × 3.5 m の T 型橋脚で、橋脚質量は 336 ton である。道路橋示方書により算定された上部工の設計水平力は 11.76MN である。橋脚は橋軸方向が弱軸の矩形断面である。杭は場所打ちコンクリート杭とし、直径 1.2m、長さ 30m で 3 × 4 = 12 本で構成され、10m 以深は鉄筋量を少なくする。検討する加力・加振方向は橋軸直角方向すなわち、杭が 4 列並んだ方向である。

橋脚と杭はともにコンクリートの強度を 24 N/mm²、弾性係数を 2.5×10^4 N/mm² とし、鉄筋材質は橋脚は SD345、杭は SD295A とした。図-4 に橋脚と杭の配筋断面を示す。



(a) 橋脚



杭外径 120 cm
かぶり 15 cm
断面 1,2 (0-10 m)
主筋 D29×28 本
フープ筋 D16 ctc150 (0-2.4 m)
フープ筋 D16 ctc300 (2.4-10 m)
断面 3 (10-30 m)
主筋 D29×14 本
フープ筋 D16 ctc150

(b) 杭

図-4 橋脚と杭の配筋状況を示す断面図

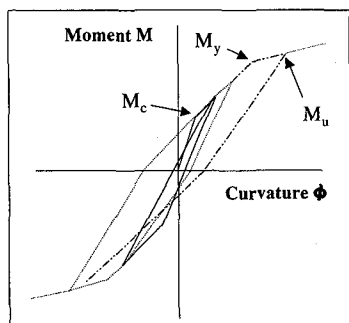


図-5 杭の M-φ 関係の復元力特性 (武田モデル)

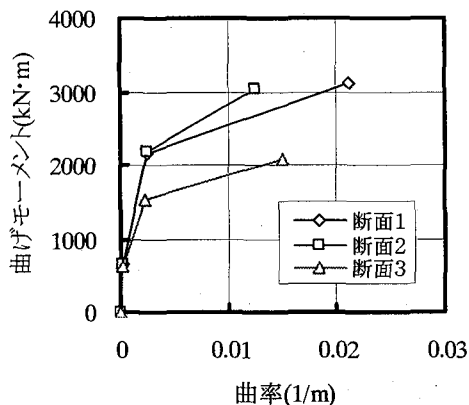


図-6 杭の M-φ 関係の骨格曲線

表-3 杭の M-φ 関係の特性点

		ひび割れ		初降伏		終局	
		M_c	ϕ_c	M_{y0}	ϕ_{y0}	M_u	ϕ_u
杭	断面1	662	2.30E-04	2157	2.45E-03	3129	2.11E-02
	断面2	662	2.30E-04	2183	2.45E-03	3050	1.26E-02
	断面3	636	2.37E-04	1526	2.30E-03	2065	1.49E-02
下部構造物		23307	7.38E-05	78074	7.85E-04	101651	1.39E-02

曲げモーメント～曲率 (M-φ) 関係については、橋脚では M-φ の骨格曲線はトリリニアとし、復元力特性は武田モデル²²⁾としたが、非線形領域には入らなかった。杭の M-φ の骨格曲線はトリリニアとし、復元力特性は武田モデルとする (図-5)。ただし、武田モデルでは除荷時剛性は低減させ、M の正負が変わると最大点を指向するが、3D-FEM では、除荷時は初期剛性を取り、Masing 則により復元力特性を規定している。したがって、3D-FEM では杭の変形が大きくなると減衰を他のモデルより大きめに評価している。

復元力特性のうち、骨格曲線のクラック開始点、初降伏点、終局点の特性点の座標を表-3 に示す。これらは、杭 1 本あたり 1917kN の常時軸力下で求めたものである。図-6 に杭の各断面における M-φ の骨格曲線を示す。

(c) 入力地震動

動的解析には、1995 年兵庫県南部地震の際に神戸

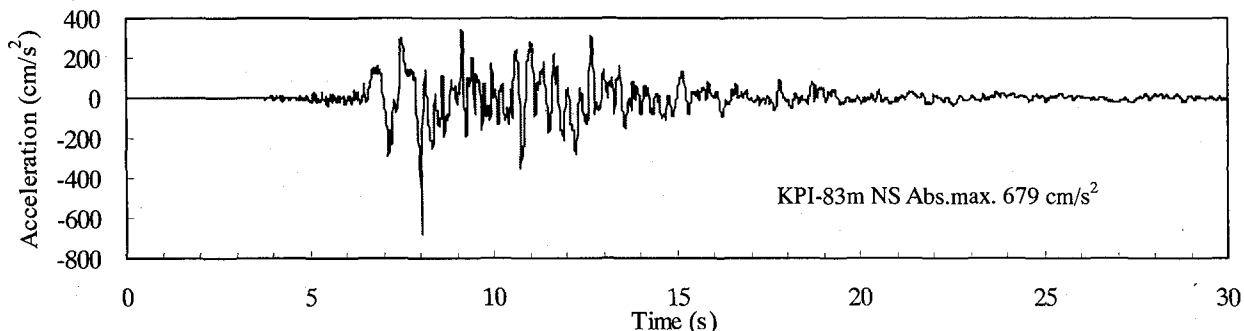


図-7 解析に用いる入力地震動 (KPI-83m NS 成分)

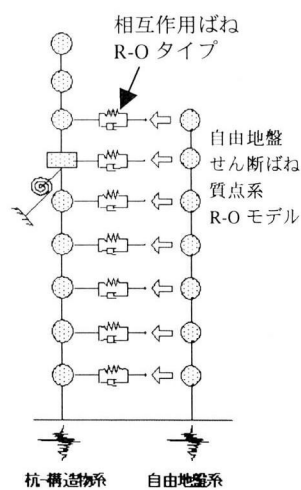
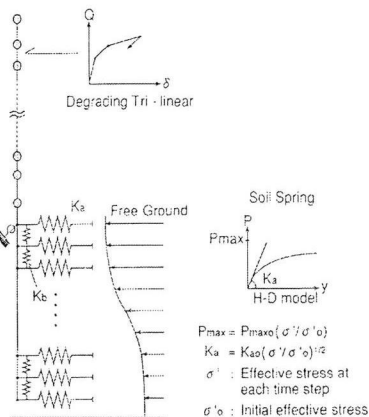
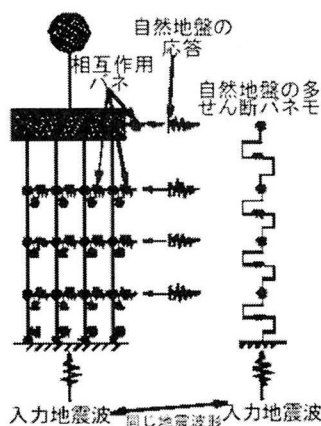
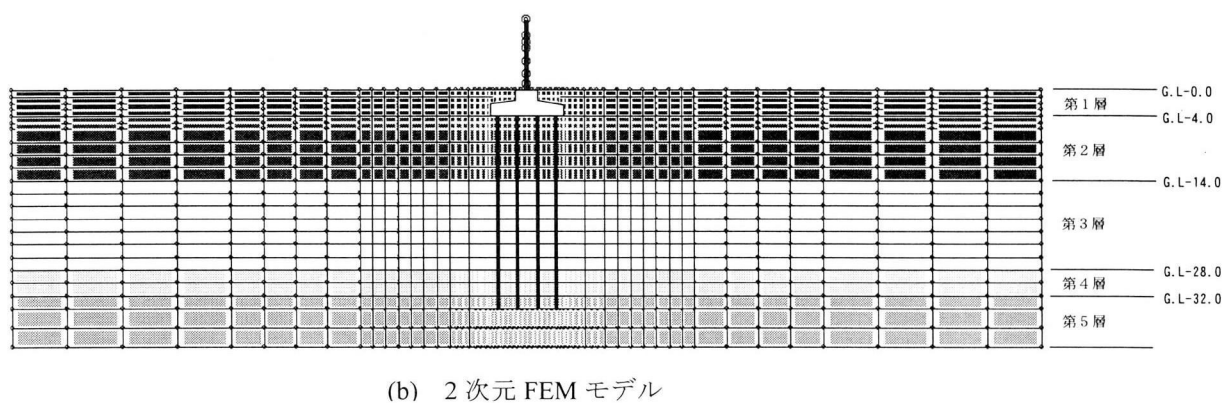
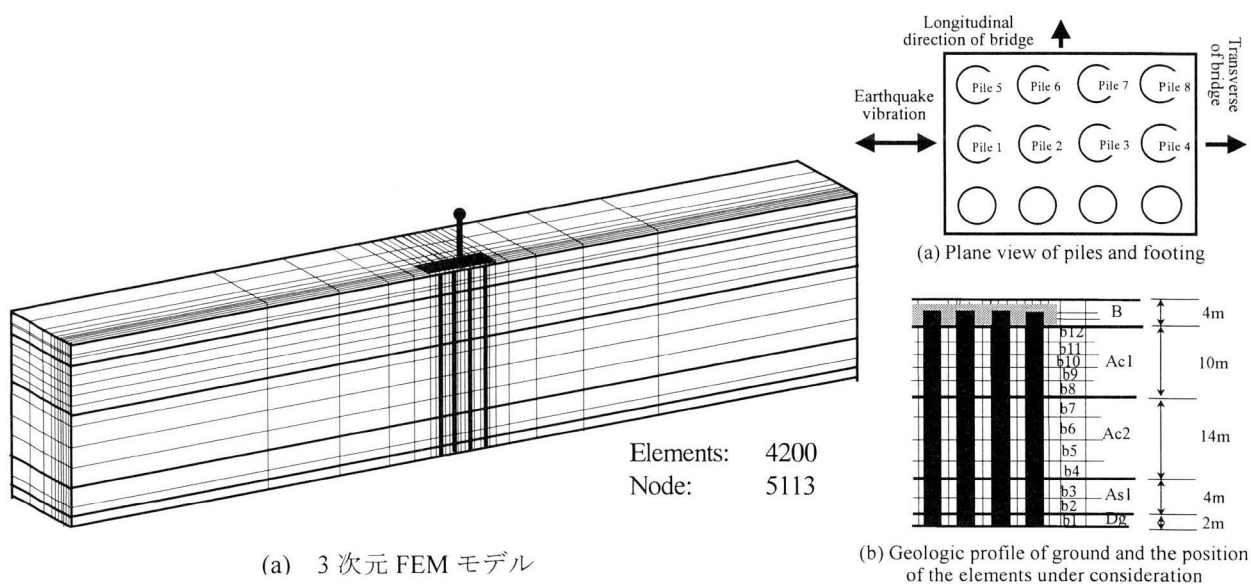


図-8 一斉動的解析に用いたモデル

ポートアイランドで観測されたアレー地震観測記録の-83m (NS 成分) の加速度記録 (図-7) とする。地震動は、原則として記録の 0~30 秒の解析を行う。

(d) 減衰

減衰マトリックスにはレーリー減衰、剛性比例、質量比例、部材別ひずみエネルギー比例 (フルマトリックス) などがあるが、レーリー減衰を基本とする。線形時の地盤の 1 次と 2 次の振動数で減衰定数 2%

となるように設定する。剛性比例の場合、地盤の 1 次と 2 次の振動数の平均振動数で減衰定数 2%となるように設定する。非線形解析においては、同様な方法で 1%とする。

(4) 解析モデル

図-8 に、(a)3 次元 FEM モデル、(b)2 次元 FEM モデル、(c)2 次元 Frame モデル、(d)Penzien 型モデル、

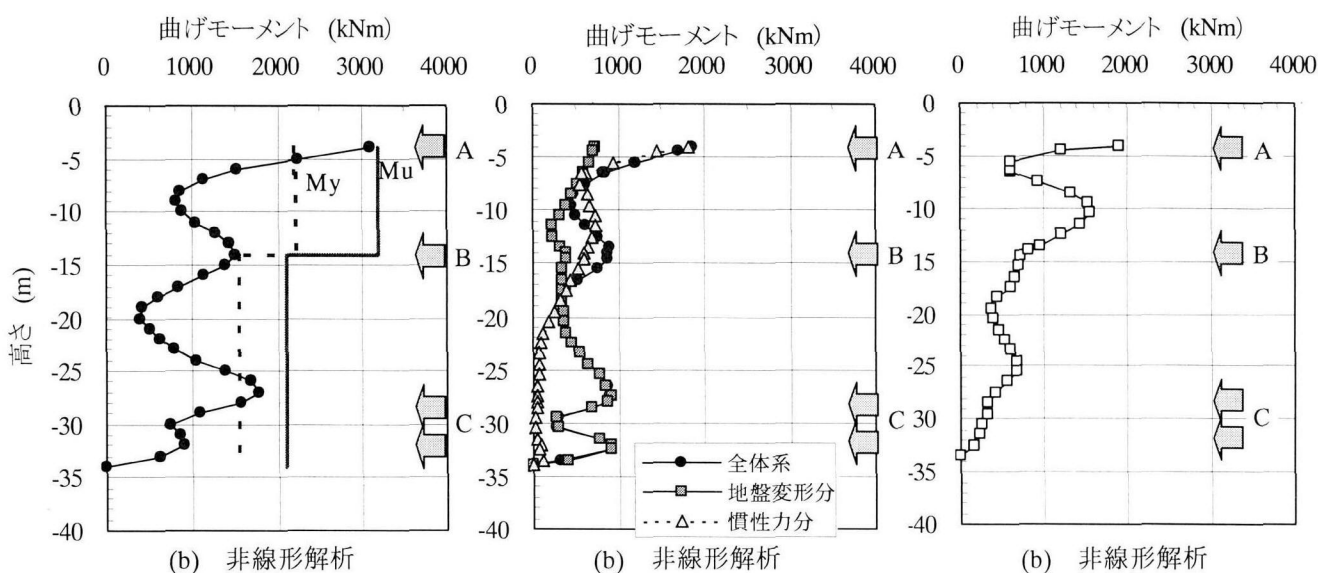
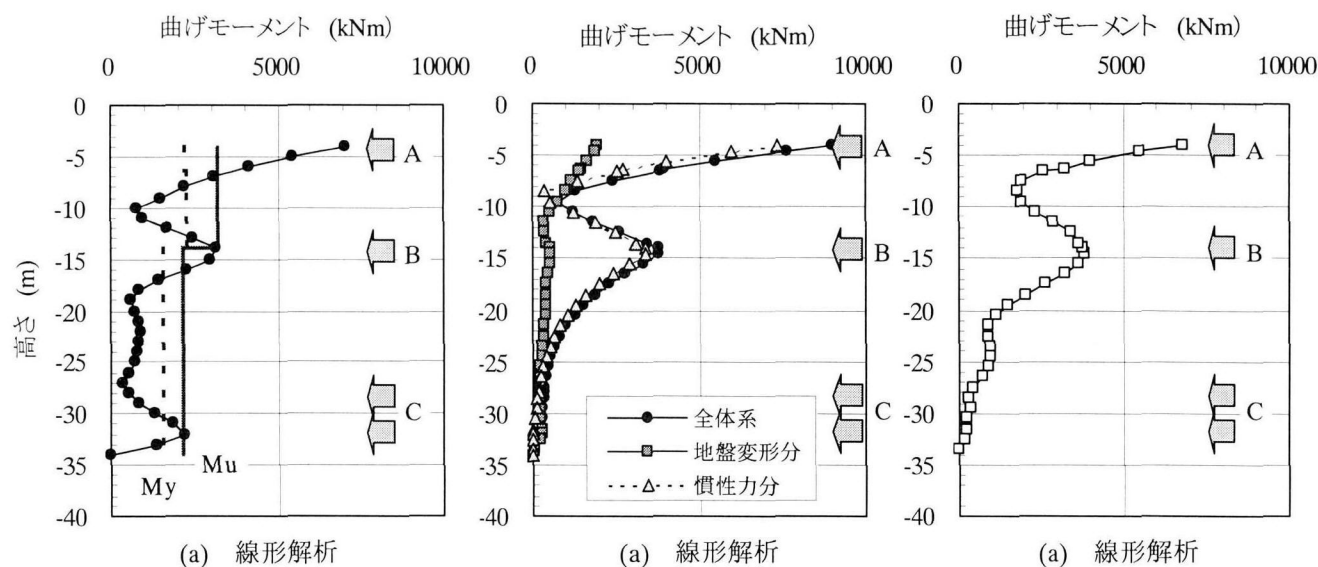


図-9 Penzien モデルによる
最大曲げモーメント分布

図-10 Penzien 型モデルによる
最大曲げモーメント分布

図-11 2D-Frame モデルによる
最大曲げモーメント分布

(e)Penzien モデルを併せて示す. 相互作用と関係する周辺の地盤の要素の数は, おおよそではあるが, 4200 (3D-FEM), 800 (2D-FEM), 120 (2D-Frame), 30 (Penzien モデル) となり, 前者ほど自由度が大きい分, 挙動に対する表現能力が高いと考えられる. 一方, 計算時間については後者ほど短い.

2つの FEM モデルはせん断剛性とポアソン比, 非線形解析では構成モデルのパラメータが必要である. 2D-Frame と2つの Penzien モデルと Penzien 型モデルは自由地盤と相互作用ばねが共通のものである.

自由地盤の応答は2D-Frame と Penzien モデルではせん断質点系の解析により, Penzien 型モデルでは重複反射解析 (SHAKE) により求めている.

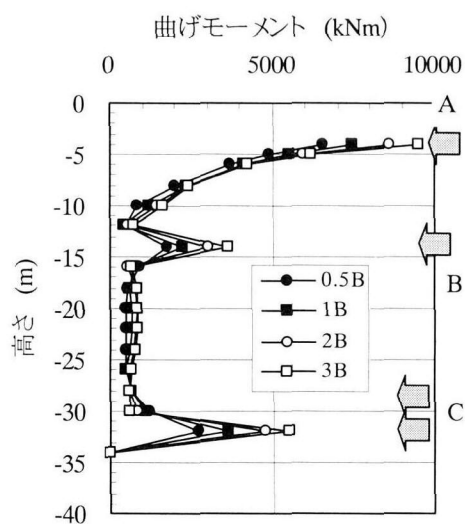
また, 相互作用ばねは, 2D-Frame では道路橋示方書に基づき求めている. Penzien 型モデルでは3次元

薄層要素法により求め, 非線形性を双曲線モデルで表現している. Penzien モデルでは, 線形及び初期剛性としては Mindlin-II 解により求め, 非線形性は R-O モデルで表現し, そのパラメータは, 杭径の3倍の受動土圧に群杭係数 $n^{1/2}$ (n は杭本数) を乗じたものを降伏軸力 P_y とし, それと杭径の1/100程度の降伏変位 δ_y の付近で強く曲がるように設定している.

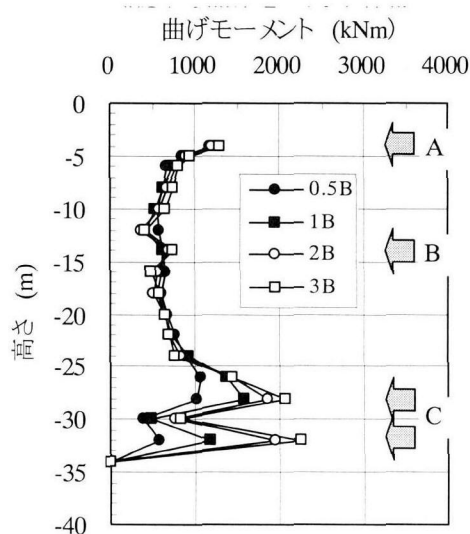
杭の非線形性は常時軸力下で求めたものを共通としたが, 3D-FEM では軸力変動を考慮している.

(5) 結果と考察

はじめに, 杭基礎の応答で重要な曲げモーメントについて見る. 以下では, 各深度における曲げモーメント最大応答の絶対値の分布である. 図-9 に Penzien モデル, 図-10 に Penzien 型モデル, 図-11

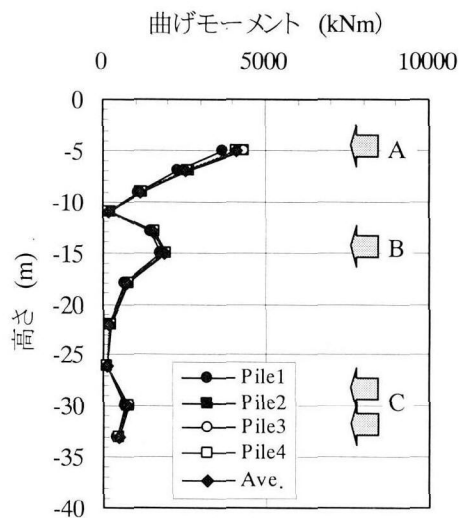


(a) 線形解析

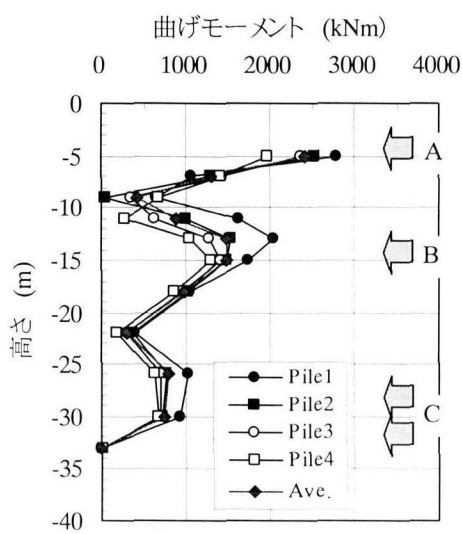


(b) 非線形解析

図-12 2D-FEM モデルによる
杭の最大曲げモーメント分布



(a) 線形解析



(b) 非線形解析

図-13 3D-FEM モデルによる
杭の最大曲げモーメント分布

に 2D-Frame モデル，図-12 に 2D-FEM，図-13 に 3D-FEM による曲げモーメント図を示す．それぞれの図で(a)は線形解析，(b)は非線形解析の結果である．

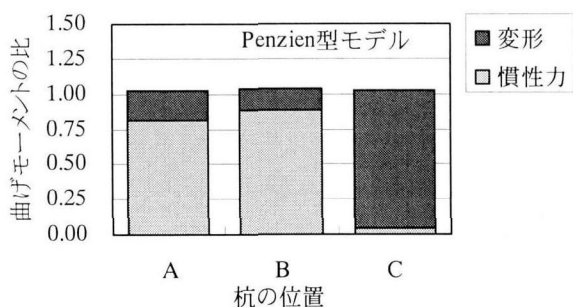
森・平田¹⁶⁾による Penzien モデルの解析によれば，杭頭部（-4m：A），浅部層境界（-14m：B），深部層境界（-28m と -32m：C）のおよそ 3 箇所 で曲げモーメントが大きくなる．深部層境界付近の曲げモーメントは，入力が大きくなると地盤の非線形化により増大するが，相互作用ばねの非線形性を考慮するとその程度が緩和され分布形状もなだらかになることが指摘されている．そこでこの 3 箇所について着目して考察する．

(a) Penzien 型モデル

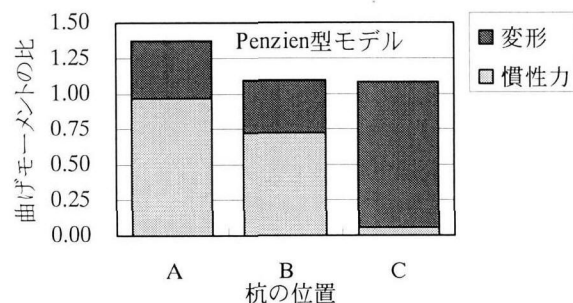
Penzien 型モデルでは，全体系の解析に加えて上部

構造物を除去した場合の解析を行った．後者の解析は杭の応答における地盤変形の寄与分を算定するためのものであり，全体系の応答結果から地盤変形の寄与分（地盤変形分）を差し引いたものを上部工慣性力による寄与分（慣性力分）と考える．図-10 には全体，地盤変形分，慣性力分を示している．この考え方は線形の場合には妥当であるが，非線形の場合には厳密には妥当ではなく，一つの目安と捉えるものとする．さらに，これらは同一時刻で成り立つことであり，時刻歴上での計算によって求められる．最大値同士の間では厳密には両者の寄与分の和は全体系の値にはならないので，最大値の考察は大局的なものであり，厳密性には欠けている．

これによれば，線形解析では杭の曲げモーメント



(a) 慣性力と地盤変形による応答(線形)



(b) 慣性力と地盤変形による応答(非線形)

図-14 杭の最大曲げモーメントにおける慣性力分と地盤変形分の割合

は深さ 25 m 以浅では構造物の慣性力が主として寄与している。また、非線形解析では、深さ 17 m 以浅では構造物の慣性力分が、それ以深では地盤変形分大きく、非線形では地盤変形の相対的な比率が大きくなっている。A:B:C は、線形時で 1:0.42:0.03 であり、非線形時で 1:0.48:0.48 である。非線形化により B の割合が相対的に微増し、C の割合は激増している。非線形化により層境界 C の地盤変形が大きくなった影響が現れている。これは Penzien モデルでも指摘されている¹⁶⁾。

全体系の解析結果を 1.0 としたときの慣性力分と地盤変形分について深さの違う曲げモーメントの比率を図-14 に示す。線形の場合にはこれらの割合の合計が約 1.0 になり、割合が寄与率を表していると考えられる。A,B の位置では 80% が慣性力によるものであり、C の位置ではほとんどが地盤変形によるものである。それに対し、非線形では 2 つの成分の比の合計が 1.0 より大きくなるが、これはそれぞれの最大値が現れる位相に時間的なずれがあるためである。

(b) Penzien モデルと 2D-Frame モデル

図-9 の Penzien モデルでは、比率 A:B:C は、線形時で 1:0.44:0.31 であり、非線形時で 1:0.49:0.58 である。図-11 の 2D-Frame モデルでは、比率 A:B:C は、線形時で 1:0.48:0.02 であり、非線形時で 1:0.80:0.16 である。以上の 3 モデルは主に地盤ばねのモデル化と算定方法が異なるためであると考

えられる。2D-Frame モデルの比率が他の 2 つと大きく異なる。また、2D-Frame モデルでは 4 本の杭にモデル化しているが、線形時には 4 本は同一の応答であり、非線形時においても 0.1~0.5% 程度の差であるので同一の応答と見なせる。線形で同一なのは当然であるが、非線形でも差がないのは杭体の軸力変動を考慮できるモデルでもなく軸力変動に抵抗する非線形の杭周面せん断ばねも付いていないためである。すなわち群杭の 2 次元モデルについては、微小変形問題で、地盤ばねが同じで、杭の軸力応答に対する抵抗機構が等しく線形で、側方から入力される地盤変位が同じであれば、本数分に分離する意味はない。

(c) 3D-FEM モデル

図-13 の 3D-FEM モデルの結果を考察する。図には加振方向に 4 本が配列された 3 列の内、中央の列の 4 本の杭が順に pile1 から pile4 まで示されている。また、併せて 4 本の平均値も示されている。

線形時には図示した中央列 4 本と図示していない端部列 4 本を合わせた計 8 本の杭の曲げモーメント分布は相似である。杭頭の曲げモーメント (A) は外側列の中 2 本、中央列の中 2 本、外側列の端部 2 本、中央列の押し側 1 本、同引き側 1 本の順に大きく、最後の 1 本が他より一層小さい。曲げモーメントの平均値に対する最大と最小の値は、+5%と-12%である。B 部では+5%と-5%であり、C 部では+4%と-6%である。したがって、線形時では杭の曲げモーメントの最大値は平均値に 5%程度割増せばよいことになる。

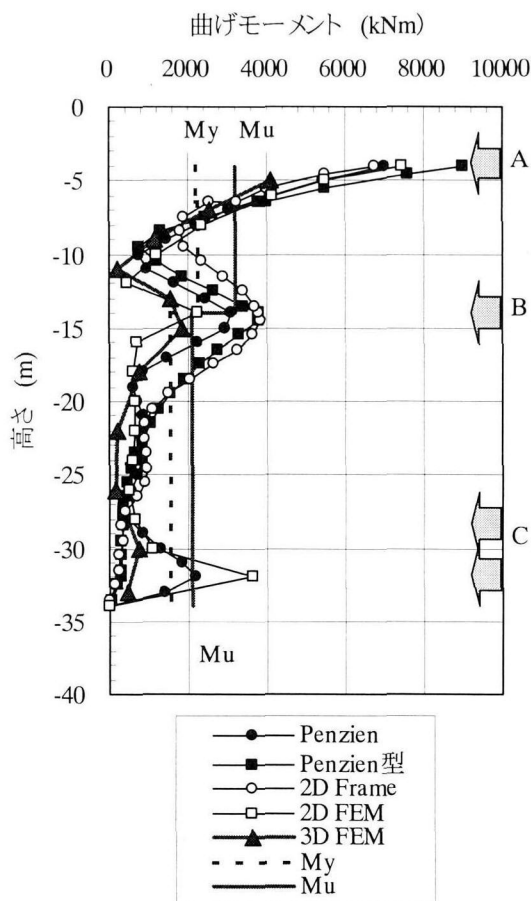
一方、非線形時には各杭で分布形状や大きさが大きく異なる。B, C の部分の極大値の現れる位置が異なっている。線形時と同様に平均値に対する最大と最小の値を求めると、A 部で+15%と-19%、B 部で+30%と-18%、C 部で+29%と-14%である。したがって、この解析の場合、非線形時には杭の曲げモーメントの最大値は平均値に 30%程度割増す必要があることになる。

また、平均値の A:B:C は線形時で 1:0.45:0.18 であり、非線形時で 1:0.65:0.33 である。以降、平均値で評価する。

(d) 2D-FEM モデル

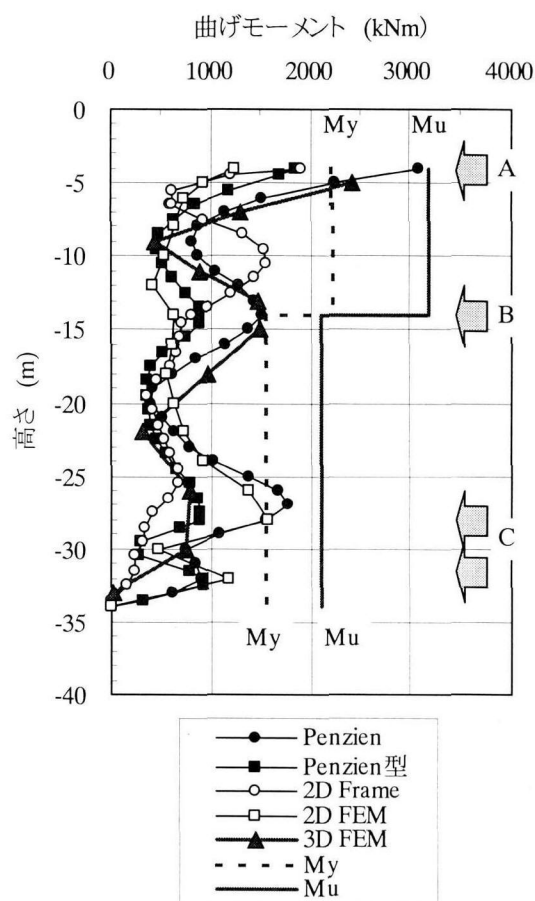
最後に図-8 の 2D-FEM モデルの結果を考察する。図には、フーチング幅を B としたときに地盤の部分の解析奥行きを 0.5B~3B まで変化させたときの解析結果を重ねて示している。

線形解析では解析幅を大きくするほど曲げモーメントが大きくなることが読み取れる。また、A:B:C は、0.5B で 1:0.27:0.42 であるのに対して 3B で 1:0.38:0.58 へと変化しており、解析幅を大きくするほど地中部の曲げモーメントの比率が大きくなることがわかる。



線形解析による杭の曲げモーメント

(a) 線形解析



非線形解析による杭の曲げモーメント

(b) 非線形解析

図-15 全ての解析法による杭の最大曲げモーメント分布

非線形時においてはその傾向が一層顕著となる。A : B : C は 0.5B で 1 : 0.54 : 0.91 に対して 3B で 1 : 0.58 : 1.75 へと変化しており、他の解析法と比べて深部層境界でのモーメントの評価が過大であることが特徴である。このケースでは、比率や大きさからは 0.5B ~ 1B 程度が好ましい。そこで、以降は 1B のケースに着目して考察する。

図には示さないが、この解析では 3 本 4 列の杭が 4 本の杭としてモデル化されている。4 本の杭の内、外側の 2 本の応答は同じであり、内側の 2 本の杭も同じである。平均値に対して最大と最小の値は線形時には A 部で 2%、B 部で 7%、C 部で 13% であり、非線形時には A 部で 2%、B 部で 4%、C 部で 6% である。3D-FEM に比べて線形時に深層部の違いがやや大きいことと非線形時に違いが小さいことが指摘できる。

(e) 各モデルの比較

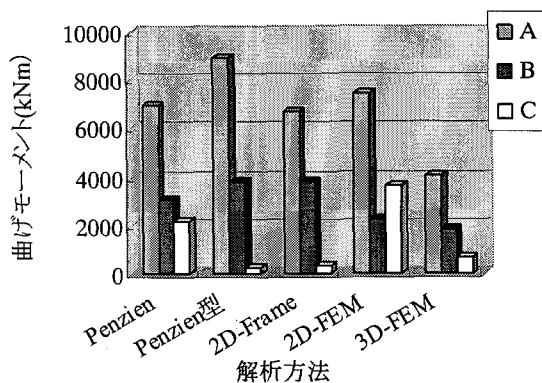
これまで、主に各解析法の特徴をモーメント分布の形状などに注目して考察した。ここでは、分布形

状に加えて大きさについても比較検討する。

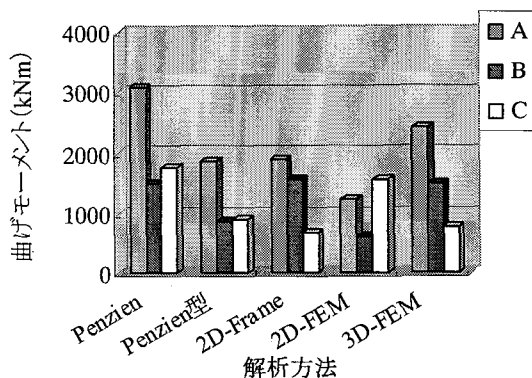
図-15 に全ての解析法による杭の最大曲げモーメント分布を示す。(a)は線形解析、(b)は非線形解析の結果である。杭頭部 (-4m : A)、浅部層境界 (-14m : B)、深部層境界 (-28m と -32m : C) のおよそ 3 箇所曲げモーメントが大きくなることは前述したが、以下ではこのことを踏まえて考察する。

また、各位置における曲げモーメントの比を A : B : C として述べてきたが、この考察が容易なように図-15 における A、B、C の曲げモーメントについて整理したものを図-16 に示す。

さらに、B 部、C 部では地盤のひずみが大きく影響することから、地盤のせん断ひずみも併せて考慮する。図-17 に非線形解析のときの各解析法による地盤の最大せん断ひずみ分布を示す。ひずみ分布が異なるのは、0.5% を越える動的変形特性を確定せずに解析担当者に任せただけに大きいひずみ領域における変形特性が異なっていたためであると考えられる。ただし、2D-Frame では C 部でひととき小さい。



(a) 杭の最大曲げモーメント(線形)



(b) 杭の最大曲げモーメント(非線形)

図-16 種々の解析法における杭の各深さの最大曲げモーメント

これは、この解析では動的変形特性に R-O モデルを採用しているがパラメータの設定が適切ではなかったことを反映している可能性がある。

はじめに、線形解析では、A 部においては Penzien 型モデルが群を抜いて大きく、3D-FEM が最も小さい。他の 3 者は中間的で同程度である。Penzien モデルは、フーチング部分に対する水平ばねを杭のばねとして算定したものを与えており、フーチング部分の水平抵抗を過小評価したために大きくなったものと考えられる。2D-frame モデルは A 部のほかに B 部周辺でもひとときわ大きいことから、そもそも水平ばねが過小評価されていると考えることができる。道路橋示方書のばねを用いた場合、線形解析時にはばねを過小評価すると言える。

C 部では解析法による違いが大きく現れている。2D-FEM が最も大きく評価しており、地盤の変形をまともに受けるという解析法の特徴であると言える。Penzien モデルも 2D-FEM に続き大きな曲げモーメントが現れている。3D-FEM でも上下より大きくなる曲げモーメントが現れており、地盤の変形による曲げモーメントが評価されている。一方、Penzien 型と 2D-frame が最も小さく評価しており、後者は前述のように地盤ひずみを小さく評価しているためであると言えるが、前者については地盤の変形を伝達す

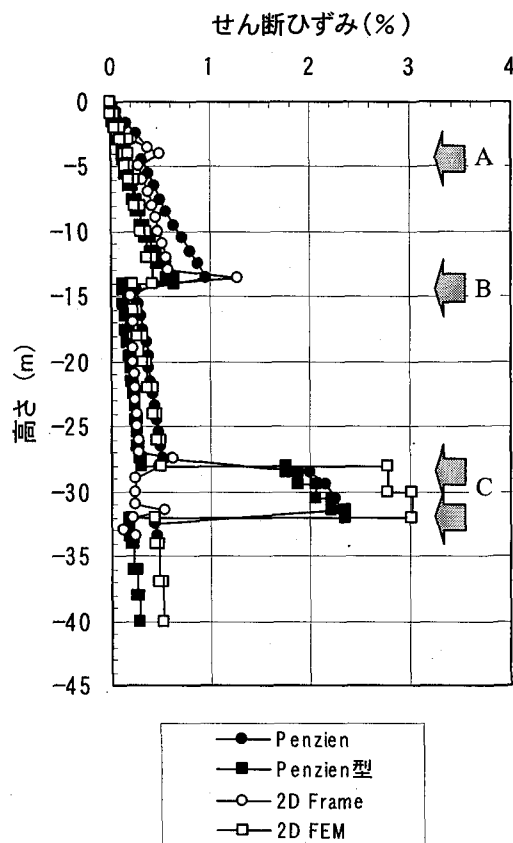


図-17 全ての解析法による非線形解析時の地盤の最大せん断ひずみ分布

る機能としてのばねの過小評価に起因すると考えられる。

深さ方向の分布形状を比較すると、いずれの解析法も A, B が大きいことや 3D-FEM, 2D-FEM, Penzien モデルで C のピーク位置がほぼ同じであることなどが特徴的である。3D-FEM と比較すると曲げモーメントの分布形状と大きさの両方から見たとき、Penzien モデルと 2D-FEM がよく似ている。

一方、非線形解析では B 部のモーメントのピーク位置（深さ）やその大きさが解析法によって著しく異なる。B 部では 3D-FEM, Penzien モデルが同程度で大きく、2D-FEM が最も小さい。Penzien 型モデルはピーク位置は同じだが大きさは Penzien モデルの約 6 割しかない。2D-Frame のピーク位置が 2 種の 1D モデルと異なるのは、せん断ひずみ分布に定性的な差がないことから、相互作用ばねの違いによるものと考えられる。

C 部においても大きく異なり、Penzien モデルと 2D-FEM が大きくその後続く 3D-FEM と Penzien 型は同程度である。2D-Frame の値が最も小さい。3D-FEM と比較すると A 部では Penzien モデルが、B 部では Penzien モデルが、C 部では Penzien 型モデルに近いが、分布形状と大きさの両方から見たとき、Penzien モデルがよく似ていると言える。

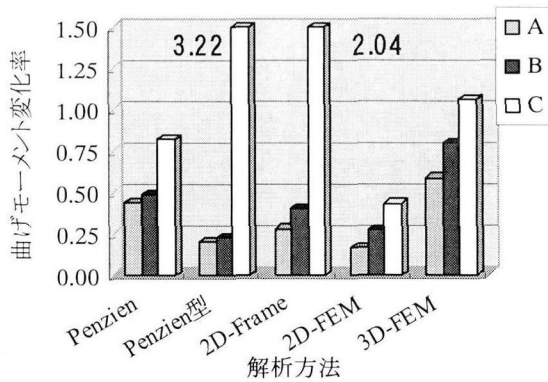


図-18 種々の解析法による杭の各部の曲げモーメントにおける非線形化の影響

ここまでは線形解析と非線形解析を別個に考察したが、これらと比較することによって非線形化による応答特性の変化を考察する。図-18 に種々の解析法による杭の各部の曲げモーメントにおける非線形化の影響を示す。非線形化によってA部は低減が大きい、地盤変形の寄与の大きいC部については変化率が大きい。3D-FEMではおおむね1.0であるのに対してPenzienモデルでは約0.8であり最も近い。Penzien型モデルや2D-FrameではA,Bに対する相対的な大きさでだけではなく絶対値も大きくなっている。これは線形のときに小さすぎたためである。A,B,C各部の非線形化に伴う変化率は解析モデルに対する非線形化に関するモデル化の性格を表していると考えれば、3D-FEMの非線形化の傾向に近いのはPenzienモデルであると言える。

(f) せん断力

これまで曲げモーメントについて見てきたが、せん断力分布を見て地盤との力のやりとりをしてみる。図-19に非線形解析におけるせん断力分布を示す。図には一部の解析法のみ示している。3D-FEMと比べてPenzienモデルとPenzien型モデルは-15m以浅ではせん断力が小さい。これは杭周辺の地盤反力が後者2者では小さいことを意味しているが、地盤ばねの非線形性を3D-FEMに比べて過大に評価しているためと考えられる。3D-FEMとPenzienモデルとはよく一致しており大局的には地盤ばねの評価は3D-FEM相当であると言える。2D-FEMでは、2つの1Dモデルよりもさらに小さい。このことは、図-15の曲げモーメントのなめらかな変化と整合しているが、その原因は不明である。

以上の動的解析によれば、解析条件の違い、線形・非線形の違いや1次元・2次元・3次元の違いなどによらず、地中部には、地盤の変形に起因する杭応力が発生し、これを無視した設計はもはやあり得ないことを物語っている。

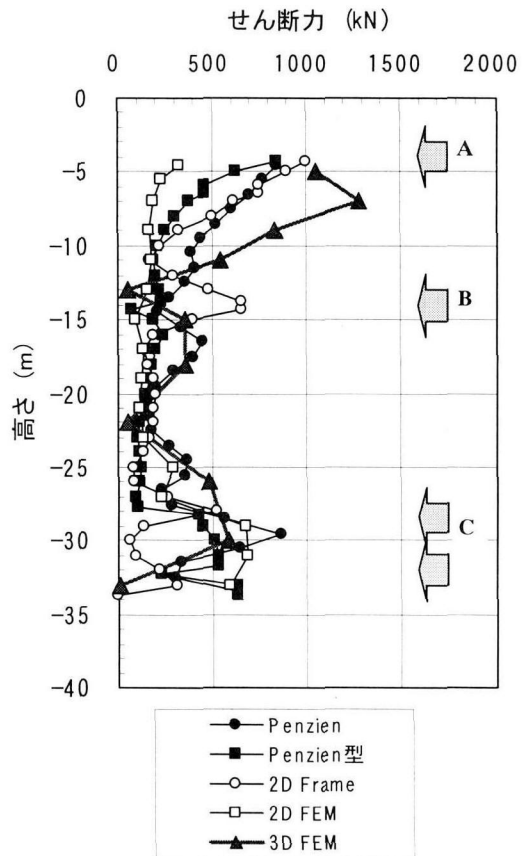


図-19 全ての解析法による非線形解析時の杭の最大せん断力分布

真値を求めることが究極の目的ではあるが、その到達が確約されるまでは、実際の挙動との比較からより本当らしい解析法や実務技術者に理解の容易な解析法など多種の解析法が利用されることが考えられる。そのような観点からは、異なる構成モデルでも同様な結果を導くためのパラメータ設定技術の開発が望まれる。

4. 結 論

本論文では、新たに改訂された道路橋示方書に則って設計された軟弱地盤中の橋脚杭基礎を対象に一斉地震応答解析を行い、その結果を考察した。

本論文で扱った事例解析では、以下のことがわかった。

- (1) 1次元のPenzienモデル、Penzien型モデルと2次元Frameモデルでは、線形解析においては相互作用ばねの算定方法の違いが、非線形解析においてはその非線形性のモデル化の違いが結果に違いを生んだ。
- (2) 群杭の荷重分担率を評価できる3次元FEMモデルでは、曲げモーメントについて見ると平均値に対する最大値の割増分は、線形では5%程度で

あるが、非線形では 30%程度となる。これは 2 次元 FEM 解析では評価できなかった。

- (3) 解析奥行きを変化させた 2 次元 FEM モデルは地中深部の曲げモーメントを他のどのモデルよりも大きく評価し、その傾向は非線形解析で顕著であった。
- (4) 総合的には、3 次元解析の結果と良く類似した結果を得られたのは、弾性論に則って相互作用ばねを評価した 1 次元 Penzien モデルであった。
- (5) 杭のせん断力分布や地盤のせん断ひずみ分布の考察から、地中部の杭にとって荷重となる地盤のひずみの算定と荷重の伝達モデルとなる相互作用ばねの評価が応答を左右することがわかった。

最後に、土木学会地震工学委員会の杭基礎耐震設計研究小委員会の皆様、特に WG-A の皆様には貴重なご意見をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 森 伸一郎, 三浦 房紀: 杭基礎構造物の地震応答解析法, 杭基礎の耐震に関するワークショップ, pp.1-7, 1999.8
- 2) 三浦 賢治: 地盤ばね, 逸散減衰, 入力動に及ぼす土の非線形性, 第 4 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム-非線形動的相互作用の現状と課題一, 日本建築学会, 1995.10
- 3) 森 伸一郎, 滝本 幸夫, 戸早 孝幸, 武藤 正人, 池田 隆明: 液状化地盤における杭基礎構造物の動的相互作用と液状化解析の適用性, 構造物の基礎と地盤との動的相互作用に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 173-180, 1990.2.
- 4) 宮本 裕司ほか: 非線形, 液状化地盤における杭基礎の地震時応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 471 号, pp.41-50, 1995
- 5) 酒向 裕司, 宮本 裕司: 変動軸力を考慮した杭基礎の地震応答に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 523 号, pp.79-86, 1999.
- 6) 立石 章, 古池 章紀: 軸力変動を考慮した動的非線形解析による杭基礎の耐震性に関する一考察, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.585-588, 1999.7.
- 7) 孫 利民, 後藤 洋三: 杭基礎を有する RC 橋脚の非線形地震応答解析, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.837-840, 1999.7.
- 8) 張 鋒, 木村 亮, 盧 志偉: 軸力変動を考慮できる AFD モデルを用いた杭基礎・地盤・上部工一体系弾塑性動的解析, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会, pp.27-34, 2001.9.
- 9) 石原 哲哉, 三浦 房紀: 構造物-杭-地盤系の相互作用解析における 3 次元解析と 2 次元解析との比較, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.123-131, 1994.10
- 10) 黒澤 到, 福武 毅芳, 藤川 智, 大槻 明, 宇野 壽郎: 二次元および三次元液状化解析の比較による杭・構造物系のモデル化の検討, 第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1351-1356, 1994.12
- 11) 森 伸一郎, 三浦 房紀, 張 鋒, 岸下 崇裕, 岩上 憲一, 砂坂 善雄: 杭基礎構造物の各種地震応答解析とその注意点, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会, pp.73-85, 2001.9.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12
- 13) 岸下 崇裕, 三浦 房紀: 2 次元 FEM 解析による杭基礎の動的挙動について, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会, pp.105-108, 2001.9.
- 14) 大塚 久哲, 岩上 憲一: 2 次元フレーム解析による杭基礎の動的挙動について, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会, pp.99-104, 2001.9.
- 15) 砂坂 善雄: 杭基礎式構造物の多質点系モデルによる地震応答解析について, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会, pp.97-98, 2001.9.
- 16) 森 伸一郎, 平田 昭博: 地盤-杭基礎構造物系の地震応答に及ぼす系構成要素の非線形性の影響, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会, pp.91-96, 2001.9.
- 17) 森 伸一郎: 杭基礎構造物に対する質点ばね系モデルの提案とその実被害への適用, 応用力学論文集, 土木学会, Vol. 3, pp. 609-620, 2000.8.
- 18) Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A.: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, J. of the Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol. 90, No. EM3, pp. 223 -254, 1964.6.
- 19) 大塚久哲, 久納淳司, 五瀬伸吾: 橋脚-基礎一体モデルの地震時挙動に関する考察, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1705-1710, 1998.12
- 20) 福島 弘文: 杭基礎を用いた RC 橋脚の耐震性の検討, 杭基礎の耐震に関するワークショップ, pp.101-105, 1999.8
- 21) 今津 雅紀, 福武 毅芳: 砂礫材料の動的変形特性, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.509-512, 1986.
- 22) T. Takeda, M.A. Sozen and N.N. Nielsen: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12

(2001 年 9 月 14 日受付)