

杭基礎を用いたRC橋脚の耐震性の検討

福島弘文

フェロー会員 (株)マエダ 技術本部 (〒163-0907 東京都新宿区西新宿2-3-1新宿モノリス)

土木学会杭基礎耐震設計研究小委員会WG-Aでは、現在、「杭基礎の地震時解析について」の検討を行っている。本文は、その中で対象とした橋脚の耐震性が「現状の設計基準を適用した場合は、どのようになっているか」を示したものである。対象が道路橋であるので、道路橋仕方書・同解説、V耐震設計編¹⁾を適用した。

Key Words : reinforced concrete pier, pile foundation, seismic design, check of dynamic strength and ductility

1. はじめに

土木学会杭基礎耐震設計研究小委員会WG-Aでは、現在、「杭基礎の地震時解析について」の検討を行っている。本文は、その中で対象とした橋脚の耐震性が「現状の設計基準を適用した場合は、どのようになっているか」を示したものである。対象が道路橋であるので、道路橋仕方書・同解説、V耐震設計編¹⁾を適用した。実際の検討に当たっては、「道路橋の耐震設計に関する資料²⁾」を参考にした。

今回は、橋軸直角方向のみ検討した。以下、検討の流れ、検討概要、検討結果の順に記す。

なお、対象とした橋脚は、一斉解析に都合の良くなるようモデル化に際して若干の修正を加えた。

2. 検討の流れ

設計計算の流れを図-1に示す。

2. 検討概要

(1) 設計条件

設計対象橋梁一般図は、添付資料、図-1に示す。

橋脚：RC橋脚
(配筋図は添付資料、図-3)

地盤種別：Ⅲ種地盤
(地盤条件は表-1)

基礎：場所打ち杭
(杭配置図は添付資料、図-2)

加振方向：橋軸直角方向

支承条件：水平固定

表-1 地盤条件

番号	地層	層厚 (m)	平均 N値	γ (tf/m ³)	ϕ (deg.)	c (tf/m ²)
1	埋め土	4.0	4	1.8	-	-
2	粘性土	10.0	2	1.7	0	2
3	粘性土	14.0	8	1.8	0	8
4	砂質土	4.0	16	1.9	31	0
5	砂質土	2.0	50	2.0	42	0

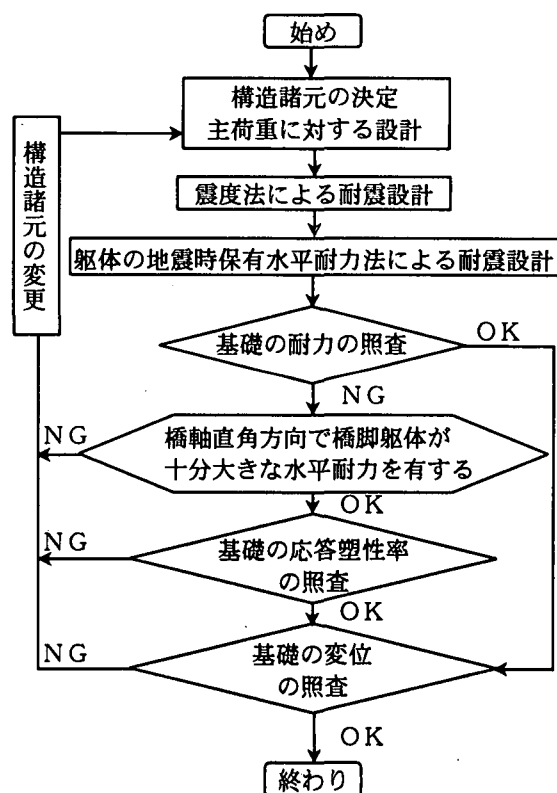


図-1 耐震設計の流れ

表-2 使用材料

部材	コンクリート	鉄筋
橋脚	$\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$	SD345, $\sigma_{sy}=3500\text{kgf/cm}^2$
フーチング		
杭	$\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ ^{※1}	SD295, $\sigma_{sy}=3000\text{kgf/cm}^2$

※1 呼び強度=30N/mm²)

表-3 杭体条件

直径φ (m)	1.2
杭長 (m)	30.0
断面二次モーメント (m ⁴)	0.101788
杭頭結合条件	剛結
杭頭支持条件	軸方向バネ支持
杭下端支持条件	自由

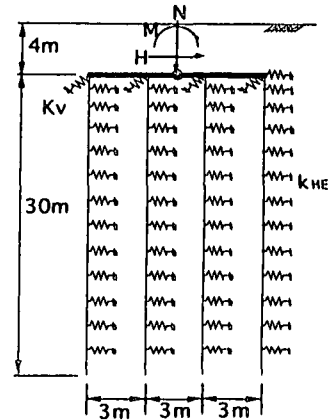


図-2 杭基礎の解析モデル

(2) 震度法による耐震設計

震度法による耐震設計は、今回の検討では省略する。

(3) 地震時保有水平耐力法による耐震設計

a) 固有周期, 設計計水平震度の算定

橋軸直角方向に対して平面骨組構造で以下のようにモデル化し、固有周期を算定する。

- ① 橋軸直角方向の支持条件が固定であるので、橋脚天端と桁の変位を拘束する。
- ② 上部構造物の慣性力の作用位置を上部の重心位置にするため剛部材を設ける。

この固有周期から地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を算定する。

b) 橋脚躯体の安全性の判定

橋脚躯体基部断面のコンクリートの応力度-ひずみ曲線からタイプI, タイプIIそれぞれのモーメントM-曲率φ関係を求める。さらに橋脚躯体の上部構造の慣性力の作用位置における初降伏水平耐力: P_{y0} , 終局水平耐力: P_u を算出し、水平力P-水平変位δ関係を求める。地震時終局水平耐力: P_a を算定し、橋脚の破壊形態, 地震時保有水平耐力, 残留変位を照査する。

c) 杭基礎の降伏の判定方法

杭基礎は、フーチングを剛体とし杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造としてモデル化する。杭体の曲げモーメント-曲率関係は、トリリニア型とする。また、杭の軸方向抵抗特性とフーチング前面の水平抵抗特性は、完全弾塑性バイリニア型とする。基礎の解析モデルを図-2に示す。

杭基礎の耐力は、上部構造及び橋脚躯体には設計水平震度: k_{ho} を作用させフーチングには地盤面における設計水平震度: k_{hg} をそれぞれ作用させ、基礎の降伏に達しないことを照査する。また、基礎が降伏に達した場合、応答塑性率, 基礎の変位, せん断力を照査する。

以下、表-4に杭鉄筋量, 図-3に杭体のM-φ関係図を示す。

表-4 杭鉄筋量

番号	区間長 (m)	主鉄筋		横拘束筋	
		径	本数	径	間隔 (cm)
1	2.4	D29	28	D16	15.0
2	7.6	D29	28	D16	30.0
3	20.0	D29	28	D16	30.0

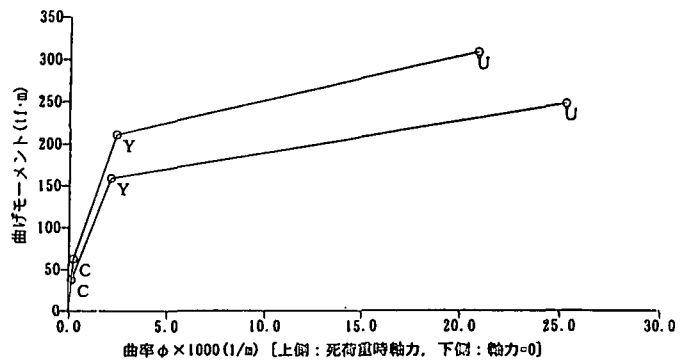


図-3 杭体のM-φ関係図

4. 検討結果

(1) 橋脚躯体の安全性の判定

判定結果を表-5に示す。また、P-δ関係を添付資料の図-5に示す。

表-5 橋脚躯体の安全性のまとめ

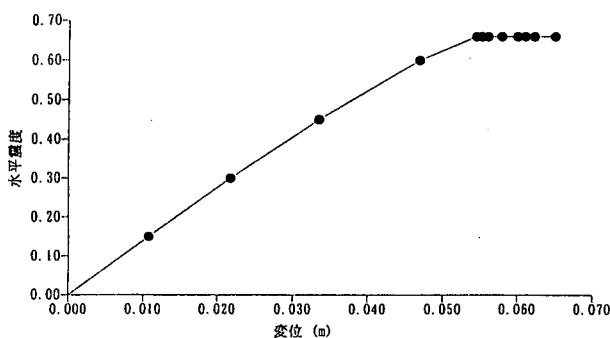
		橋軸直角方向	
		タイプI	タイプII
等価水平震度	k_{ho}	0.60	0.52
等価重量	W (tf)	1367.8	1367.8
地震時保有水平耐力の照査	$k_{ho}W$ (tf)	820.69	711.26
	P_a (tf)	825.86	826.78
判定		$P_a \geq k_{ho}W$ OK	$P_a \geq k_{ho}W$ OK
残留変位の照査	δ_R (m)	0.024	0.072
	δ_{Ra} (m)	0.125	0.125
	判定	$\delta_a \leq \delta_{Ra}$ OK	$\delta_a \leq \delta_{Ra}$ OK

終局水平耐力： P_u がせん断耐力： P_s 以下であり、かつ、ひびわれ水平耐力： P_c が終局水平耐力： P_u よりも小さいので、曲げ破壊型と判定される。また、地震時保有水平耐力の照査、残留変位の照査より橋脚躯体は安全性があると判定される。

(2) 杭基礎の安全性の判定

杭基礎は降伏震度が0.66のときに全ての杭体が降伏することから基礎が降伏したと判定される。橋軸直角方向で橋脚躯体が十分大きな水平耐力を有している場合は、応答塑性率で照査することとしているが、本橋脚はそれを満足していないため、基礎が降伏しないような設計を行う必要がある。しかし、このモデルは、「杭基礎の地震時解析について」の検討において基礎が塑性域に入る領域をみたいため、断面を変更しないで検討を行った。

水平震度－水平変位関係を図－2に示す。



図－4 水平震度－水平変位関係

基礎の安全性をまとめると表－6のような結果となる。

表－6 杭基礎の安全性のまとめ

率の照査性	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	1.648
	基礎の応答塑性率の目安	μ_{FL}	4.000
	判定	$\mu_{FR} \leq \mu_{FL}$	OK
基礎の変位の照査	基礎の応答変位	δ_{FR} (m)	0.100
	杭頭における水平変位	δ_{F0} (m)	0.037
	水平変位の制限値の目安	δ_{F0a} (m)	0.400
	判定	$\delta_{F0} \leq \delta_{F0a}$	OK
	フーチングの回転角	α_{F0} (rad)	0.002
せん断	回転角の制限値の目安	α_{F0a} (rad)	0.025
	判定	$\alpha_{F0} \leq \alpha_{F0a}$	OK
	杭基礎のせん断力	S (tf)	1155.5
	杭基礎のせん断耐力	P_s (tf)	1451.8
	判定	$S \leq P_s$	OK

これより杭基礎は安全性があると判定される。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部工編，V耐震設計編，1996
- 2) 日本道路協会，道路橋の耐震設計に関する資料，1997

付録

- 図－1 設計対象橋脚一般図（躯体）
- 図－2 設計対象橋脚一般図（杭配置図）
- 図－3 橋脚躯体基部断面
- 図－4 横拘束筋配置図
- 図－5 上部構造慣性力作用位置におけるP－ δ 関係図（タイプI，タイプII）

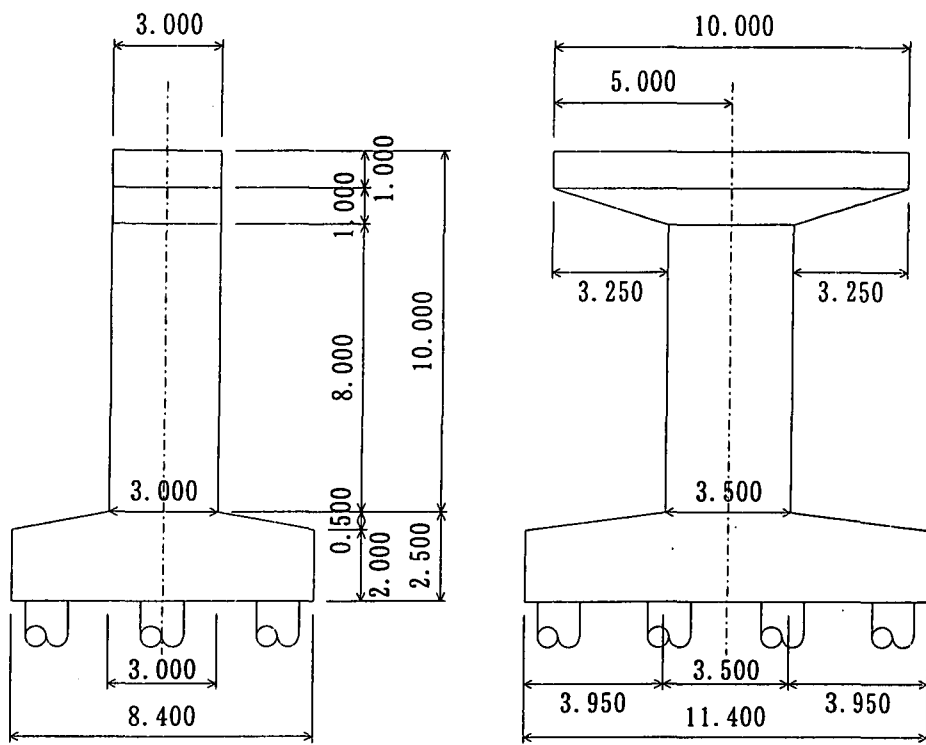


图-1 设计对象桥脚一般图 (躯体)

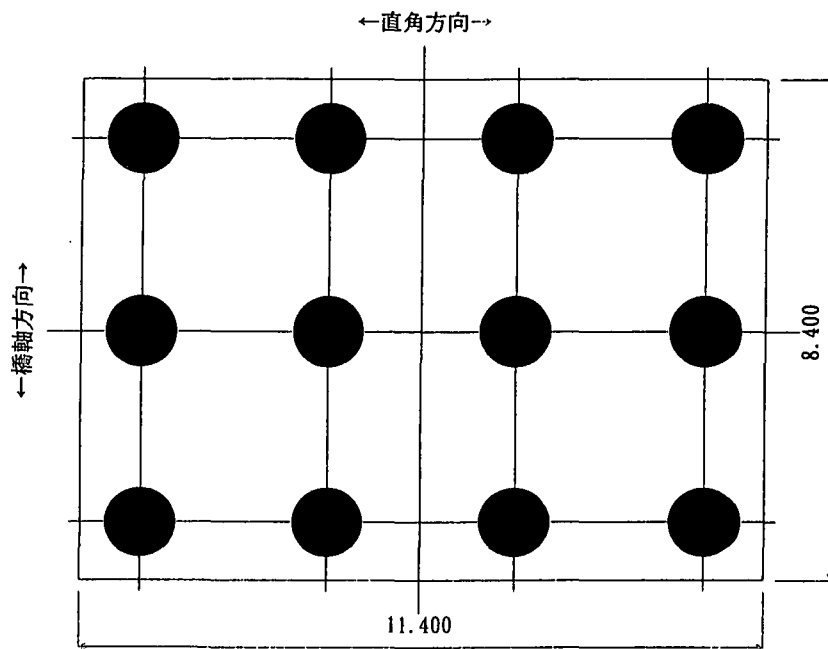


图-2 设计对象桥脚一般图 (杭配置图)

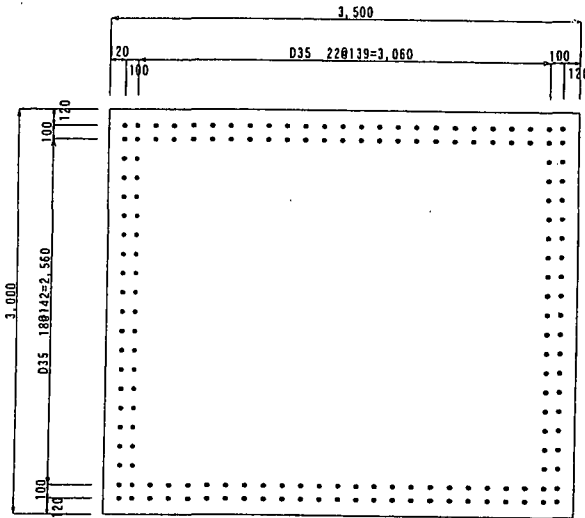


図-3 橋脚躯体基部断面

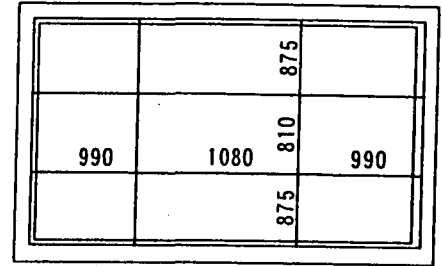


図-4 横拘束筋配置図

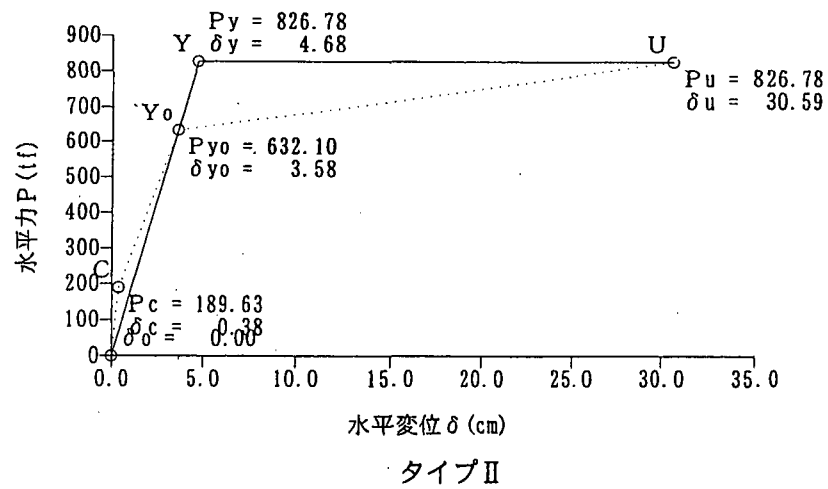
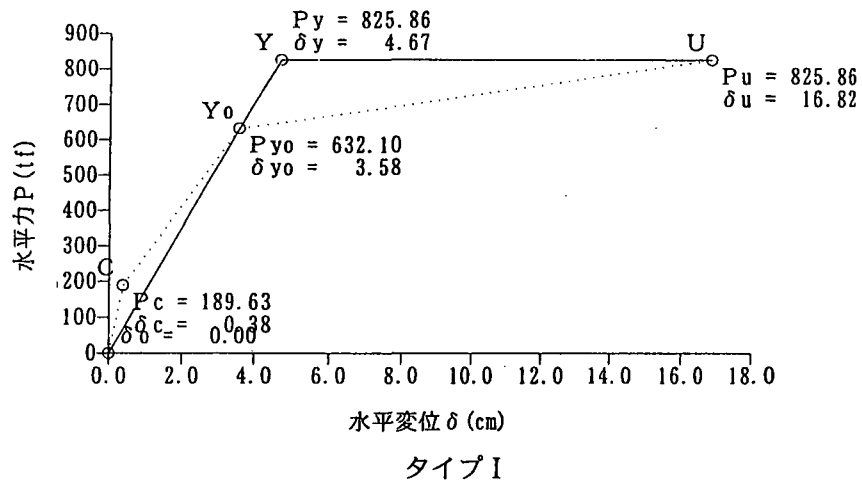


図-5 上部構造慣性力の作用位置でのP-δ関係

杭基礎と地盤の相互作用

九州大学工学部

大塚 久哲

地盤の鉛直方向抵抗力のモデル化が杭基礎の水平抵抗力に及ぼす影響

INVESTIGATION OF HORIZONTAL STRENGTH OF PILE FOUNDATION FORCUSING ON THE MODELING OF VERTICAL RESISTANCE

大塚久哲*, 久納淳司**, 岩上憲一***,

Hisanori OTSUKA, Junji KUNOU, Norikazu IWAGAMI

* 工博 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

** 九州大学大学院工学研究科都市システム工学専攻修士課程 (同上)

*** 構造技術センター福岡支社技術第二部 (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前3-5-7)

Vertical resistance of pile foundations are calculated by the frame model supported by soil springs. Concerning the soil springs in vertical direction, two different approaches have been used in the seismic analysis. One is the way using representative unified soil springs for vertical resistance, and the other way is separating the springs into the vertical springs at the pile bottom, shear springs around the piles and axial rigidities of the piles. After showing the veridity of proposed separate type spring model, effect of N-values of soil around the piles, modulus elasticity of the pile bottom and the ratios of pile depth to diameter on the horizontal strength are investigated. Furthermore it is shown that the applicability of the unified spring model is limited into the certain range of N-values and depth to diameter ratios.

key word: Pile foundation, Horizontal strength, Vertical resistance model of soil

1. まえがき

阪神淡路大震災以降、大地震に対する構造物の安全性を保証することが要求されるようになり、各種設計基準類は、これまでの許容応力度法から終局限界状態等における目標性能を照査する設計法(いわゆる性能照査型設計法)へと移行しつつある。

杭基礎の耐震設計においても、最近の大地震における被災事例を踏まえて、合理的な設計法の確立が望まれている。杭基礎の耐震設計においては、周辺の地盤を非線形ばねに、杭体を弾塑性体モデル化して、静的に水平力を作用させ、杭頭水平変位、杭の降伏、終局耐力、靱性率などを、橋脚の耐力との関連において照査する設計法が主であるが、地盤ばねのモデル化、特に鉛直抵抗のモデル化には、大きく分けて2通りの考え方が並存している。

図-1はそれら2つの考え方の概念図を示したもので、既存の鉛直載荷試験に基づく推定式から鉛直方向抵抗力を1つのばね定数で表す方法と、鉛直抵抗力を、杭周面摩擦、杭先端地盤の鉛直抵抗、杭体自体の鉛直抵抗に分離する方法である。前者は道路橋示方書¹⁾の杭基礎のばね定数の算定に用いられており、以後鉛直抵抗非分離型と呼ぶ。後者は道路橋示方書のケーソン基礎のばね定数の算定法に近く、鉄道構造物等設計標準²⁾などにも示されている方法で、以後鉛直抵抗分離型モデルと呼ぶ。

さて、杭基礎のばね定数の算定法に関する研究は数多く存在するが、最近の研究として、岡原・高木他³⁾が鉛直方向ばね定数の算定法について実測値を基にした考察を行っているが、非分離型モデルにおけるばね定数の与

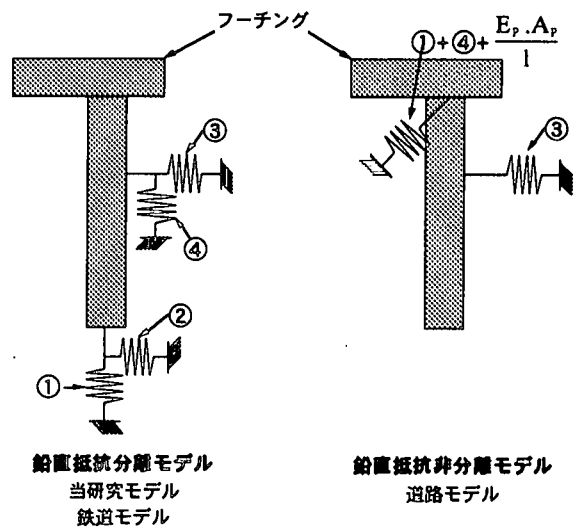


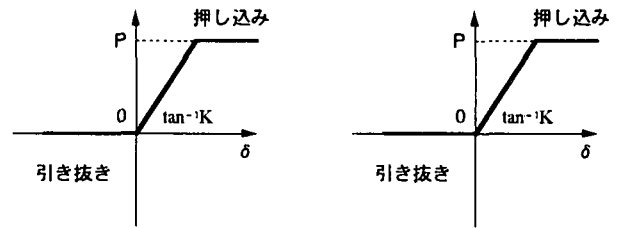
図-1 杭基礎のモデル化の違い(概念図)

え方についてであり、解析モデルの妥当性と高精度化については言及していない。また、神田・奥村他⁴⁾、小坂・西村他⁵⁾の研究では、群杭の振動台実験と鉛直抵抗分離型モデルによる非線形解析を比較して、鉄道構造物等設計標準・同解説²⁾に示された従来のばね定数のパラメータの変更を提案している。しかしながら、鉛直方向抵抗力に関するモデル化の違いに対する考察、あるいは、根入れ比や周面地盤のN値などによる水平抵抗力の変化について体系的に論じたものはないようである。

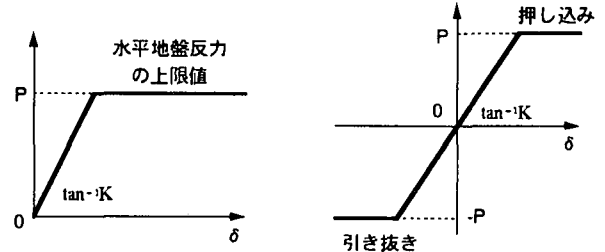
そこで本研究では、これまでの研究で提案されたり、各種設計基準類で採用された地盤ばね定数を整理し、現

表-1 ばね定数算出方法の違い

	当研究モデル	鉄道モデル	上限値
①ばね 底面の鉛直 地盤抵抗	$K_{v1} = k_v \cdot A_{p2}$ $k_v = 1/30 \cdot \alpha$ $E_0 \cdot (B_v/30)^{-3/4}$ ($\alpha = 8, E_0 = 7 \cdot N$ $B_v = D$) $= 23.9 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	$K_v = k_v \cdot A$ $k_v = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$ ($\alpha = 1.0, E_0 = 25 \cdot N$) $= 25 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	・地盤から決定される上限値 $P_{kvi} = q_s \cdot A_p$ ・杭体から決定される上限値 $R_{v0} = 0.85 \cdot \sigma_s \cdot 10 \cdot A_c +$ $\sigma_s \cdot 10 \cdot A_s$
②ばね 底面のせん断 地盤抵抗	$K_{s1} = \lambda k_{v1}$ $\lambda = 0.3$	$K_{s1} = \lambda k_v$ $\lambda = 1/3$	$P_{sv1} = (C_0 + V \tan \phi_b) \cdot A_m$ ($C_0 = 0, \phi_b = 2/3 \phi, V = P_{sv1}$)
③ばね 周面の水平 地盤抵抗	$K_{s2} = k_{H1} \cdot D \cdot L_A$ $k_{H1} = 1/30 \cdot \eta_k \cdot \alpha_k \cdot \alpha$ $E_0 \cdot (B_H/30)^{-3/4}$ ($\alpha = 8, \eta_k \cdot \alpha_k = 1.0$ $E_0 = 7 \cdot N$) $= 0.36 \cdot N^{3/2}$	$K_H = k_b \cdot D \cdot \Delta l$ $k_b = 0.2 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$ ($\alpha = 3.0, E_0 = 25 \cdot N$) $= 15 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	$P_{H1} = P_u \cdot D \cdot L_n$ $P_u = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_u$ (文献1) 10章参照)
④ばね 周面のせん断 地盤抵抗	$K_{v2} = C_5 \cdot U \cdot L_p$ $C_5 = N/15$	$K_{sv2} = k_{sv} \cdot U \cdot \Delta l$ $k_{sv} = 0.05 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4}$ ($\alpha = 1.0, E_0 = 25 \cdot N$) $= 1.25 \cdot N \cdot D^{-3/4}$	$P_{kvi} = f \cdot U \cdot L_n$ $f = N$ (粘性土) $= 0.5 \cdot N$ (砂質土)

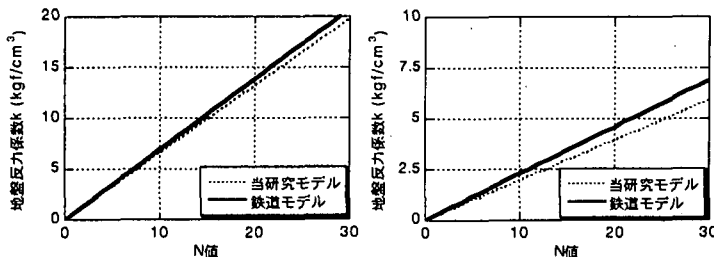


①ばね (底面の鉛直地盤抵抗) ②ばね (底面のせん断地盤抵抗)

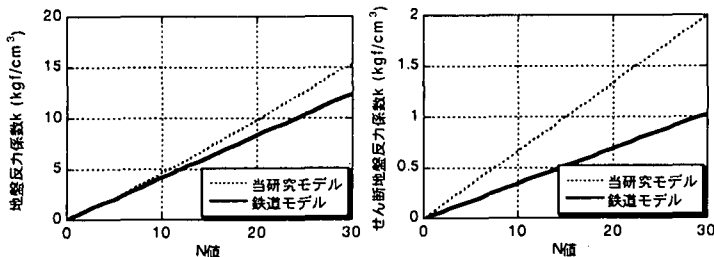


③ばね (周面の水平地盤抵抗) ④ばね (周面のせん断地盤抵抗)

図-3 地盤抵抗の非線形特性



①ばね (底面の鉛直地盤抵抗) ②ばね (底面のせん断地盤抵抗)



③ばね (周面の水平地盤抵抗) ④ばね (周面のせん断地盤抵抗)

図-2 地盤反力係数のN値による分布状況

時点で現実的かつ合理的であると考えられる鉛直抵抗分離型の地盤ばね算定法を当研究モデルとして提案し、まずこれと最新の研究成果である文献5)のモデルによる応答の比較を行った。これにより当研究モデルの妥当性を示した後、当研究モデルと、鉛直抵抗非分離型モデルとの比較を、周面地盤のN値、先端地盤の変形係数、杭の根入れ比をパラメータとして行って、これらパラメータが地盤の水平抵抗に及ぼす影響を明らかにし、あわせて鉛直抵抗非分離型モデルの適用性について論じた。

2. 鉛直抵抗分離型モデルについて

2.1 鉛直抵抗分離型モデルの説明

表-1に当研究モデルと鉄道モデルにおける各ばね定数の算出方法とその上限値を整理した。鉄道モデルと当研究モデルでは、各地盤抵抗の評価方法が異なるが、両モデルとも図-1における4つのばねを用いている。ここに、①ばねは杭先端地盤の鉛直抵抗、②ばねは杭先端地盤のせん断抵抗、③ばねは杭周面地盤の水平抵抗、④ばねは杭周面地盤のせん断(摩擦)抵抗を表す。鉄道モ

表-2 杭の鉄筋量及びM-φ関係一覧

	区間 (杭頭からの距離)	主鉄筋		帯鉄筋		
		Mc (tfm)	φc (1/m)	Mu (tfm)	φu (1/m)	
押し込み杭	断面1	0.0~2.4m	D29-28本	D16ctc150		
	断面2	2.4~10.0m	D29-28本	D16ctc300		
	断面3	10.0~30.0m	D29-14本	D16ctc300		
引抜き杭	断面4	0.0~2.4m	D29-28本	D16ctc150		
	断面5	2.4~10.0m	D29-28本	D16ctc300		
	断面6	10.0~30.0m	D29-14本	D16ctc300		
		Mc (tfm)	φc (1/m)	Mu (tfm)	φu (1/m)	
断面1	84.2	0.288E-3	220.0	0.245E-2	319.0	0.211E-1
断面2	84.2	0.288E-3	222.6	0.241E-2	310.9	0.126E-1
断面3	80.4	0.294E-3	155.7	0.229E-2	210.5	0.149E-1
断面4	54.4	0.186E-3	158.8	0.213E-2	247.8	0.264E-1
断面5	54.4	0.186E-3	160.4	0.210E-2	242.6	0.159E-1
断面6	50.9	0.186E-3	86.7	0.191E-2	131.9	0.212E-1

デルの地盤反力係数の補正係数は文献5)の値とした。当研究モデルの地盤抵抗は、図-1の①、②ばねについては道路橋示方書下部構造編のケーソンモデルより、③ばねについては、杭基礎モデルより算出し、④ばねについては参考文献6)、7)より求めた。

図-2には、当研究モデルと鉄道モデルの地盤反力係数のN値による変化を示す。鉄道モデルと当研究モデルの地盤反力係数は、①ばね、②ばねについてはほぼ同様の値となるが、③ばねは、N値が30で当研究モデルに比べて鉄道モデルの地盤反力係数が約80%程度の値となる。④ばねは最も両者の差が大きく、当研究モデルは鉄道モデルの地盤反力係数の約2倍の値となる。

当研究モデルにおいて、鉄道モデルより大きい④ばねのばね定数を用いた理由として、文献5)の結果より、シミュレーションの方が、実験結果に比べ最大曲げモーメントの発生位置が下がっており、曲げに抵抗する④ばねのばね定数はもっと大きいのではないかとこの考えからである。また④ばねは杭全長にわたり作用しているものとする。

上記のばねはすべて、2次勾配のないバイリニア型で非線形特性を表し、①ばね、②ばねは押し込みと引抜きで抵抗特性が変化し、③ばねは押し込み側のみで、④ばねは原点对称のバイリニアを与えた。図-3にその非線形特性を示す。ここで当研究モデル、鉄道モデルともに、

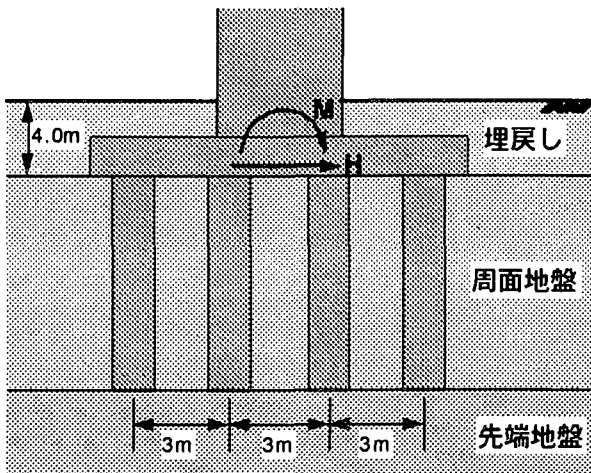


図-4 地盤とモデルの概要

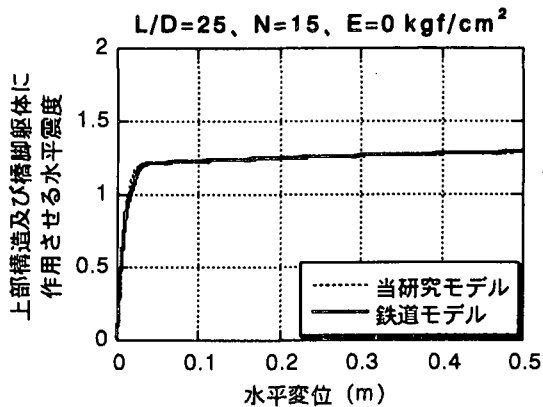


図-5 当研究モデルと鉄道モデルの挙動の違い

それぞれの抵抗特性の上限値は同じ値を用いている。

また杭体は場所打ち杭とし、両モデルともに杭体の非線形特性は表-2で与えられるトリリニア型とした。フーチングは剛体であるとし、フーチング前面地盤の水平抵抗のみを考慮し、フーチング前面地盤のせん断抵抗は無視した。杭基礎全体をモデル化しているため、それぞれのばね定数及びその上限値に奥行き方向の杭本数(3本)を乗じた。載荷方向には杭は4本配置し、杭中心間隔は3.0m、杭径は $D=1.2\text{m}$ である。フーチングの高さは2.0mである。図-4に地盤とモデルの概要を示す。

2.2 鉛直抵抗分離型モデルの比較

この両モデルにおいて、最も大きな違いは④ばねの地盤反力係数である。よって比較を行うためには、この影響が顕著に現れると考えられる、杭先端地盤の抵抗がなく(摩擦杭)、杭長の長いモデルを用いることがよいと考えた。そこで根入れ比 $L/D=25$ (杭長 $L=30\text{m}$)、周面地盤は N 値が15の様地盤として、比較計算を行うこととした。

2.3 載荷方法

この2つのモデルに、水平荷重 H 、曲げモーメント M を漸増荷重として作用させ、杭頭位置での変位、杭体に生じる曲げモーメント、杭体に生じる軸力、杭体周面の摩擦反力度を求める。ここで、上部構造及び橋脚躯体に

作用させる設計水平震度 $k_{hc}=1.0$ ($k_{hc}=0.4$)の時のそれぞれの荷重は、

$$H = k_{hc} \cdot (W_U + W_P) + k_{hg} \cdot W_F$$

$$= 1.0 \cdot (1200.0 + 335.6) + 0.4 \cdot 536.3 = 1750.1 \text{ (tf)}$$

$$M = k_{hc} \cdot (W_U \cdot y_U + W_P \cdot y_P) + k_{hg} \cdot W_F \cdot y_F$$

$$= 1.0 \cdot (1200.0 \cdot 15.0 + 335.6 \cdot 8.4) + 0.4 \cdot 536.3 \cdot 1.1 = 21055.0 \text{ (tfm)}$$

ここで、

k_{hc} : 上部構造及び橋脚躯体に作用させる設計水平震度

k_{hg} : フーチングに作用させる設計水平震度

W : それぞれの重量 (tf) で、添字 U は上部構造、 P は橋脚躯体、 F はフーチング

y : フーチング底面からそれぞれの重心位置までの高さ (m)

であり、鉛直荷重 V は

$$V = W_U + W_P + W_F + R_D$$

$$= 1200.0 + 335.6 + 536.3 + 275.0 = 2346.9 \text{ (tf)}$$

ここで、

R_D : 上載土砂の重量 (tf)

であり、一定荷重としてモデルに作用させる。

2.4 比較結果

図-5に両モデルの杭頭変位-震度関係の比較を示す。この図からわかるように、周面のせん断地盤抵抗が最も顕著に現れる場合($L/D=25$, $N=15$, 先端地盤の変形係数 $E=0\text{kgf/cm}^2$)においても、鉄道モデルにおいてわずかに安全側の評価を与えてはいるが、両モデルの差は無視できる範囲にある。また図-6、7は、それぞれのモデルの弾性限界、降伏変位と思われる杭頭変位での、杭体に生じる断面力や軸力などを図示した。ここで、杭頭変位0.009m、0.021mは当研究モデルにおいてそれぞれ弾性限界、降伏変位と思われる点、杭頭変位0.011m、0.031mは鉄道モデルにおいてそれぞれ弾性限界、降伏変位と思われる点であり、杭頭変位0.100mは両モデルにおいて終局以降と考えられる変位である。

図-6、7をみると、発生している軸力や摩擦反力度などにおいて、当研究モデルと鉄道モデルで違いが生じていることがわかるが、全体としての挙動である図-5はほとんど差が生じず、短杭や杭先端地盤の鉛直抵抗がある地盤に定着した場合など、周面のせん断地盤抵抗の影響が大きくない場合には、この差はさらに縮まると考えられる。

よって以後、鉛直抵抗分離モデルには、鉛直抵抗非分離型である道路橋示方書の杭基礎モデルと比較を行うことを考えて、地盤抵抗の算出方法がほぼ同じである当研究モデルを用いることとする。

3. 鉛直抵抗分離型と非分離型モデルの比較

3.1 鉛直抵抗非分離型モデルの説明

鉛直抵抗非分離型モデルとは、図-1の道路モデルに示すように、鉛直方向の抵抗をすべて集約し、杭頭位置でその抵抗を考慮しようとするモデルである。道路モデルの杭頭位置にあるばねは、これ一つで杭先端地盤の鉛

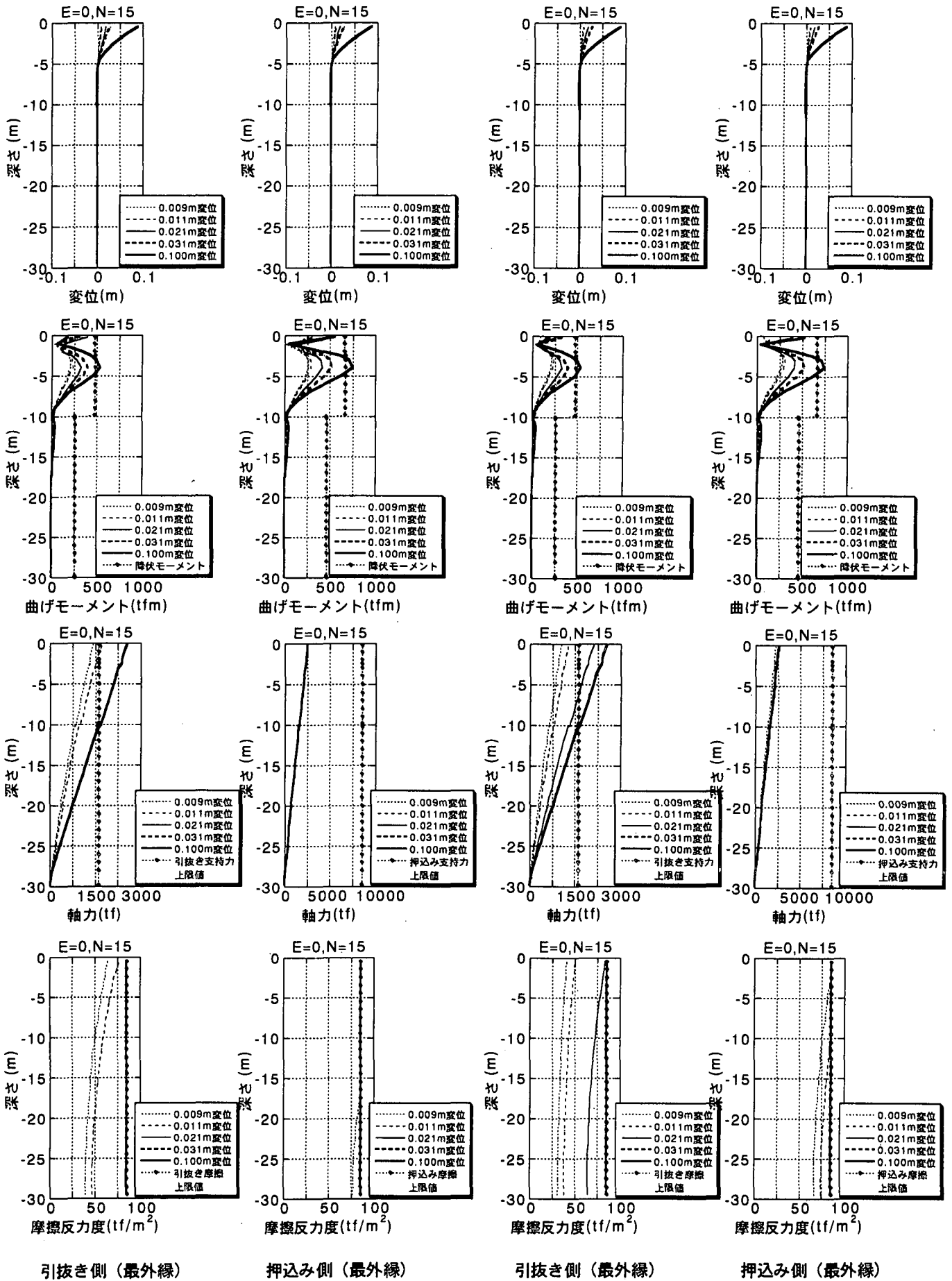


図-6 当研究モデルでの各杭頭変位におけるプロット状況

図-7 鉄道モデルでの各杭頭変位におけるプロット状況

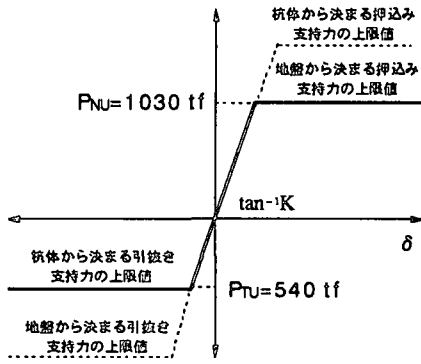


図-8 道路モデルの鉛直方向抵抗特性の例

表-3 地盤の概要と定数

地盤位置	地盤概要	N値	変形係数 E (kgf/cm ²)	すべり係数 C _s (kgf/cm ²)
周面地盤	N値2程度の軟弱粘土	2	14	0.133
	N値15程度の細い砂質土	15	105	1.000
	N値30程度の粒まった砂質土	30	210	2.000
先端地盤	摩擦杭を想定し抵抗無し	>30	300
	q _p =300tf/m ² 程度の砂質系地盤 堅い砂層を想定	2000

表-4 周面地盤と先端地盤の組み合わせ

		周面地盤		
		軟弱粘土 (N=2)	砂質土 (N=15)	砂質土 (N=30)
先端地盤	摩擦杭 E = 0 kgf / cm ²	----- (現実的でない)	○	○
	支持杭 E = 300 kgf / cm ²	○	○	○
	支持杭 E = 2000 kgf / cm ²	○	○	○

表-5 周面地盤データ

N値	4 (埋戻し)	2	15	30
土質区分	砂質土	粘土	砂質土	砂質土
単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.8	1.6	1.7	1.9
せん断抵抗角 φ (°)	23	10	25	30
粘着力 C (tf/m ²)	0	1.5	0	0
変形係数 E (kgf/cm ²)	28.0 (=7・N)	14.0 (=7・N)	105.0 (=7・N)	210.0 (=7・N)
応力力度 f (tf/m ²)	2.0 (=0.5・N)	1.0 (=0.5・N)	7.5 (=0.5・N)	15.0 (=0.5・N)
すべり係数 C _s (kgf/cm ²)	0.27 (=N/15)	0.13 (=N/15)	1.00 (=N/15)	2.00 (=N/15)

表-6 先端地盤データ

N値	30以下	50程度	300
土質区分	砂質土	風化花崗岩
単位体積重量 γ (tf/m ³)	2	2
せん断抵抗角 φ (°)	40	37
粘着力 C (tf/m ²)	0	10
変形係数 E (kgf/cm ²)	0	300	2000

表-7 根入れ比の違いによる検討ケース

case1	case2	case3	case4	case5
杭長L=9m (L/D=7.5)	杭長L=12m (L/D=10)	杭長L=18m (L/D=15)	杭長L=24m (L/D=20)	杭長L=30m (L/D=25)

表-8 道路モデルの各根入れ比における鉛直バネ定数表

根入れ比L/D	7.5	10	15	20	25
鉛直ばね定数 K _v = a・EA / l (tf / m)	25900.0	37700.0	49500.0	55400.0	58900.0

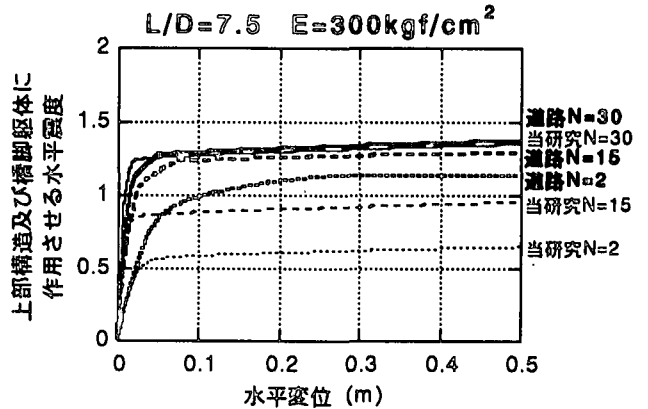
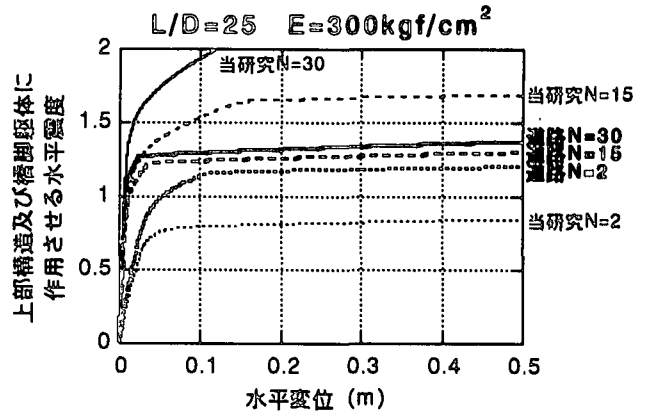


図-9 周面地盤のN値の違いによる、当研究モデルと道路モデルの杭頭位置での応答の差

直抵抗と杭周面地盤のせん断抵抗、及び杭体自体の鉛直抵抗の3つの要素を包含するばねであり、杭先端地盤や周面地盤によらず、杭種と杭長、杭径により決定されるばね定数を持つ。またこの非線形特性は、引抜き側、押し込み側でそれぞれ杭体から決まる上限値と、地盤から決まる上限値のうち、小さい方の値を上限値とする、非対称バイリニア型である。図-8にその特性を示す。

これに対し、鉛直抵抗分離型モデルでは、杭先端地盤や周面地盤の抵抗を独立して考慮することができ、より実際に近い挙動を表現することができると考えられる。

これらのモデルについて、2.3で述べた水平荷重と曲げモーメントを漸増荷重として、鉛直荷重を一定として作用させ、その時の杭頭変位などを求める。

3.2 地盤条件

解析の簡略化のために、杭周面と杭先端及び埋戻しの3層地盤とした(図-4参照)。杭周面と杭先端地盤の影響を考察するため、表-3に示す現実的な3つの地盤定数を設定し、表-4に示すような組み合わせで、あわせて8ケースの解析を行うこととした。先端地盤の変形係数E=0kgf/cm²で周面地盤がN=2の場合は、摩擦杭を想定しているにも関わらず、周面地盤がN=2と摩擦抵抗が期待できず、現実的であり得ないために行わない。また埋戻しはどの解析ケースでも同じであるとし、N値が4の砂質地盤を想定した。

ここで定めた地盤に対して、表-5、表-6の地盤デー

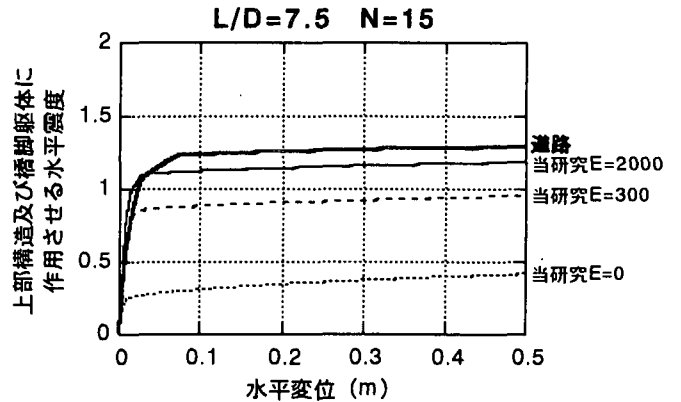
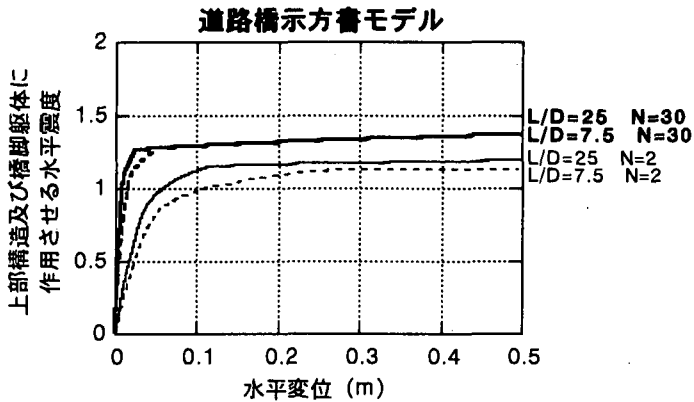
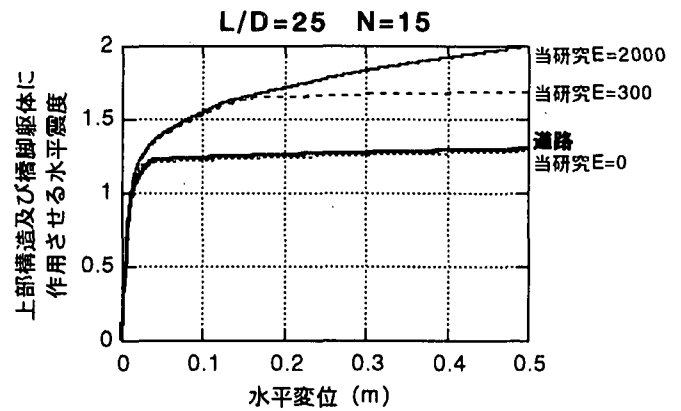
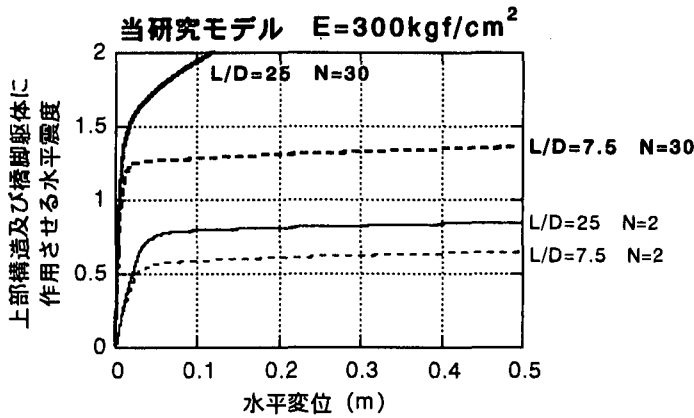


図-10 根入れ比の違いによる、当研究モデルと道路モデルの杭頭位置での応答の差

図-11 先端地盤の違いによる、当研究モデルと道路モデルの杭頭位置での応答の差

タを設定した。

3.3 根入れ比 L/D による検討ケース

道路モデルでの杭頭位置のばね定数は、既往の鉛直載荷試験により推定されるが、載荷試験の大部分のデータが根入れ比 $L/D \geq 10$ であるため、道路橋示方書では根入れ比が10以上の杭に適用するとしている。ここで、根入れ比 $L/D < 10$ の場合は、当研究モデルと道路モデルの間にどのような挙動の差が生じるか、また根入れ比が大きくなるに従って、両モデルの応答にどのような変化が生じてくるかについて考察を行うために、根入れ比 L/D をパラメータとして解析を行った。ここで変化させたのは杭長だけで、杭径は一定とした。解析ケースを表-7に示す。また表-8には各根入れ比における道路モデルの鉛直ばね定数を示す。

3.4 周面地盤の N 値の違いによる両モデルでの終局耐力の差

図-9に先端地盤の変形係数 $E=300\text{kgf/cm}^2$ の場合の、周面地盤の N 値の違いによる、両モデルの杭頭位置での応答の差を示す。同図上段は、根入れ比 $L/D=25$ であり、同図下段は $L/D=7.5$ の結果である。先端地盤の変形係数 $E=300\text{kgf/cm}^2$ は、杭が根入れされた $N \geq 50$ の地層を想定している。

この図から、道路モデルでは周面地盤の N 値による終局耐力の差は小さいが、当研究モデルでは、周面地盤の

N 値の違いによる摩擦力の差が評価され、終局耐力の差が大きく現れていることがわかる。

鉛直方向の地盤の抵抗を分離して与えた当研究モデルの方が杭の水平挙動の実態を忠実に表現できているとするならば、道路モデルは長い杭では周面地盤の N 値が大きいほど、終局耐力を過小評価しており、短い杭では周面地盤の N 値が小さいほど、終局耐力を過大評価していると言える。このことは、道路モデルで表現できない、摩擦抵抗と根入れ比の関係が大きく関係しているものと思われる。

3.5 根入れ比の違いによる両モデルでの終局耐力の差

図-10に根入れ比の違いによる、両モデルの杭頭位置での応答の差を示す。同図上段は、当研究モデルでの根入れ比の違いによる応答変位の差で、同図下段は道路モデルでのそれである。周面地盤の N 値は2と30の場合を掲載した。また、当研究モデルにおける先端地盤は、3.4と同じ理由で、 $E=300\text{kgf/cm}^2$ の場合の結果を用いた。

これらの結果より、当研究モデルにおいては、終局耐力の差が根入れ比により大きく異なり、周面地盤の N 値が大きいほどその差が拡大することがわかる。これに対し、道路モデルにおいては根入れ比の違いによる終局耐力の差は小さく、しかも当研究モデルとは逆に周面地盤の N 値が大きくなるほどその差が縮小している。

道路モデルで、根入れ比の違いによる応答変位の差が

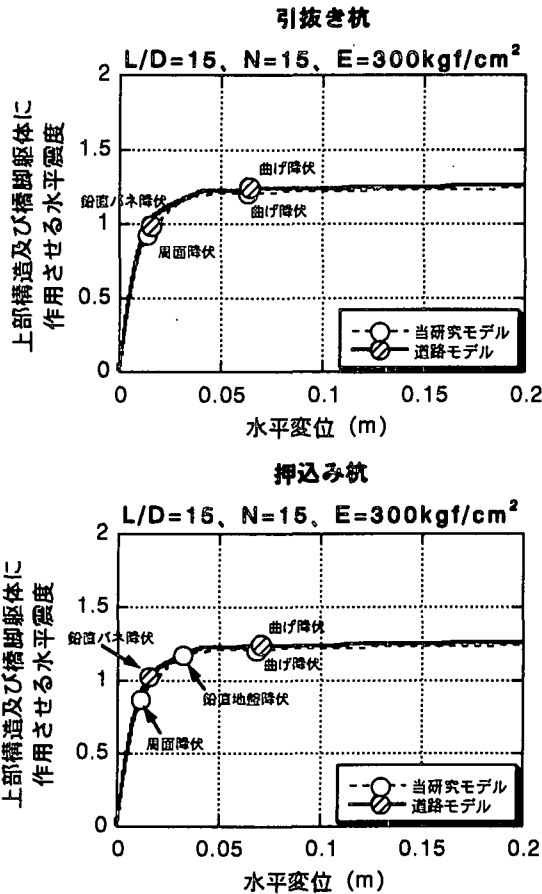


図-12 引抜き杭と押し込み杭での降伏状況

ほとんど現れないのに対して、当研究モデルでは結果に大きな差があることの原因として、当研究モデルでは、周面地盤と杭の摩擦による抵抗が、根入れ比と周面地盤のN値によって大きく変化し、結果として、根入れ比が大きい場合、周面地盤のN値が大きい場合は、終局耐力を大きく評価できるからである。

3.6 先端地盤の違いによる両モデルでの終局耐力の差

図-11に先端地盤の違いによる、両モデルの杭頭位置での応答の差を示す。通常が多層地盤を1層地盤に置き換えると、そのN値は15程度と考えられるため、N=15の結果と比較をすることとした。同図上段は根入れ比L/D=25の時、同図下段はL/D=7.5の時の結果である。

これらの図からわかることは、先端地盤の変形係数Eの違いを反映して、当研究モデルでは終局耐力に大きな差が生じていることである。道路モデルでは、先端地盤の影響が考慮されにくいので、根入れ比が大きい場合は、当研究モデルの変形係数E=0kgf/cm²の場合と同じ結果を与え、根入れ比が小さい場合は、当研究モデルの変形係数Eが2000kgf/cm²以上の場合の結果を与える。これは、当研究モデルの結果を正しいとするならば、道路モデルの結果は根入れ比が大きい場合は終局耐力を過小に、根入れ比が小さい場合は終局耐力を過大に評価していることになる。

3.7 両モデルでの地盤抵抗や杭体の降伏状況

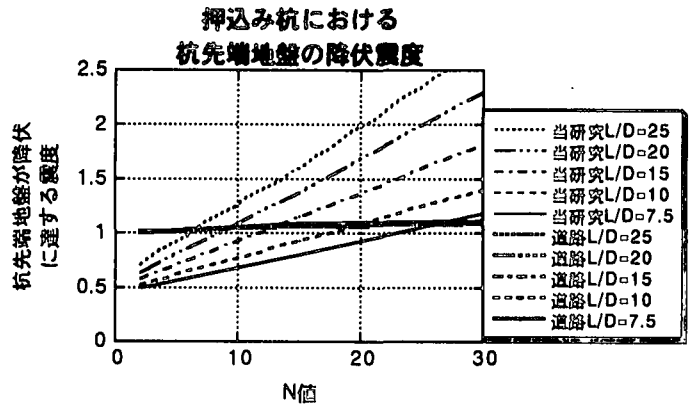


図-13 周面地盤のN値による押し込み杭先端地盤の降伏震度

図-12に両モデルにおいて、周面地盤や鉛直地盤の降伏点や、杭体の曲げ降伏点を、引抜き杭、押し込み杭別にまとめた図を示す。パラメトリックスタディーを行った結果から、水平震度-変位関係が当研究モデルと道路モデルでほぼ同じとなった、根入れ比L/D=15、周面地盤N=15、先端地盤の変形係数E=300kgf/cm²の結果について、それぞれ地盤抵抗の降伏状況を詳しく示した。ここで、周面地盤の降伏点とは、引抜き、押し込みそれぞれ最外縁の杭において、杭全長にわたり作用しているせん断抵抗ばねがすべて降伏した点である。鉛直地盤の降伏点は、それぞれ最外縁の杭先端地盤抵抗ばねが降伏した点であり、杭体の曲げ降伏点も、同じく最外縁の杭において最初に曲げ降伏を起こす点のことである。

これによると、引抜き、押し込みのどちらでも杭体が曲げ降伏を起こす点は両モデルでほぼ同じであるが、鉛直方向抵抗について、両モデルの間で若干の差が生じている。道路モデルにおける鉛直ばねは、杭体と周面地盤の摩擦抵抗、杭先端地盤の鉛直抵抗、及び杭体自体の鉛直抵抗を表すが、その上限値は引抜き側において杭体自体の引抜き支持力上限値、押し込み側においては杭先端地盤の押し込み支持力上限値である。ここで押し込み杭の図をみると、杭先端地盤の降伏変位に差が生じていることがわかる。このことは当研究モデルでは鉛直抵抗を分離して、それぞれ変位に対して抵抗するのに対し、道路モデルでは杭と周面地盤の摩擦による抵抗をうまく取り入れることができず、先端地盤だけで変位に抵抗しているため、このような差が生じたものと考えられる。結果的には両モデルともに、水平震度-変位関係の図で同じような挙動を示すが、鉛直方向抵抗の評価の違いが、これまで述べてきた両モデルの解析結果の違いに大きく関わってきていると考えられる。

このことの裏付けのために図-13に押し込み杭での、杭先端地盤が降伏するときの水平震度の図を示す。当研究モデルでは、周面地盤のN値あるいはL/Dが大きくなることにより、杭先端地盤が降伏に達する震度までも大きくなるが、道路モデルでは、その影響がほとんど現れていない。鉛直方向抵抗を分離して表現するかしないかによって、結果は大きく変わってしまうことが言える。

終局耐力の評価 (杭頭変位40cm時)

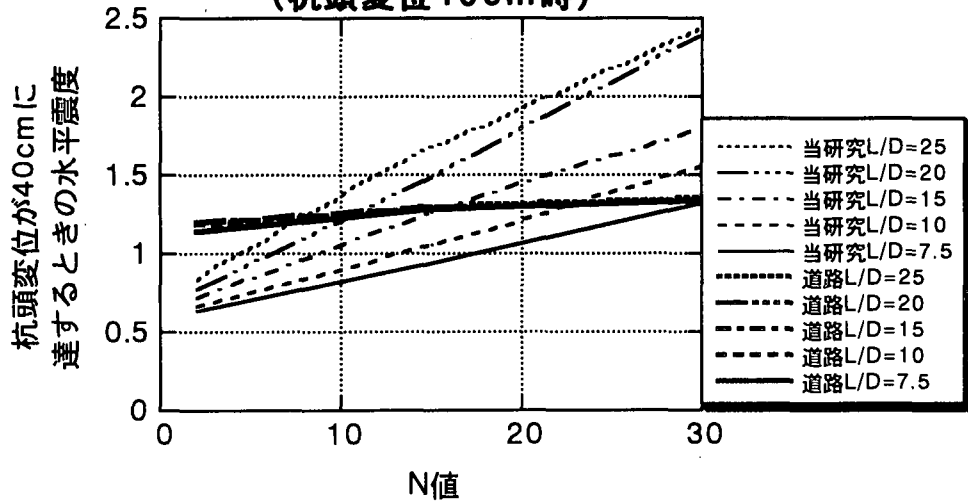


図-14 杭頭変位40cm時の両モデルに作用している水平震度分布 (当研究モデルはE=300kgf/cm²時)

4. 終局時の水平震度の評価

道路橋示方書V耐震設計編⁸⁾において、基礎に生じる変位により、橋全体系の安全性が損なわれないような基礎の変位の制限値は、杭頭位置で水平変位40cmとなっている。よって基礎の変位の制限値である、杭頭変位40cm時における水平震度を終局耐力と見なすこととする。

図-14に杭頭変位40cm時における、上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度の、周面地盤のN値と根入れ比L/Dによる違いを示す。当研究モデルの結果は、先端地盤の変形係数E=300kgf/cm²時である。

この図から、当研究モデルの終局耐力は、周辺地盤のN値と根入れ比L/Dが大きくなるのに伴い終局耐力も大きくなり、また根入れ比L/Dが大きくなるほど、周面地盤の及ぼす影響も大きくなるのがわかる。これに対し、道路モデルの終局耐力は、周面地盤のN値、根入れ比L/Dに関わらずほぼ一定である。

当研究モデルの結果と比較すれば、道路モデルが杭の挙動を表現できるのは、N値20程度の地盤に対するL/D=10程度の杭、N値15程度の地盤に対するL/D=15程度の杭、N値10程度の地盤に対するL/D=20程度の杭というように限られた範囲であることがわかる。

5. あとがき

本論文では、鉛直方向地盤抵抗のモデル化の違いによる、杭基礎の地震時挙動の違いに主眼をおいて考察を行った。その結果、

1、地盤反力係数を、道路橋示方書などにより求めた当研究モデルと、文献4)、5)に示される地盤反力係数を用いた鉄道モデルの間には、水平震度-変位関係において、ほとんど差は生じなかった、

2、鉛直方向地盤抵抗を、道路橋示方書のように集約して考慮すると、周面地盤のN値や鉛直地盤の変形係数E、根入れ比L/Dの影響を表現することができないのに対し、杭周面摩擦、杭先端地盤の鉛直抵抗、杭体自体の鉛直抵抗の3つに分離して考慮すると、それぞれの影響を独立して表現できる解析モデルになること。

3、当研究モデルに比較して、道路橋示方書の杭モデルが杭の地震時挙動を評価できるのは、限られた地盤条件と杭の根入れ比の範囲であるおそれがある。などのことが明らかになった。

謝辞：本研究を行うに当たって、九州橋梁構造工学研究会における、基礎耐震設計研究分科会での議論が有益であった。ここに記して、分科会委員各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編、1996.12
- 2) 運輸省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物-杭土圧構造物編、1997.4
- 3) 岡原、高木他：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究、土木研究所資料第2919号、1991.1
- 4) 神田、奥村他：杭基礎振動実験結果およびその解析(2)、第30回土質工学研究発表会、1995.7
- 5) 小坂、西村他：杭基礎振動台実験結果とその解析シミュレーション、第31回地盤工学研究発表会、1996.7
- 6) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧、1992.10
- 7) 岡原他：杭の鉛直及び水平方向の支持特性に関する研究、構造工学論文集Vol.37A、1991.3
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、1996.12

(1998年9月18日受付)

地盤と構造物の動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究

岩上 憲一¹・大塚 久哲²・久納 淳司³

¹正会員 九州大学大学院工学研究科後期博士課程

(株)構造技術センター福岡支社(〒812-0011福岡市博多区博多駅前3-5-7)

²フェロー 九州大学大学院工学研究科教授(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

³正会員 新日本製鐵(株)(研究当時:九州大学大学院工学研究科修士課程)

現在、杭基礎の耐震設計では、地盤と構造物の相互作用も含んだ水平震度を用い、杭基礎の耐力を橋脚基部の耐力との関連において照査する設計法が主流となっている。しかし、この手法では、杭に対する上部構造の慣性力の影響(慣性力相互作用)と地盤変位の影響(基礎と地盤の剛性差による相互作用)が明確にされていない。

そこで、本研究では、合理的な杭基礎の耐震設計法の確立を目指し、構造系の慣性力と地盤変位の影響を考慮できる解析手法として地盤と構造物の系全体に地震力を載荷する手法を用い、地盤条件と杭の根入れ比をパラメータとして、等しい入力地震動を想定した静的解析と動的解析の比較を行い、これら諸条件が杭の挙動に及ぼす影響について検討し、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した解析手法の適用性を探る。

Key Word : pile foundation, horizontal strength, soil displacement effect, dynamic interaction

1. まえがき

兵庫県南部地震等の被災事例を踏まえて、杭基礎においても合理的な設計法の確立が望まれている。現行指針における杭基礎の耐震設計では、周辺の地盤を非線形パネ、杭体を弾塑性体にてモデル化し静的な水平力をフーチング下端に作用させ、杭頭の水平変位、杭体の降伏、終局耐力、韌性率などを、橋脚下端の耐力との関連において照査する設計手法が主流となっている。この場合の地震力は、上部構造や橋脚の慣性力が杭体に及ぼす影響(慣性力相互作用)を主体とし地盤変位が杭体に及ぼす影響(基礎と地盤の剛性差による相互作用)を含んだ水平震度として与えられている。既存の研究では、杭基礎のように基礎の剛性が比較的柔らかいものは地盤変位が杭体に及ぼす影響は小さいとなっているが、地盤の状態、杭の形状などが異なった場合、あるいは直下型地震の場合、その影響の程度は明確にされていない。

そこで、本研究では、杭周面地盤や先端地盤、杭の根入れ比などをパラメータとして、等しい入力地震動を想定した静的解析と動的解析を行い、これらの諸条件が杭の挙動に及ぼす影響について検討す

るとともに、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した解析手法の適用性を探っている。

2. 解析条件およびモデル

(1)解析条件

解析に用いた構造物は橋梁の橋脚-基礎系であり、その形状は図-1に示すとおりである。

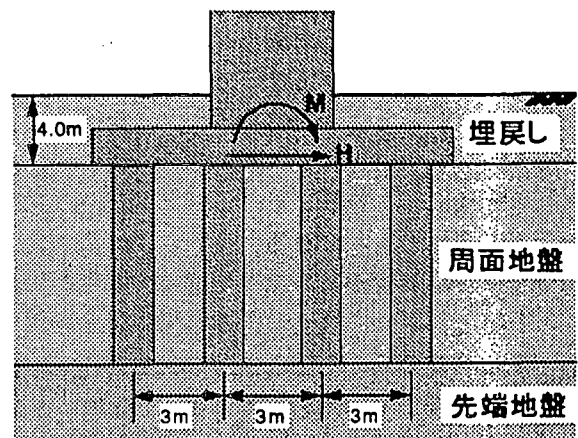


図-1 形状概要図

表-1 地盤概要

位置	地盤概要	N 値	変形係数 E_0 (*10 ³ kN/m ²)
周面	軟弱粘土	2	14
	緩い砂質土	15	105
	締まった砂質土	30	210
先端	先端無視	---	---
	砂質系地盤 ($q_d=3000\text{kN/m}^2$) 風化花崗岩	>30	300 2000

表-2 周面地盤と先端地盤の組み合わせ

		周面地盤		
		N=2	N=15	N=30
先端地盤	摩擦杭 $E_0 = 0\text{kN/m}^2$	-----	○	○
	支持杭 $E_0 = 30000\text{kN/m}^2$	○	○	○
	支持杭 $E_0 = 200000\text{kN/m}^2$	○	○	○

表-3 根入れ比の違いによる検討ケース

	case1	case2	case3	case4	case5
杭長 L(m) (L/D)	9.0 (7.5)	12.0 (10)	18.0 (15)	24.0 (20)	30.0 (25)

地盤条件は杭周面と先端地盤に分け、それぞれ3ケースを想定し、組み合わせとして8ケースの地盤(表-1,2)を想定した。杭については、杭径をφ1200に固定し根入れ長を変化させ計5ケース(表-3)を想定した。

入力地震動は、基盤とみなせる地点で観測された、東神戸大橋(EW)-33m、神戸ポートアイランド(EW)-32m、及び(EW)-83mの3波とした。

(2)動的解析モデル

図-1に示した橋脚及び基礎を基に作成した本研究モデルの概要を図-2に示す。本解析モデルは、自然地盤の変位を別途求め、その変位を相互作用バネを介して杭体に作用させるものである。このようにモデル化すると、地震時に杭体が地盤変位により受ける影響を考慮することができ、同時に同じ地震動を構造系に入力することで、上部構造や橋脚など、構造系の慣性力による影響も合わせて考慮できる。すなわち、本解析モデルは、構造系の慣性力による相互作用と、基礎の剛性と地盤変位による相互作用を同時に考慮でき、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した解析が可能である。

なお、今回の解析においては、自然地盤の復元力特性は Ramberg-Osgood モデルを、相互作用バネ及

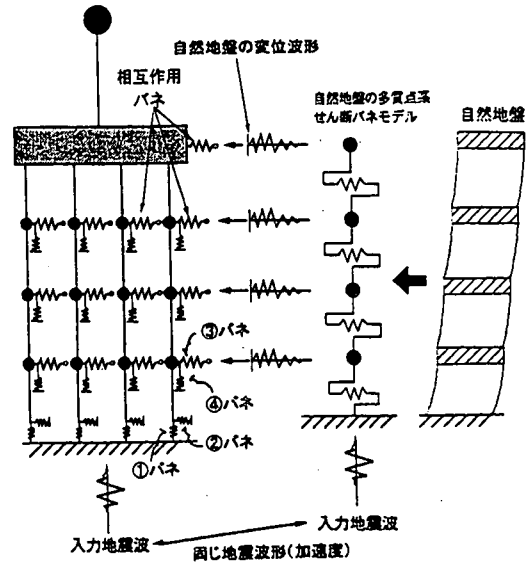


図-2 動的解析モデル

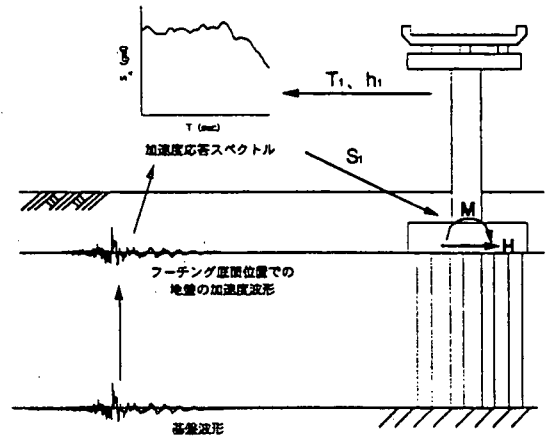


図-3 設計水平震度の考え方

び図-2に示す③, ④バネの復元力特性は地盤耐力の上限値を考慮するため Hardin-Drnevich モデルを、同図①, ②バネは引き抜きの影響を考慮できるバイリニアモデルを使用している。また、杭体及び橋脚躯体は曲げ破壊先行型のトリリニア型(武藤モデル)とし、M-φ曲線で定義している。

(3)静的解析モデル

静的解析では、図-3に示すように動的解析で使用したものと同一地震波形を用い、フーチング下面位置での自然地盤の加速度波形から、周期 T_1 、減衰 h_1 (ともにフーチングより上部の構造系の1次の固有周期とモード減衰)における加速度応答スペクトルを算出し、設計水平震度 K_h を求める。この設計水

平震度が橋脚躯体及び上部構造に作用するものとし、フーチング底面位置に生じる水平力 H 、曲げモーメント M を漸増荷重¹⁾として作用させる。杭のモデル化は、図-2に示すものと同じである。

なお、静的解析においては、道路橋示方書²⁾などに示される杭体及び地盤の鉛直抵抗を一つのバネで置き換えた非分離モデルを用いた解析も追加して検討している。

3. 解析結果

(1)杭先端地盤の影響

図-4に杭先端地盤の違いによる曲げモーメントの分布を示す。文献3)に示される静的解析の結果では、先端地盤の影響が杭の水平変位に大きく影響を与えていたが、今回の結果では、先端地盤が変化しても静的解析、動的解析ともほとんど影響がないことがわかる。これは、文献3)に示される基礎の降伏震度に比べ、今回算定した震度の方が小さかったためである。

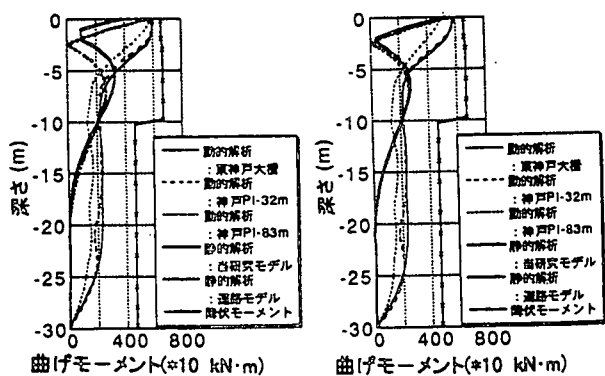


図-4 先端地盤の違いによる曲げモーメントの深度分布
(a) $E_0 = 30,000 \text{ kN/m}^2$ (b) $E_0 = 200,000 \text{ kN/m}^2$

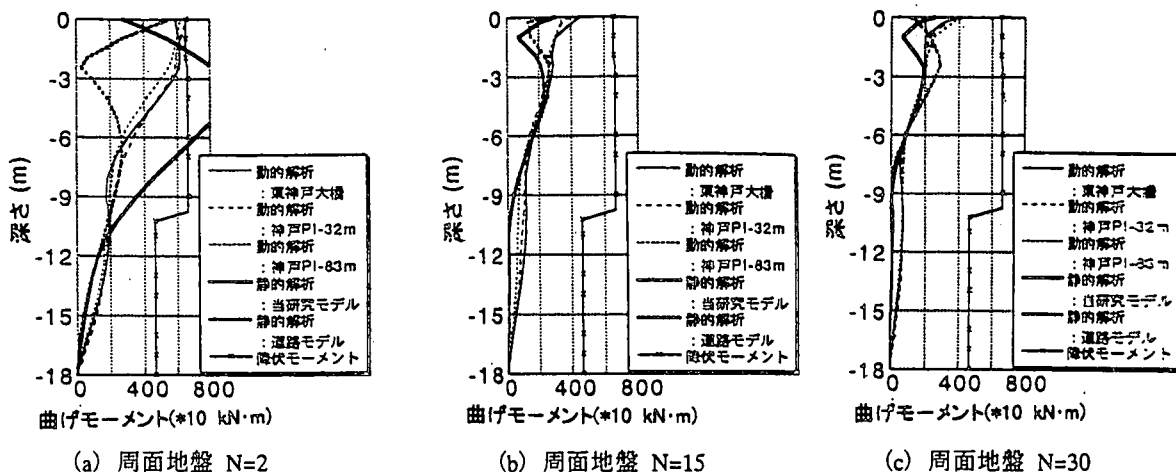


図-5 周面地盤の違いによる曲げモーメントの深度分布
($L/D=15, E_0 = 30,000 \text{ kN/m}^2$)

(2)周辺地盤の影響

図-5に周辺地盤種類ごとの曲げモーメントの深度分布を示す。深度方向の曲げモーメントは、周辺地盤が弱くなるにつれ動的解析、静的解析とも大きくなっており、さらに杭頭部付近の曲げモーメントが動的解析に比べ静的解析の方がかなり大きくなっていることがわかる。これは、動的解析の場合、地盤変位の影響により杭頭部ではある程度抑制の方向に働いており、地盤変位の影響が無い静的解析の場合抑制効果も現れないと解釈できる。

(3)杭の根入れ長の影響

図-6に杭の根入れ長ごとの曲げモーメントの深度分布を示す。静的解析では、ほぼ同一の最大値と分布を示すのに対し、動的解析では根入れ長が大きくなるに従って地中部の曲げモーメントが増加しているのがわかる。これは、地盤の変位の影響であり、動的解析においては地盤変位を考慮しているため杭の根入れが大きくなればなるほど杭への影響が大きくなる。一方、静的解析ではその影響を考慮できないためほぼ同一の杭変形を杭頭部で呈するものと解釈できる。

(4)逸散減衰の影響

図-7に減衰値の違いによる杭の曲げモーメントの深度分布を、図-8に杭頭及び上部工慣性力作用位置の水平変位の推移を示す。振動エネルギーが地下へ逸散して失われる現象を相互作用バネの減衰定数をパラメータとして行った解析では、杭頭変位や杭体に生じる曲げモーメントに及ぼす影響はほとんどないが、上部構造の応答に大きく影響を与えることがわかった。

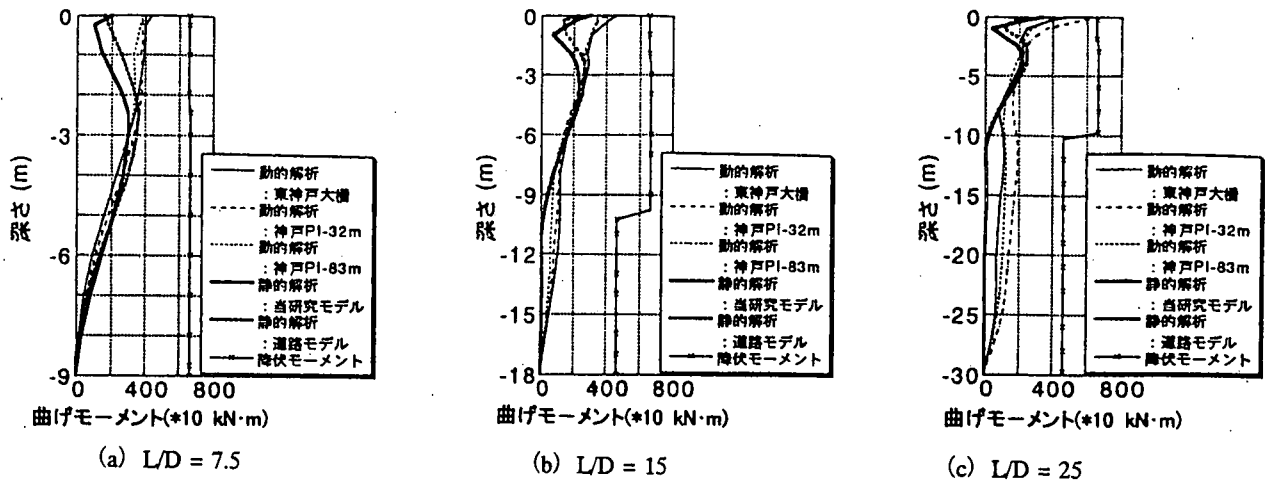


図-6 杭の根入れ比別曲げモーメントの深度分布
($N=15, E_0 = 30,000 \text{ kN/m}^2$)

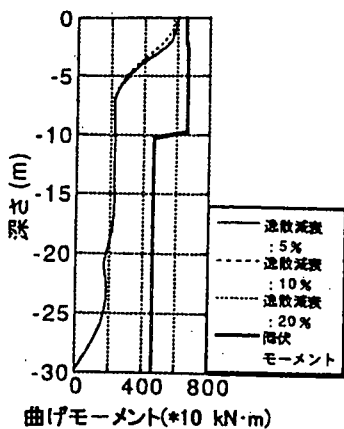


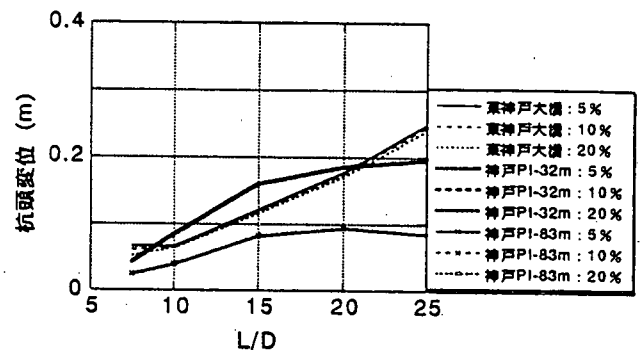
図-7 減衰値の違いによる杭体に生じる曲げモーメントの分布
($N=2, L/D=25, E_0 = 30,000 \text{ kN/m}^2$)

4. まとめ

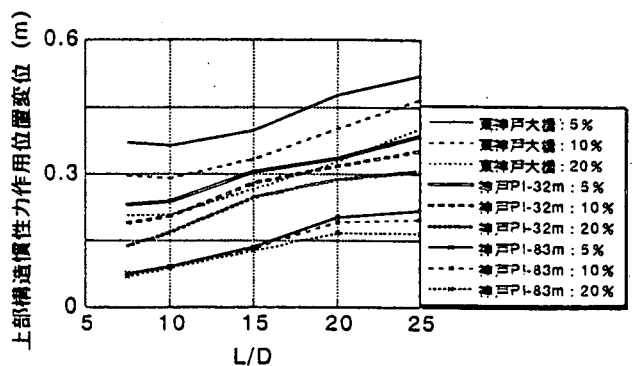
動的相互作用の影響を考慮した設計手法の適用性について検討を行った結果、現在までに判明したことを以下に示す。

(1) 静的設計では考慮できない地盤変位が、杭の断面力にかなりの影響を与える。特に、地中部の曲げモーメントの増加が著しく、実際の設計においては、杭の断面変化などにこの影響を考慮する必要があると思われる。

(2) 基礎（ここでは杭基礎）と上部構造を一体解析する場合、相互作用による逸散減衰の影響が上部構造に与える影響がかなり大きいため、減衰定数の的確な評価が必要である。



(a) 杭頭変位-根入れ比



(b) 上部構造慣性力作用位置の変位-根入れ比

図-8 減衰値の違いによる変位
($N=2, E_0 = 30,000 \text{ kN/m}^2$)

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、1996.12
- 大塚・久納・岩上：地盤の鉛直方向抵抗力のモデル化が杭基礎の水平抵抗力に及ぼす影響、構造工学論文集 Vol.45A, 1993pp1583-pp1590

2次元FEM解析による杭基礎の応答

岸下崇裕

正会員 工修 (株)フジタ 技術センター 技術研究所 (〒243-0125 厚木市小野2025-1)

杭基礎耐震設計研究小委員会のワーキンググループAでは、同一の杭基礎モデルを用いて設計計算ソフト、フレーム解析、2次元FEM解析および3次元FEM解析による耐震解析を行ない、地震応答解析による耐震設計法の検討を行なっている。本資料は、2次元FEMを用いた杭基礎の地震時応答解析を実施し、他の解析手法の結果と比較するためのデータを示したものである。

Key Words : 2-D nonlinear seismic analysis, Dynamic interaction, Pile foundation

1. はじめに

杭基礎構造物の解析は、通常3次元問題として解析を行うが、地震時の解析ではほとんどの場合2次元問題として解析している。これは、2次元解析が3次元解析に比べ解析に費やす時間が短くてすむ、解析に必要な容量が足りないために2次元解析を行っている等の理由によるもので、ほとんどの場合2次元解析の結果と3次元解析の結果が、同じであるから2次元解析を行っているわけではない。

本資料は、通常よく使われている2次元FEMによる解析を行い、フレーム解析や3次元FEM解析結果と比較するための結果を示したものである。

2. 解析手法

解析は、市販されている3次元地盤・構造物連成地震応答解析システムを用い、2次元モデルで行なった。応答解法は、直接積分法で行なった。直接積分法は、ニューマークの β 法とした。

解析で用いた要素は、次の通りとした。地盤部は、平面ひずみ要素を用い、非線形解析時には修正R-Oモデルを用いてモデル化を行なった。杭部は、2次元梁要素を用い、非線形時には修正武田モデルを用いてモデル化を行なった。上部構造物は、2次元梁要素を用い線形モデルとした。

境界条件は、左右は水平方向自由とし、底面は固定境界とした。

この報告での解析は、上記のように汎用的に用いられている解析手法により行なった。

3. 検討概要

2次元FEMを用いた検討では、各検討結果と比較を行なうために、以下に示す3種類の検討を行なった。

- ①線形静的解析
- ②線形動的解析
- ③非線形動的解析

各々の解析で用いるメッシュは、共通のものを用いた。図-1にメッシュ図を示す。解析で用いられる地盤の材料定数を表-1に、杭形状を表-2に示す。

表-1 地盤条件

番号	地層	層厚 (m)	平均 N値	γ (tf/m^3)	ϕ (deg.)	C (tf/m^2)	初期せん断 弾性係数 G0(tf/m^2)
1	埋土	4.0	4	1.8	—	—	2962.10
2	粘性土	10.0	2	1.7	0	2	2753.65
3	粘性土	14.0	8	1.8	0	8	7346.94
4	砂質土	4.0	16	1.9	31	0	7878.69
5	砂質土	2.0	50	2.0	42	0	17726.81

表-2 杭体条件

	直径 ϕ (m)	断面積 A(m^2)	長さ L(m)	弾性係数 E(tf/m^2)	断面二次 モーメント I(m^4)
断面1	1.2	1.13097	2.4	2.5E+06	0.116989
断面2			7.6		0.116989
断面3			20.0		0.109462

(1) 線形静的解析概要

線形静的解析は、橋脚部より求められる橋脚基部での荷重(鉛直力、水平力および曲げモーメント)

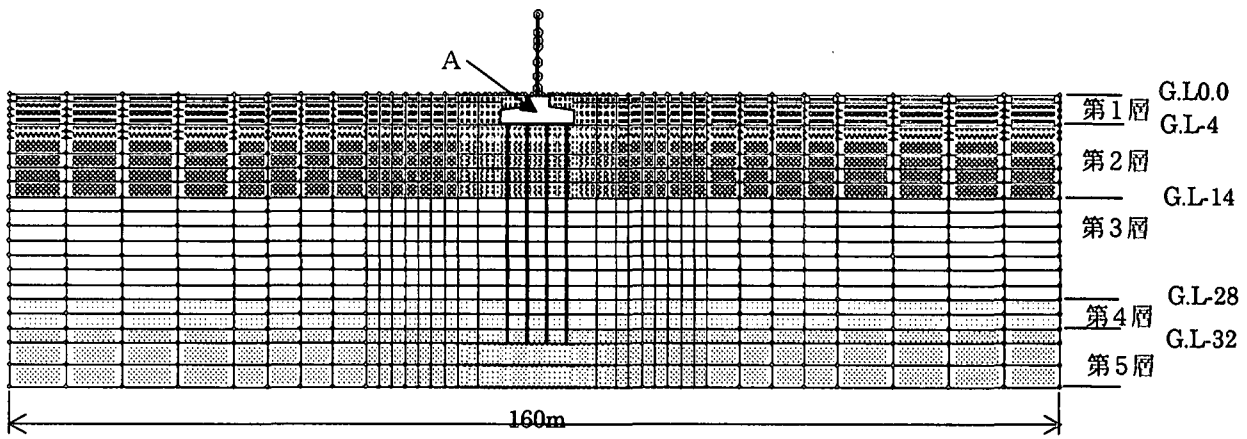


図-1 解析に用いたメッシュ図

を図-1中のA点に作用させて行なった。

検討は、橋脚を線形として求められたcase1と弾塑性として求められたcase2の2ケース行なった。表-3に各ケースの作用荷重を示す。

表-3 作用荷重

	case1	case2
水平力(tf)	2626.02	1351.47
鉛直力(tf)	2348.30	2348.30
モーメント(tf·m)	31583.44	14303.64

(2) 線形動的解析概要

解析では、兵庫県南部地震でポートアイランドのG.L-83m地点で観測された地震波を用い底盤より入力した。図-2に入力地震波を示す。

時間間隔 (Δt) は、0.01秒とし、解析時間は10秒とした。

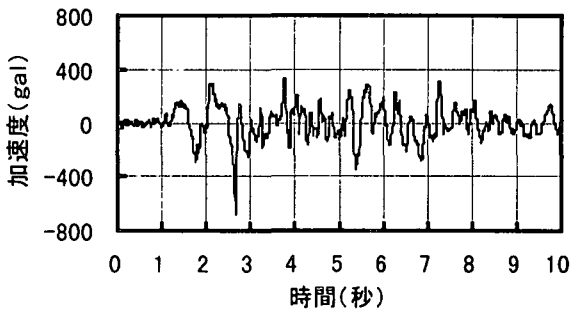


図-2 入力地震波

(3) 非線形動的解析概要

地盤および杭部材の非線形性は、表-4に示す。杭部材の非線形性は、軸力が0kN時の値を用いた。

解析では、時間間隔 (Δt) を0.002秒、解析時間は10秒とした。

表-4 杭体のM- ϕ 関係

	ひび割れ時		降伏時		終局時	
	Mc (tf·m)	ϕ_c (1/m)	My (tf·m)	ϕ_y (1/m)	Mu (tf·m)	ϕ_u (1/m)
断面1	54.4	0.000186	158.8	0.002126	247.6	0.026390
断面2	54.4	0.000186	160.4	0.002102	242.6	0.015850
断面3	50.9	0.000186	86.7	0.001914	131.9	0.021220

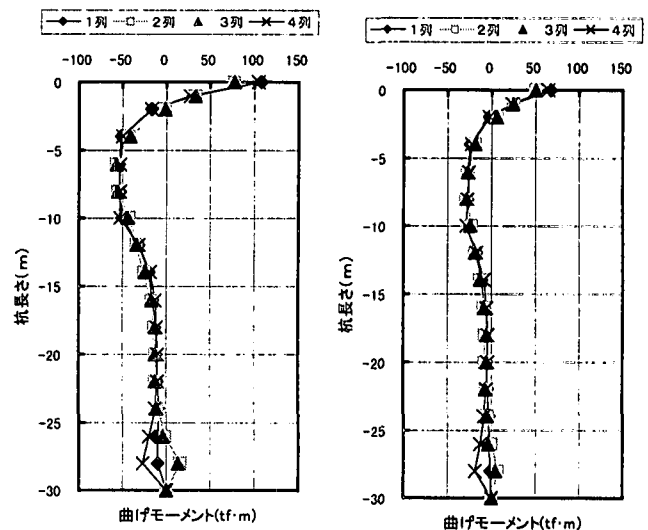
4. 解析結果

解析結果は、杭の断面力および変位応答を中心に取りまとめるものとする。

(1) 線形静的解析結果

1) 曲げモーメント分布

図-3に曲げモーメント分布を示す。図中では、左端の杭を1列目として表示している。2次元FEMによる線形静的解析では、端部の杭(1列、4列)の方が、中央部の杭(2列、3列)より杭頭部で大きくなるなっている。また、分布傾向は、支持層に根入れされている杭深部で違いがあるものの、その他の部分では同じである。



Case1

Case2

図-3 曲げモーメント分布

2) 変位分布

図-4に変位分布を示す。変位分布は、杭位置による差はほとんど見受けられなかった。

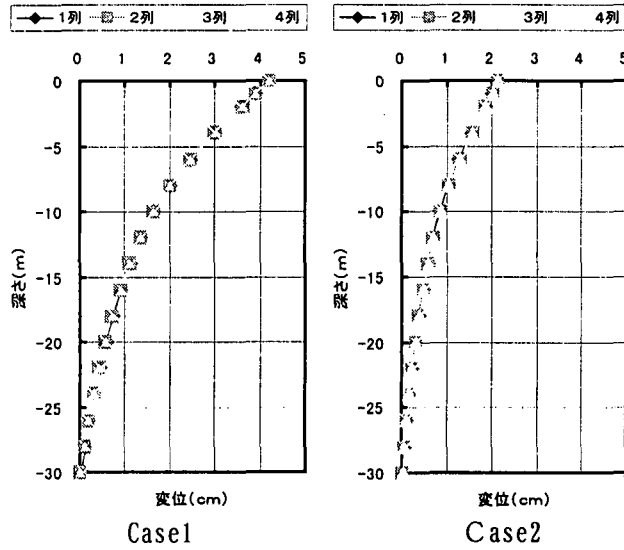


図-4 変位分布

ここでの解析では、地盤および杭を線形部材としていたために、荷重条件の違いによる変化は見られなかった。今後は、地盤、構造物および杭を非線形部材として解析を実施し、フレーム解析との比較を行なう予定である。

(2) 線形動的応答解析結果

1) 最大水平変位

図-5に地盤および杭の最大水平応答を示す。図中の深さは、地表面からの深さを示している。杭の最大水平変位は、地盤深部ではほぼ一致しているが、G.L-14m以上で杭変位が大きくなっている。これは、上部構造物の慣性力による影響である。

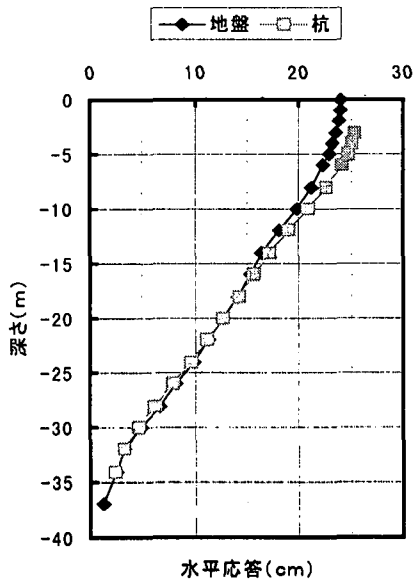


図-5 最大水平変位

2) 最大曲げモーメント

図-6に最大曲げモーメントを示す。図では左から1列目と2列目の杭の値を示している。曲げモーメント分布は、G.L-14mおよびG.L-30mのところで変化している。この位置は、表-1より地盤の剛性が急激に変化している位置と一致し、水平変位応答が変局しているためである。

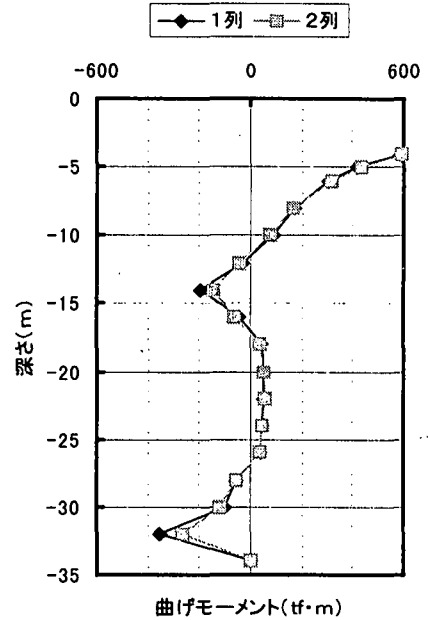


図-6 最大曲げモーメント分布

(3) 非線形動的応答解析結果

1) 最大水平変位

図-7に地盤および杭の最大水平応答を示す。線形解析の結果と同様に、地盤地盤深部ではほぼ一致しているが、G.L-24m以上で杭変位が大きくなっている。線形解析に比べ地盤変位との差が生じているのは、地盤や杭の非線形化の影響である。

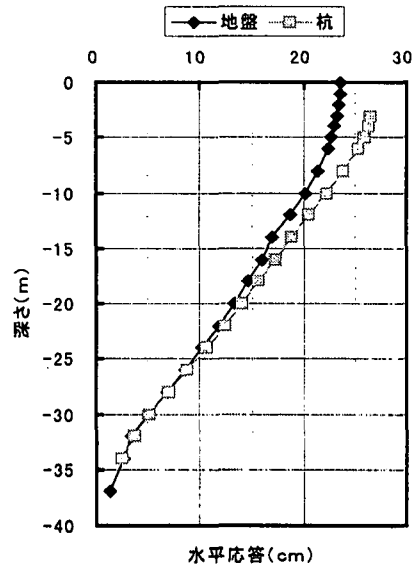


図-7 最大水平変位

2) 最大曲げモーメント

図-8に最大曲げモーメント分布を示す。図中に示す一点鎖線は、杭の降伏モーメントを示している。非線形解析の結果、杭頭部および層境界部（G.L-32m）において降伏モーメントを超える結果となった。

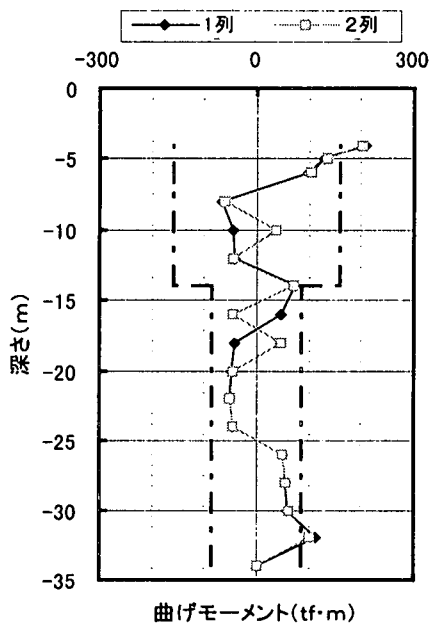


図-8 最大曲げモーメント分布

3) 曲げモーメント～曲率関係

図-9および図-10に曲げモーメント～曲率関係を示す。図-9は杭頭部を、図-10は層境界部の値を示し、一点鎖線は、降伏モーメントの値を示している。また図の値は、梁要素材端モーメントの平均値を示している。今回の解析ソフトにおける梁要素の剛性は、材端モーメントの平均値を用いて判定を行なっているためである。そのために、層境界部において最大曲げモーメントが降伏モーメントを超える結果を示しているのに、図-10では降伏モーメントを超えない結果となっている。

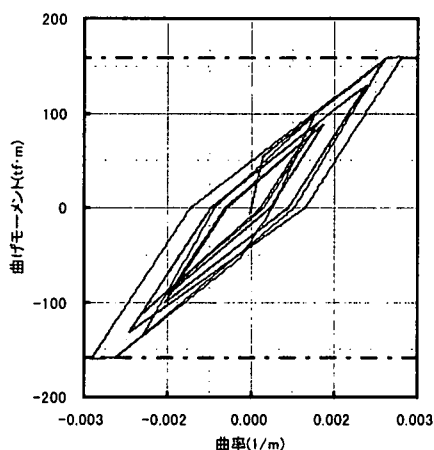


図-9 曲げモーメント～曲率関係（杭頭部）

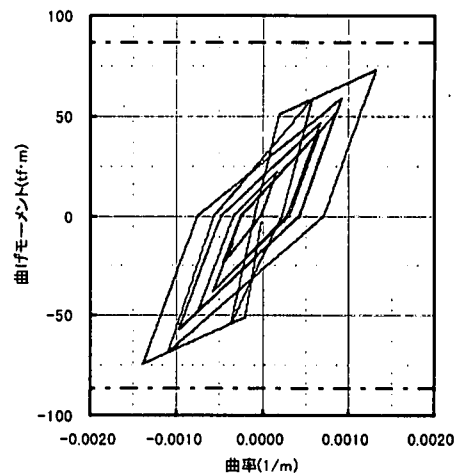


図-10 曲げモーメント～曲率関係（杭頭部）

5. おわりに

2次元FEM解析による杭基礎構造物の地震応答解析を実施した。この資料では、杭の曲げモーメントと変位を中心にデータを取りまとめただけである。今後は、フレーム解析や3次元解析の結果と比較を行ない、2次元FEM解析を用いた杭基礎耐震設計法について検討を行なう予定である。

3次元弾塑性動的有限要素法による杭基礎の動的挙動について

張 鋒¹、木村 亮²

¹正会員 工博 岐阜大学工学部助教授 (〒501-1193 岐阜市柳戸1-1)

²正会員 工博 京都大学大学院工学研究科助教授 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

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では、杭基礎に関わる地震応答、液状化、耐震設計の諸問題をそれぞれA, B, Cの3つのワーキンググループ (WG) に分けて活動している。本報告ではWG-Aの活動内容の一部として、地盤・構造物の非線形性を考慮した地盤・基礎工・上部工の一体系3次元弾塑性動的解析を行い、杭基礎の耐震性能を検討する。

Keywords: Seismic evaluation, pile foundation, dynamic analysis, nonlinear

1. まえがき

兵庫県南部地震のような大地震における杭基礎の耐震性の評価に関する研究が活発に行われているが、その多くは分離法あるいは応答変位法といった簡易法が用いられる。分離法(木村・張, 1997)で検討する場合、まず、地盤と杭基礎の相互作用を等価バネで評価し、簡略されたSwing-Rockingモデル(SRモデル)を対象に、動的解析を行う。次に、この動的解析で得られたバネの最大発生力を外力として、再度静的解析により杭の断面力を求める。応答変位法で検討する場合、上部工による地震力と地震による地盤の変形を外力として地盤及び杭基礎に与えて、杭の断面力を求める。一方、一体系動的解析を行う場合、地盤・構造物の弾塑性挙動を考慮した地盤・基礎工・上部工の一体系3次元非線形動的解析による杭基礎の耐震評価は解析手法やコンピュータの制限により、現段階ではほとんど確立されていない。本研究は、地盤の破壊までを対象とする弾塑性構成式に基づいた一体系静的・動的有限要素解析コードDGPPILE-3Dを開発し、一体系3次元弾塑性動的解析を行うことにより、群杭基礎の耐震性評価の数値解析方法を検討する。

2. 地盤・部材の非線型特性

大地震の場合、杭基礎の塑性化と地盤の降伏が予想され、この非線形挙動を適切に評価しなければならない。足立ら(1994)は群杭の終局挙動を表現しうる3次元弾塑性静的有限要素の解析コード(GPILE-3D)を開発し、水平载荷を受ける群杭の終局状態の力学挙動をシミュレートした。GPILE-3Dを用いて解析を行う場合には、地盤を弾完全塑性体のDrucker-Prager規準と仮定し、関連流れ則を適用するものとする。しかし、Drucker-Prager規準と仮定した関連流れ則を用いる場合、ダイレータンスーが常に膨張側にあり、正規圧密粘土あるいはゆるい砂に対して、この理論が適切とはいえないことがよく知られている。そこで、本報告では、Drucker-Prager規準と仮定した非関連流れ則を用い、繰り返し载荷を考慮できる等方硬化モデルに基づいて、3次元弾塑性静的・動的有限要素の解析コード(DGPPILE-3D)を開発した。式1~8にこのモデルの概要を示す。

図1に中空ねじりせん断試験のシミュレーションを示す。また、解析に用いられる地盤特性は式(6)~(8)に示すように標準貫入値 N で推定することとする。

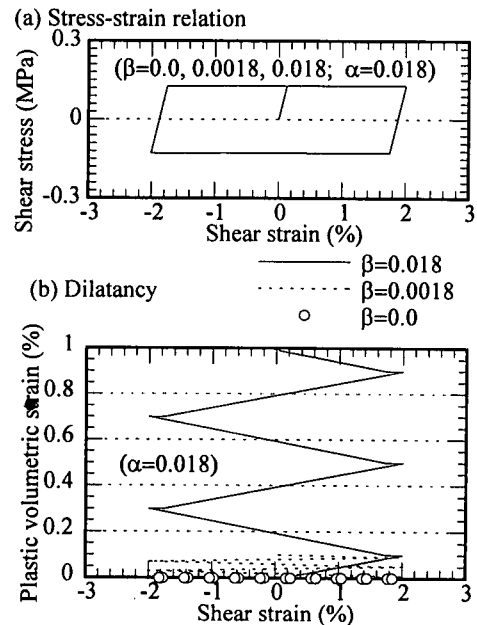


図1 地盤の非線型特性 (Drucker-Prager model)

$$\text{流れ則: } d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} df_y \quad (1)$$

$$\text{降伏関数: } f_y = \sqrt{J_2} - 3\alpha \sigma_m - \kappa_s \quad (2)$$

塑性ポテンシャル:

$$f_p = (J_2)^{1/2} - 3\beta \sigma_m - \kappa_s = 0 \quad (3)$$

$$\text{負荷基準: } \begin{cases} f_y = 0, df_y > 0: \text{ 载荷} \\ f_y = 0, df_y = 0: \text{ 中立負荷} \\ f_y = 0, df_y < 0: \text{ 除荷} \end{cases} \quad (4)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3(3+\sin\phi)}}, \quad \kappa_s = \frac{6c\cos\phi}{\sqrt{3(3+\sin\phi)}} \quad (5)$$

$$c = q_u / 2 = 1/160N \text{ (MPa) (Terzaghi - Peck) 粘土} \quad (6)$$

$$\phi = 1.85 \left(\frac{N}{\sigma'_v / \sigma'_0 + 0.7} \right)^{0.6} + 26 (\text{°}) \quad (7)$$

$$\sigma'_0 = 0.1 \text{ (MPa) 砂}$$

$$E = \begin{cases} 1.00 - 2.50 \bar{N} \text{ (MPa) 粘土} \\ 2.50 \bar{N} \text{ (MPa) 砂} \end{cases} \quad (8)$$

ここに、c、φ、Eはそれぞれ地盤の粘性、内部摩擦角とヤング係数である。

柱・杭部材の非線型特性には、終局挙動を適切に表現するために、部材の弾塑性履歴を考慮するビーム要素を導入する。図2に、部材の曲げモーメント・曲率関係(M-φ関係)の弾塑性履歴を考慮するトリリニアモデルを示す。

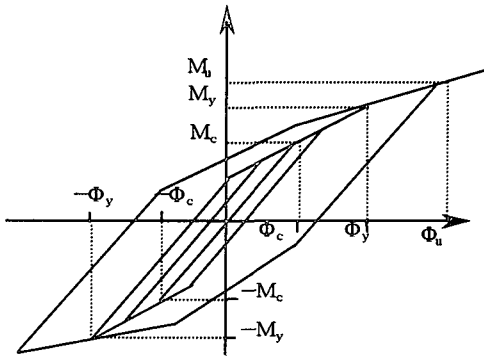


図2 杭・柱部材の非線型特性

3. 群杭基礎の耐震評価

検討の対象とする高架橋の構造一般図は図3に示す通りである。杭基礎は、3×4本の直径1.2m、長さ30mの場所打ち杭からなる。表1に地盤の土質定数を示す。杭・柱部材の諸元は表2、表3に示す通りである。図4に杭・フーチング・地盤の着目要素詳細図を示す。解析は全応力状態で行い、地盤の液状化が考慮されていない。

Table 1 Material properties of ground

Soil	N	Thickness s (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	K ₀	c (MPa)	φ (°)
B	4	4	18.0	1000	0.30	0.50	0.040	30
Ac1	2	10	17.0	500	0.42	0.80	0.125	5
Ac2	8	14	18.0	2000	0.40	0.67	0.500	5
As1	16	4	19.0	4000	0.30	0.50	0.00	35
Dg	50	2	20.0	12500	0.30	0.50	elastic	elastic

Table 2 Nonlinearity of piles

Position	M _c (tf*m)	φ _c (1/m)	M _y (tf*m)	φ _y (1/m)	M _u (tf*m)	φ _u (1/m)
0.0~10.0(m)	54.5	0.000186	158.8	0.002126	247.6	0.02639
10.0~30.0(m)	50.9	0.000186	86.7	0.001914	131.9	0.02122

$E_{\text{concrete}} = 2.87 \times 10^6 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

Table 3 Nonlinearity of pier

M _c (MN*m)	φ _c (1/cm)	M _y (MN*m)	φ _y (1/cm)	M _u (MN*m)	φ _u (1/cm)
30.13	0.00934	79.84	0.0785	103.37	0.681

$E_{\text{concrete}} = 3.00 \times 10^4 \text{ (MPa)}$

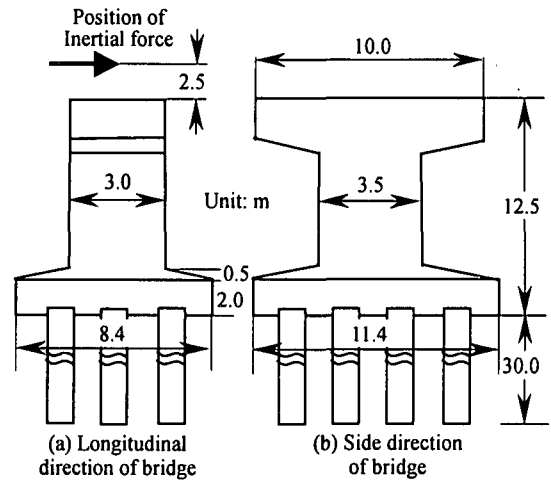
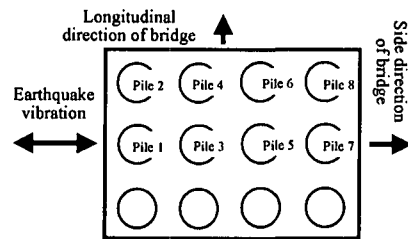
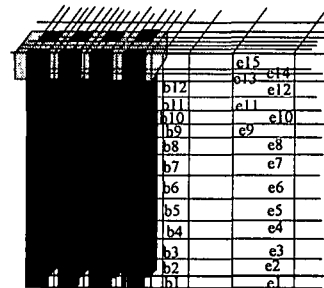


図3 検討対象橋脚一般図



(a) Plane view of piles and footing



(b) Position of the elements under consideration

図4 杭・フーチング・地盤の着目要素詳細図

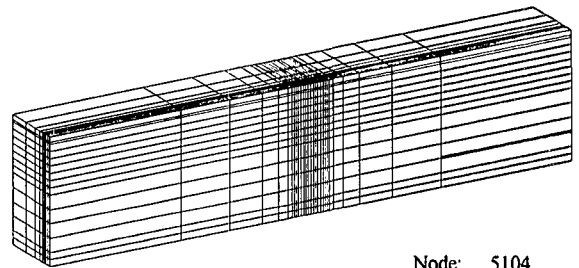


図5 FEMメッシュ図

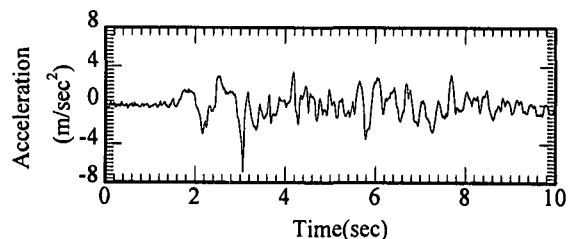


図6 入力加速度

地盤の減衰を10%、杭と柱の減衰を5%に設定した。剛性比例型の減衰を使うために、動的解析を行う前に、ヤコビ法とサブスペース法を兼用する固有値解析を行った。その結果、地盤1と地盤2の場合の一体系1次固有値はそれぞれ2.361 sec、1.663 secであった。動的解析手法はNewmark- β 法で時間刻みが0.01秒である。解析に用いるFEMメッシュは、解析地盤、構造物及び外力が対称であるために、図5に示すような半断面メッシュである。また、地盤境界の扱いは底面が固定で、側面が自由境界を用いることとする。入力地震動は図6に示すように、PI-83NS波の主動部10秒を用いることとする。

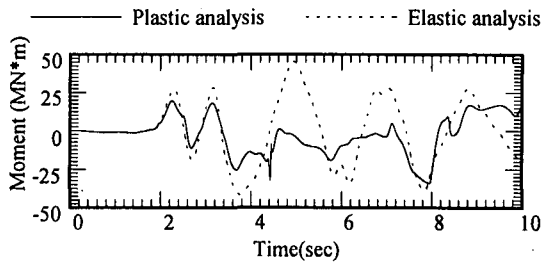


図7は柱下端の曲げモーメントの時刻歴

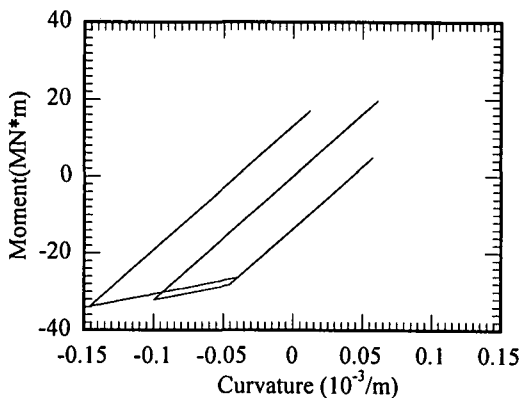
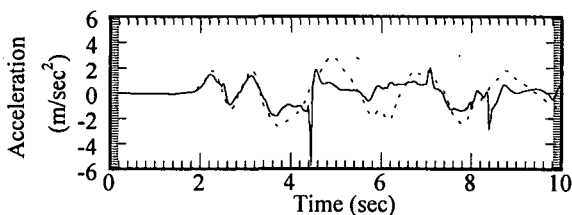
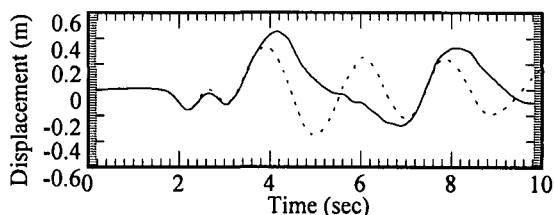


図8 柱下端のM- ϕ 関係



(a) Acceleration at the top of pier
 Elastic analysis
 —— Plastic analysis



(b) Displacement at the top of pier

図9 柱上端の応答加速度及び変位

図7は柱下端の曲げモーメントの時刻歴を示したものである。最大曲げモーメントは弾性・弾塑性解析の何れの場合においても、 M_c を超えるものの、 M_y には達していない。図8に弾塑性解析による曲げモーメント-曲率の関係を示す。この図より、最大曲げモーメントが第一折れ点(M_c)をちょっと超えたところにあることがよく分かる。

図9に地表面及び柱上端の応答変位・加速度の比較を示す。弾性解析場合の応答変位及び加速度の卓越周期が2秒前後にあるのに対して、弾塑性解析場合の応答値の卓越周期は4秒になっている。これは地盤の非線型性を弾完全塑性のDrucker-Pragerモデルで定式化したため、地盤降伏時の剛性が非常に小さくなっていることが原因と考えられる。

図10、11にそれぞれ弾性及び弾塑性解析で得られた杭の曲げモーメント分布を示す。弾性解析で得られた杭の最大曲げモーメントが780 tfmになるのに対して、弾塑性解析で得られた値が190 tfmであった。また、曲げモーメントの分布も両者の差が大きく、特に軟弱な粘土地盤中に、弾塑性解析の曲げモーメントの急激な変化が見られた。しかし、各杭の曲げモーメントの分布はいずれの場合においても、大差が見られなかった。これはM- ϕ 関係の軸力変動による影響が考慮してないのが原因と考えられる。また、弾塑性解析で得られた曲げモーメントが終局値より小さいことがわかった。

図12、13にそれぞれ弾性及び弾塑性解析により得られた杭の曲げモーメント時刻歴を示す。応答変位・加速度と同様に、弾性解析と弾塑性解析応答値の卓越周期はそれぞれ2秒及び4秒であった。

図14は曲げモーメント-曲率関係の履歴を示すものである。降伏曲げモーメント M_y を超えた場合、履歴減衰がかなり大きいことが伺える。

図15に地盤の応力-ひずみ関係の履歴を示す。表層地盤(e15、e14、e13)の拘束圧(平均主応力)が小さいために、拘束圧の変動がせん断応力-ひずみ関係に大きい影響を与えているが、それより深い地盤のせん断応力-ひずみ関係(e12、e11、e10、e9、e8)は概ね典型的な弾・完全塑性を示している。特に、軟弱粘土層の境界にある要素e8の最大せん断ひずみが12%に達し、地盤水平変形がここで急激に増大していることがわかる。

図16は地盤の固有値解析の結果を示したものである。一体系動的解析において側面等変位境界を使うことが望ましいが、剛性マトリクスのバンド幅が大きくなり、膨大な計算時間が必要であるため、側面自由境界を使うことにした。その影響があまり大きくないことがこの図からわかった。

図17に杭最大断面力発生時の地盤変位分布を示す。弾塑性解析の場合には、軟弱粘土層の境界に地盤水平変形が急激に増大していることがわかる。ちょうどここで要素e8の最大せん断ひずみが12%に達している。一方、弾性解析で得られた水平変形が急激な増加が見受けられない。また、弾性・弾塑性解析のいずれの場合においても、杭基礎周辺地盤の水平変形が杭基礎の抑止効果によって他の地盤より10 cm程度小さくなっている。鉛直変形が自由境界の近辺に大きくなっているが、ほかの地域にはほぼ均一分布になっている。この結果より、ある幅の領域をとれば、側面自由境界を使っても支障がないことがわかった。

図18に杭最大断面力発生時の地盤応力分布を示す。弾塑性解析で得られた杭と周辺地盤のせん断応力が弾

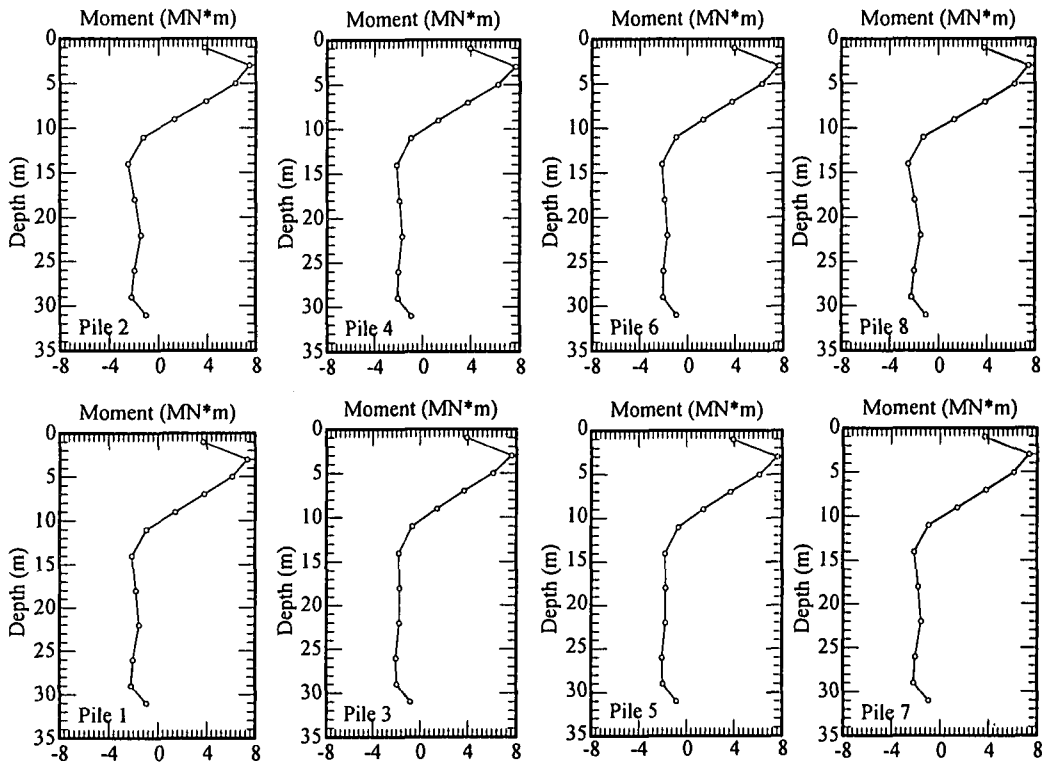


図10 弾性解析による杭曲げモーメント分布

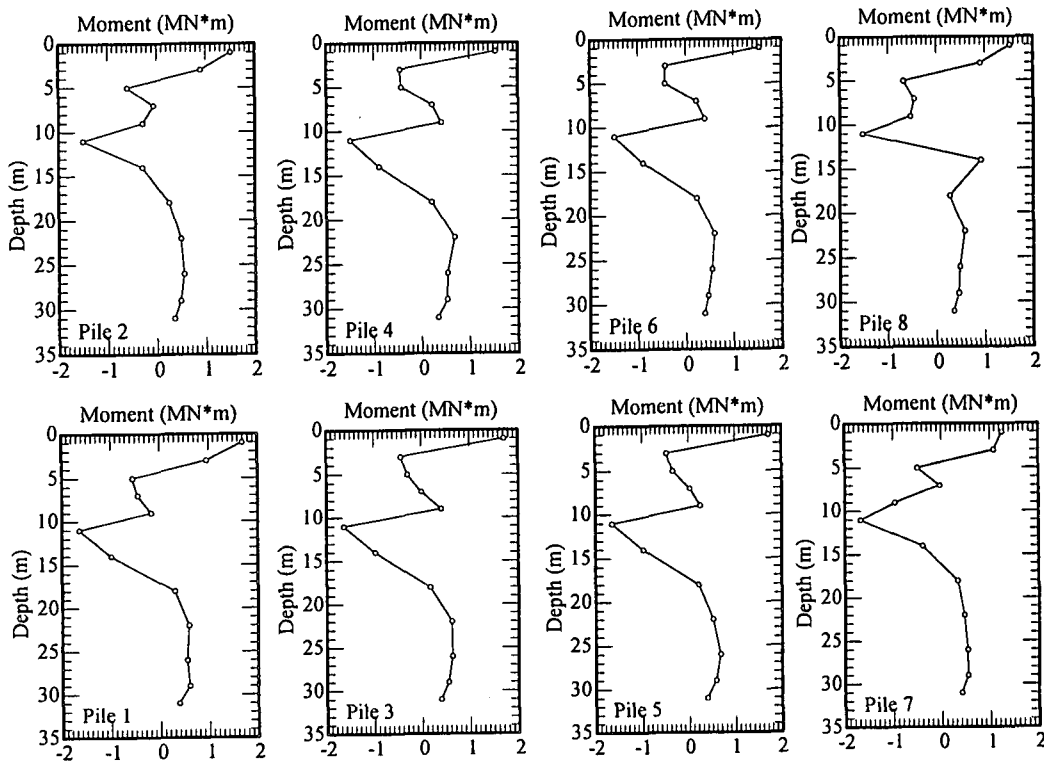


図11 塑性解析による杭曲げモーメント分布

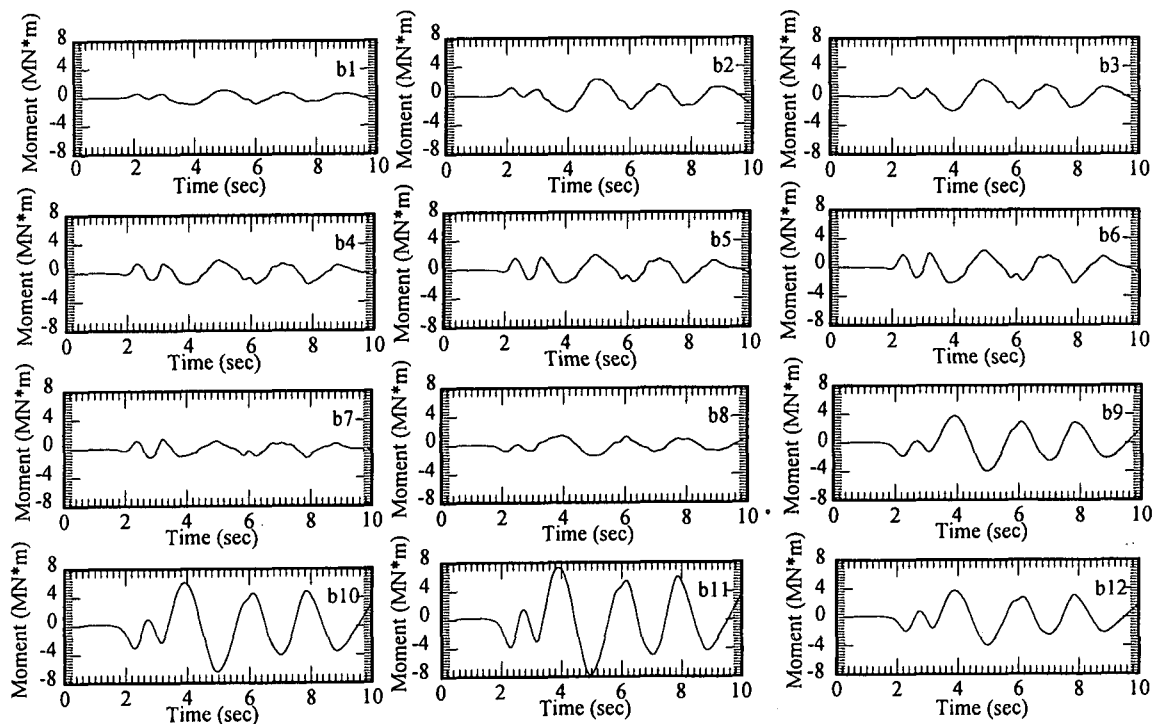


図 1 2 弾性解析による杭曲げモーメント時刻歴

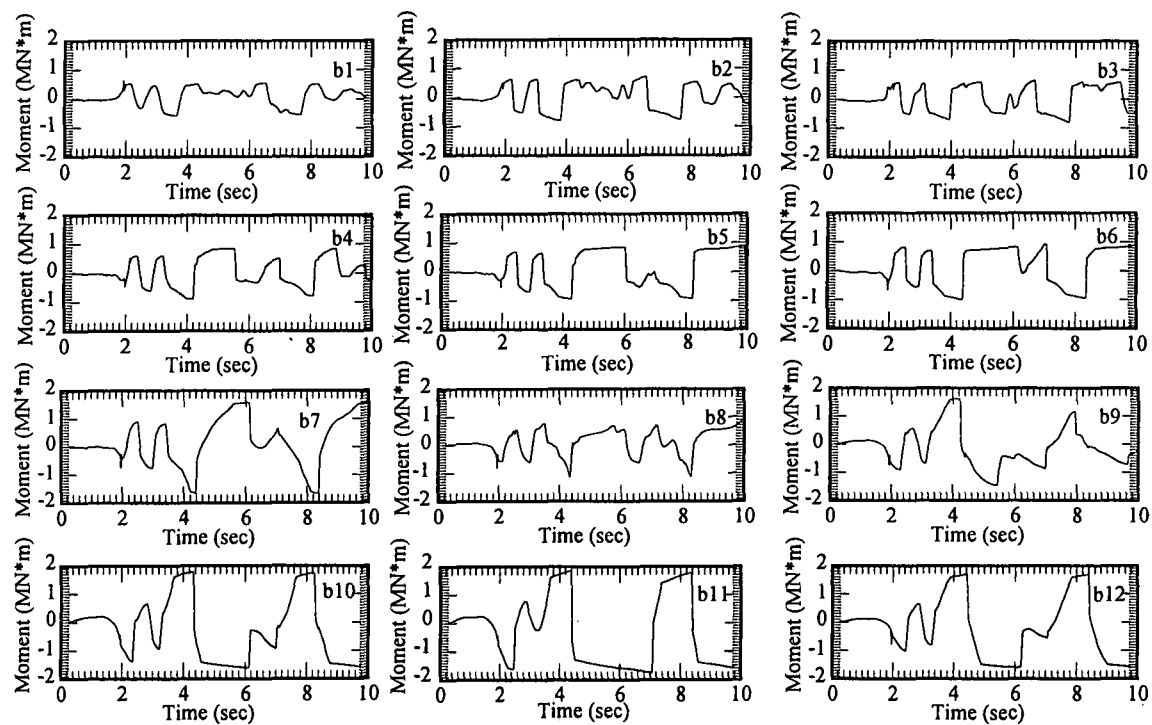


図 1 3 脆性解析による杭曲げモーメント時刻歴

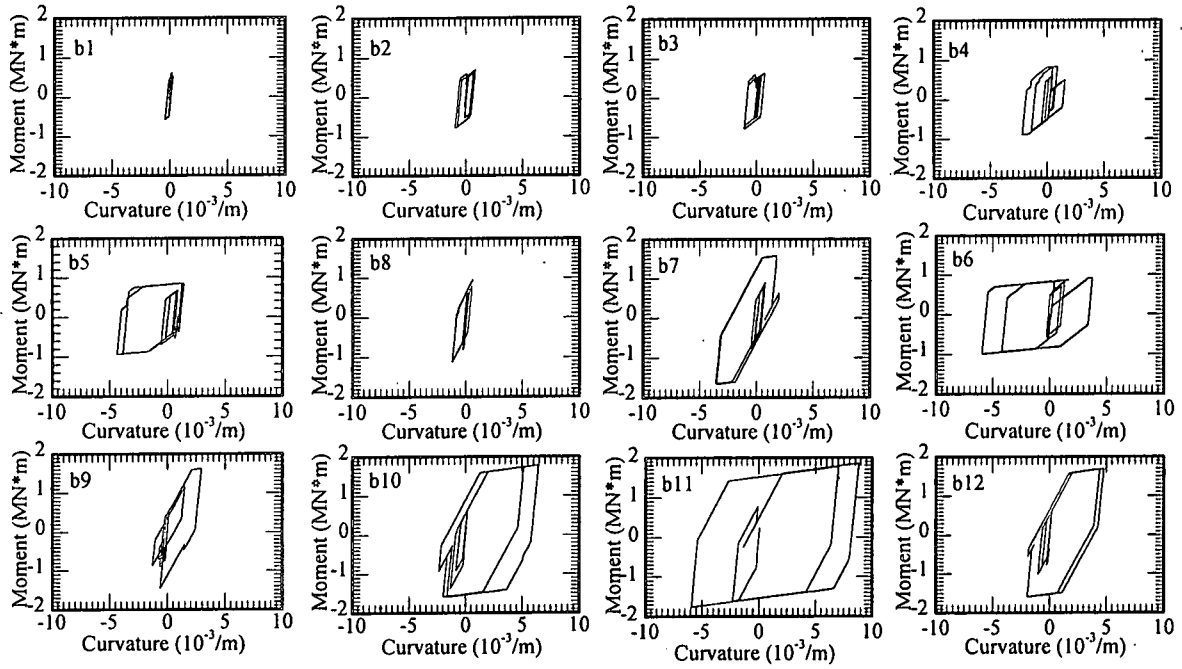


図 14 塑性解析による杭曲げモーメント・曲率関係の履歴ループ

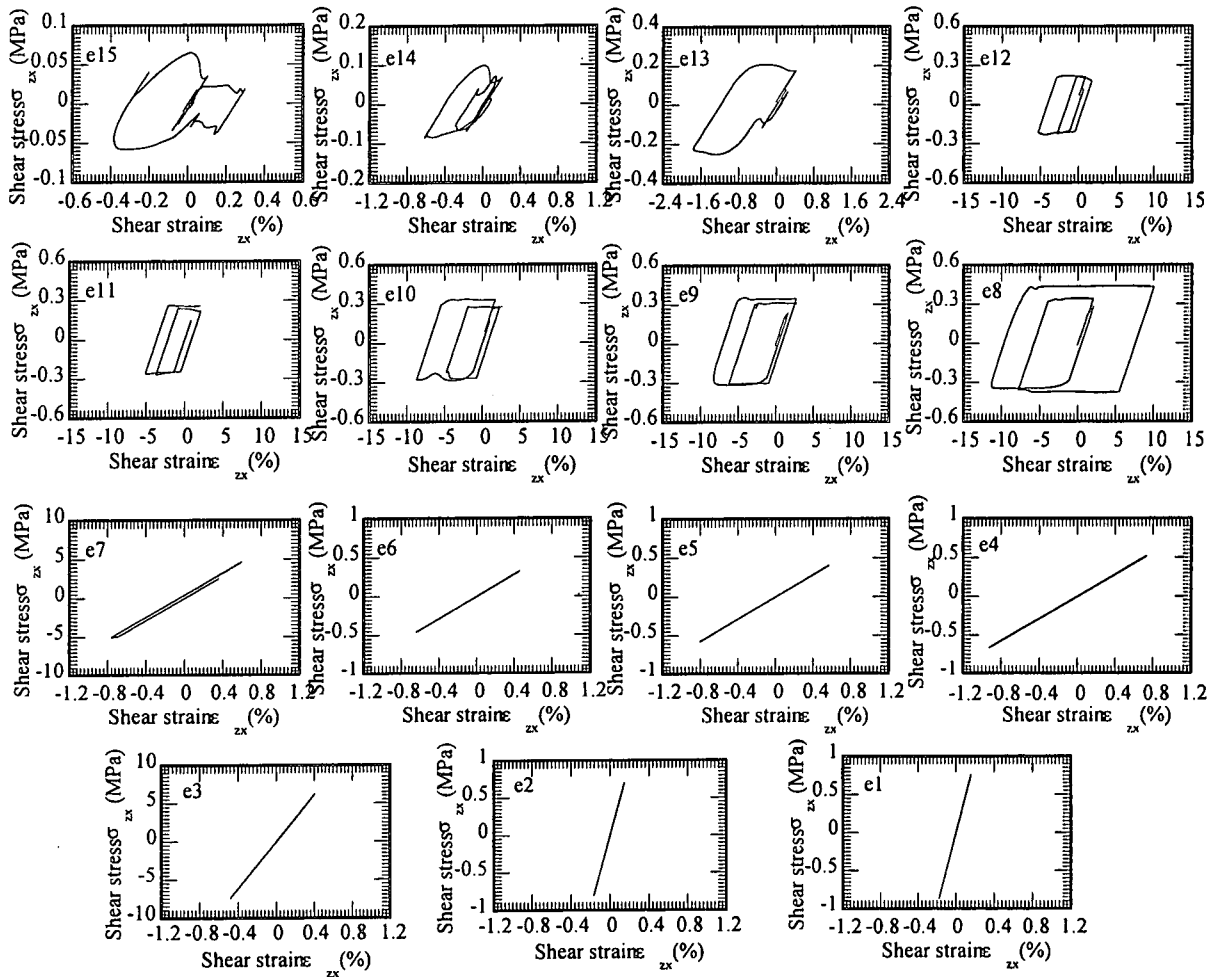


図 15 塑性解析による地盤の応力・ひずみ関係の履歴ループ

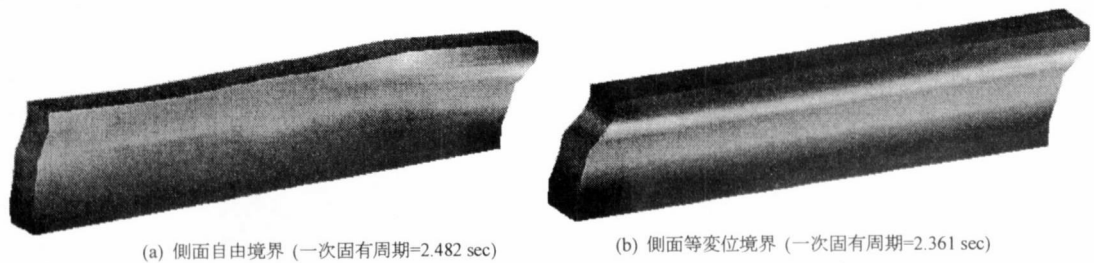


図16 地盤の一次固有モード

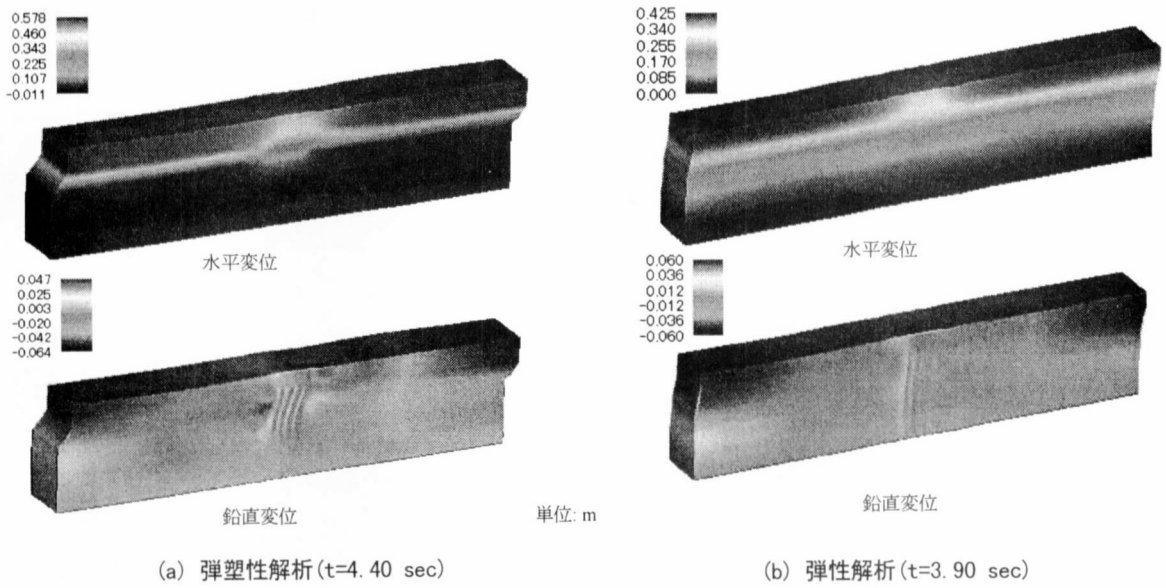


図17 杭最大断面力発生時の地盤変位

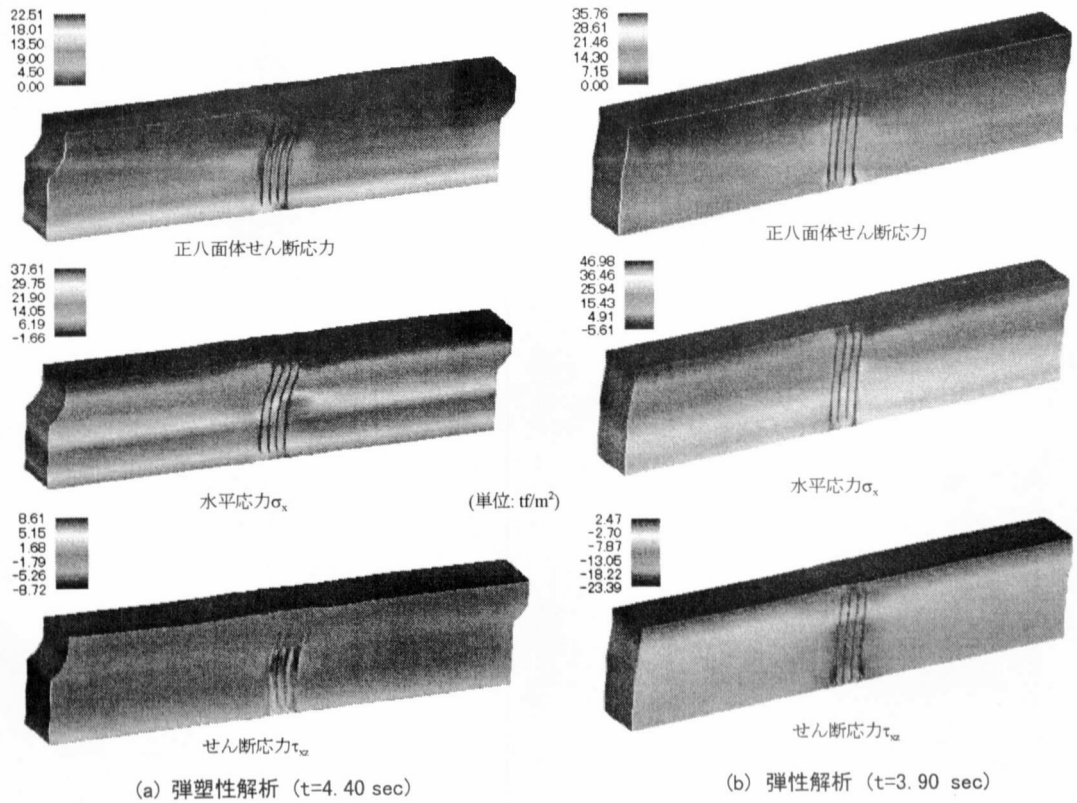


図18 杭最大断面力発生時の応力分布

性解析で得られたもの半分程度しかないことがわかった。これより、適切な降伏せん断強度を表現できる構成則を使えば、ジョイント要素を使わなくても杭・地盤の相互作用が表現できると考えられる。

4. まとめ

次のような知見が得られた。

1. 弾性解析の場合の最大曲げモーメントが杭頭付近に発生するのに対して、弾塑性解析の場合の最大曲げモーメントは杭頭及び層境に発生している。また、弾性解析には各杭の曲げモーメント分布の差異が表現されていない。地盤・杭基礎の動的相互作用を適切評価するためには、地盤の非線型を考慮しなければならない。
2. 地盤の非線型特性が非常に簡単な4パラメータモデルで定式化し、これらのパラメータがN値で決定できるので、実設計業務に適用できると考えられる。

3. 地盤の非線型特性が複雑であり、より詳細な構成モデルを駆使して、解析結果の妥当性とパラメータの決め方を地盤種別ごとに決めることが必要である。また、本解析は全応力で検討しているため、液状化問題には有効応力解析が必要となる。

参考文献

- Kimura, M., Yashima, A. and Shibata, T. 1991. Three-dimensional finite element analysis of laterally loaded piles, Proc. of 7th Int. Conf. Computer Method and Advance in Geomechanics, pp. 145-150. Cairns: Balkema
- Adachi, T., Kimura, M. and Zhang, F. 1994. Analyses on ultimate behavior of lateral loading cast-in-place concrete piles by three-dimensional elasto-plastic FEM, Proc. of 8th Int. Conf. Computer Method and Advance in Geomechanics, Vol. 3, pp. 2279-2284, Morgantown: Balkema.