

高靱性能耐震ジョイント杭の地震時有効性について

泉 博允¹・三浦房紀²・宮坂享明³・福嶋研一⁴

¹正会員 株式会社篠塚研究所 主席研究員 (〒160 新宿区新宿6-26-4 JMビル)

山口大学大学院 工学研究科博士後期課程 (〒755 宇部市常盤台2557)

²正会員 工博 山口大学教授 工学部知能情報システム工学科 (〒755 宇部市常盤台2557)

³正会員 工博 株式会社エース 構造技術本部 (〒600 京都市下京区七条通木屋町上る大宮町205)

⁴正会員 工修 大成建設株式会社 土木設計計画部 (〒163-06 新宿区西新宿1-25-1)

本研究は、新たに開発した高靱性を有する継手（高靱性能耐震ジョイントと呼ぶ）の動的曲げ特性を静的曲げ試験から推定し、この継手を有する杭基礎と地盤および構造物との動的相互作用を考慮した地震応答解析を行い、高靱性能耐震ジョイントの有効性を検討したものである。その結果、構造物直下や地層境界にこの継手を設けることにより、杭の変形性能を増大させることができ、大きな地盤変形に対して生じる杭の曲げモーメントを大幅に低減させる効果があるために、杭基礎は破壊することなく安全であることが明らかになった。また、継手が存在しても、構造物や地盤の動的応答はほとんど変わることがないことより、継手の存在が上部構造物の応答変位を大きくするなど、何ら悪い影響を及ぼすものでないことも明らかになった。

Key Words : *pile foundation, dynamic response, aseismic joint, high ductility, spliced pile*

1. まえがき

高靱性能耐震ジョイント杭とは、宮坂等^{1), 2)}によって開発された図-1に示す高靱性能耐震ジョイント(HDAJ; High Ductility Aseismic Joint)を有する一種の耐震性基礎杭である。構造物と杭との結合部近傍や硬い地層と軟らかい地層との境界に、この耐震ジョイントを積極的に用いることにより、PHC杭(Prestressed High Strength Concrete Pile)等の靱性や変形性能を高め、地震時における杭基礎の耐震性を向上させることができる。

1995年の兵庫県南部地震では非常に多くの杭が破壊したが、年代順にみると、地震による最初の杭基礎の代表的被害としては1964年の新潟地震の液状化に伴う大変形の地盤の側方流動に起因する例³⁾があげられ、次に1978年の宮城県沖地震の上部構造の慣性力および地盤の変位に起因する例⁴⁾があげられる。

前者の液状化による被害例に対して、耐震性の高い杭基礎はどうあるべきかを宮坂等は考察し、高靱性能耐震ジョイント杭の開発に至り、新潟地震で見られるような地盤の側方流動による大変位を受けるPHC杭の静的応答特性を検討し、高靱性能耐震ジョ

イント杭の有効性を示した^{1), 2)}。

しかしながら、高靱性能耐震ジョイントは高いたわみ性を有するために、地震時の構造物の変位応答を大きくするのではないかという危惧も考えられる。そこで、本研究ではこの点および慣性力による被害例に対して、構造物と地盤および杭の相互作用を考慮した動的応答特性を検討し、高靱性能耐震ジョイント杭の有効性を示すものである。

本論文ではまず、次ぎの第2章で、高靱性能耐震ジョイント杭のモデル化について述べる。すなわち、高靱性能耐震ジョイントは曲げに対して非線形性を示す回転バネでモデル化した。この回転バネの骨格曲線は高靱性能耐震ジョイントを設けた杭の単純曲げ試験結果から求め、これを双曲線で表示した。

一方、PHC杭の本体はクラックが入るまでは弾性的挙動を示すが、クラック発生曲げモーメントを超えると非線形性挙動を示すことが試験結果から得られている。そこで、杭本体の曲げ非線形挙動は三浦等^{5), 6)}によって開発された非線形回転バネを用いたモデル化を適用した。この非線形性を示す回転バネの骨格曲線は高靱性能耐震ジョイントの場合と同様に、杭本体の単純曲げ試験結果を基に双曲線で表示した。

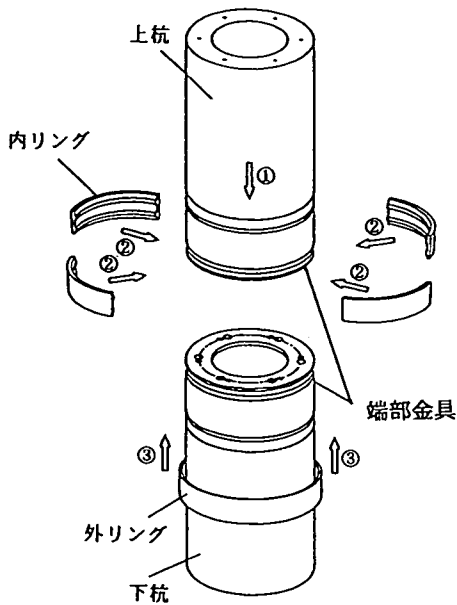


図-1 高靱性能耐震ジョイント (HDAJ)

なお、高靱性能耐震ジョイントおよび杭の非線形回転パネの曲げ特性は軸力が高くなると曲げ剛性が高くなるといった軸力依存性を顕著に有しており、この特性を骨格曲線の表示に考慮した。

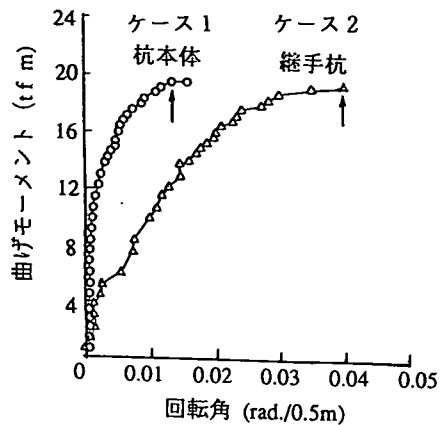
次いで、第3章ではこれらの曲げ特性と非線形解析手法を適用した数値解析モデルについて示す。第4章では、高靱性能耐震ジョイントを用いたPHC杭の杭基礎構造物の変位、曲げモーメント、軸力等の動的応答特性を詳しく検討した。その結果、高靱性能耐震ジョイント杭の地震時における有効性が確認できたのでここに報告する。

2. 高靱性能耐震ジョイントの動特性と杭本体の動特性

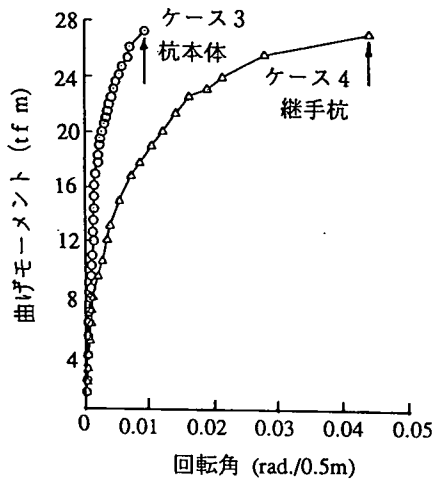
(1) 杭の曲げ試験の概要

高靱性能耐震ジョイントは図-1に示すように、上杭と下杭の端部金具と、減衰ゴムを有する円周方向に4つに分割された、幅85mm、厚さ8.375mmの内リング、および幅65mm、厚さ8.375mmの円環状の外リングから構成されている。

高靱性能耐震ジョイントの曲げ特性を求めるため、宮坂等¹⁾は単純曲げ試験を実施している。供試体は外径φ400mm、肉厚65mm、プレストレスが80kgf/cm²導入されたB種のPHC杭で、スパン長は7.2m、中央に高靱性能耐震ジョイントを位置させ、2



(a) 軸力=0tf



(b) 軸力=60tf

1tf・m (9.8kN・m) 1tf (9.8kN)

図-2 曲げモーメントと回転角の関係

点載荷で変位や傾斜角等を測定している。試験のケースは高靱性能耐震ジョイントの有り、無し、と軸力の有り、無し、の試験条件を考慮した4ケースである。

(2) 曲げ試験結果

中央部に間隔1mで設置した傾斜計より求められた測定値を、50cmあたりに換算した曲げモーメント M と回転角 θ との関係を図-2に示す¹⁾。ここに、「継手杭」とは高靱性能耐震ジョイントを用いた場合、「杭本体」とは用いない場合である。

継手杭の破壊時の回転角は杭本体に比較して数倍大きく、たわみ性の大きいことを示している。軸力

$$\theta = (a \cdot M) / (1.0 - (b \cdot M)^{1/n}) \quad (1)$$

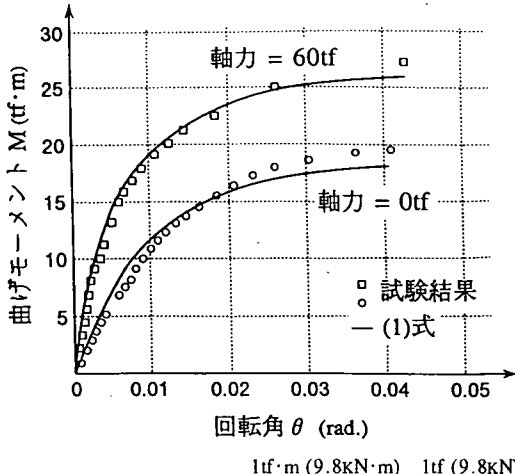


図-3 数値解析に用いる高靱性能耐震ジョイントの骨格曲線(実線)と曲げ試験結果(□,○)

が 0tf と 60tf の場合の結果の比較では、軸力が大きいと $M-\theta$ 関係の初期の勾配が大きい。一方、継手杭と杭本体とは同様な終局曲げモーメントの値を示しており、高靱性能耐震ジョイントの存在により、曲げ耐力が低下しないことが分かる。

なお、杭長 50cm 当たりの値で表示しているは、後述の解析で杭を梁としてモデル化した時の梁の 1 要素の長さを 50cm としているためである。なお、この長さによる解析の精度は参考文献で確認されている^{1), 5), 6)}。

地震時における杭に作用する軸力は、上部構造物の動揺運動や上下動によって時々刻々変動する。したがって、動的応答解析を行うには、このようにして求めた杭およびジョイントの変形特性を軸力の関数として、精度よく、しかも簡便にモデル化する必要がある。次の(3)以下、このモデル化について説明する。

(3) 高靱性能耐震ジョイントの動特性の決定

高靱性能耐震ジョイントを回転バネとしてモデル化した。この回転バネの動特性は図-2 に示した継手杭の曲げ試験結果を基に決定した。すなわち、高靱性能耐震ジョイントの曲げモーメント M と回転角 θ との関係を示すように軸力依存性を考慮した双曲線近似⁷⁾ で表示した。この双曲線は試験結果の曲線の性状と類似しており、また、試験結果から得られやすい曲線の立ち上がりの初期勾配と漸近していく値とにより簡便に表示できる特徴がある。図-3 にこの関係を試験結果と比較して示す。

ここに、 θ は回転角 (ラジアン)、 M は曲げモーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$) である。また、 $1/a$ は $M-\theta$ 関係の初期勾配 ($\text{tf} \cdot \text{m}/\text{ラジアン}$) を表す。試験によれば、作用軸力が大きい程傾きが大きくなるので、本研究ではこれを表すために、一般性を持たせて式 (2) のように表示した。

$$1/a = c_0 \cdot N^{d_0} + e_0 \quad (2)$$

ここに、 N は軸力 (tf)、 c_0, d_0, e_0 は定数である。ただし、軸力の異なる 2 つ曲線からのデータでは 3 つの定数は決定できないので、ここでは d_0 を 0.5 と最初に仮定し、その後、試験値と対応するように、 $c_0 = 259.0, e_0 = 2005.0$ と仮定した。ここでジョイント部の軸力依存性の要因としては次の理由が考えられる。まず、軸力の作用下では曲げモーメントによる引張による離れが発生しにくいために、回転角が生じにくくなる。さらに、軸力が大きくなるにつれて、ジョイント部内の杭本体は外に膨らむ傾向を示すが、外リングの存在によってゴム材料の拘束圧が大きくなる。これによって、ゴムの剛性は高くなり、曲げモーメントによる回転角は小さくなるものと推定される。

$1/b$ は漸近線用曲げモーメントで、 $M-\theta$ 曲線が θ の増大とともに漸近していく値である。ここではこれを終局曲げモーメント M_u の値に等しいとし、式 (3) のように表示した。

$$1/b = M_u = f_0 \cdot (N - g_0)^2 + h_0 \quad (3)$$

ここに、 M_u はジョイント近傍の杭本体の終局曲げモーメントに依存し、杭本体の終局曲げモーメントとはほぼ等しい値をとる傾向にある。したがって、杭本体の理論曲線をモデル化して式 (3) のように 2 次曲線で表示した。 N は軸力 (tf)、 f_0, g_0, h_0 は定数で、 $f_0 = -0.000370, g_0 = 180.0$ である。また、試験結果の h_0 は理論値より多少大きく、 $h_0 = 32.0$ となるが、第 3 章の動的応答解析では安全側を考慮して終局曲げモーメントの理論値と等価な $h_0 = 28.0$ とした。 n はカーブフィット定数で、表示式と試験結果が定性的に良好な一致を見るように $n = 0.5$ とした。

動的応答解析では式 (1) を、高靱性能耐震ジョイントの骨格曲線とし、履歴曲線は除荷、載荷においてもこの曲線上を動くものと仮定した。この仮定

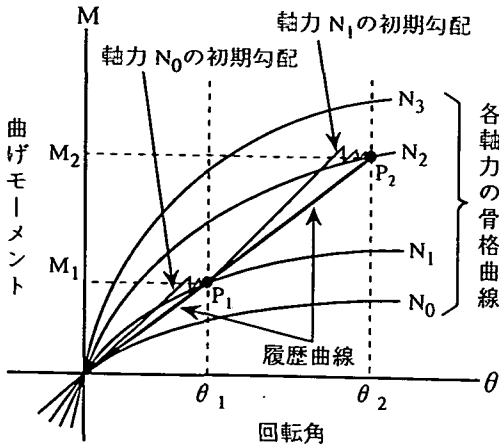


図-4 高靱性能耐震ジョイントの履歴曲線

は一方単純曲げ試験の結果しか得られていないこと、およびジョイントの内リングにはゴム材料が用いられているので、除荷にも骨格曲線上を移動するであろう、すなわち、非線形弾性挙動に近い挙動であろうと推定したためである。この点は今後の課題であり、試験によって検証する必要がある。なお、軸力が刻々と変化するので、図-4に示すように、履歴曲線はそれぞれの軸力に対応して異なる骨格曲線上を動くことになる。すなわち、現ステップにおける軸力 $N=N_0$ の骨格曲線の初期勾配を用いて、 Δt 秒後（ここでは0.001秒）の結果を求め、この時における軸力 $N=N_1$ の骨格曲線への収束計算を行う。こうして得られた一連の収束点 P_1, P_2, \dots を連ねた折線が履歴曲線となる。

ところで、高靱性能耐震ジョイントの破壊判定は、終局曲げモーメント M_u および終局回転角 θ_u の両方を考慮する必要がある。ただ、骨格曲線の設定の上から、終局回転角の方が破壊判定しやすいといえる。すなわち、終局曲げモーメント M_u の値を骨格曲線の漸近値としているために、ジョイントに生じる曲げモーメントはこの値を超えることはないからである。数値解析では式(1)の骨格曲線に従って計算を進め、途中、終局回転角 θ_u により破壊判定をするが、計算を中断することはしていない。ここでの終局回転角 θ_u は試験結果から軸力依存性を考慮して式(4)のように表示した。図-3では θ_u の軸力依存性が顕著でないように見られるが、安全上の配慮から完全に破壊するまで試験を実施していないことによる。破壊はジョイントそのものではなく、ごく近傍の杭本体側で生じるので、杭本体の破壊形状に近い形状をとるものと判断し、杭本体の終局回転角

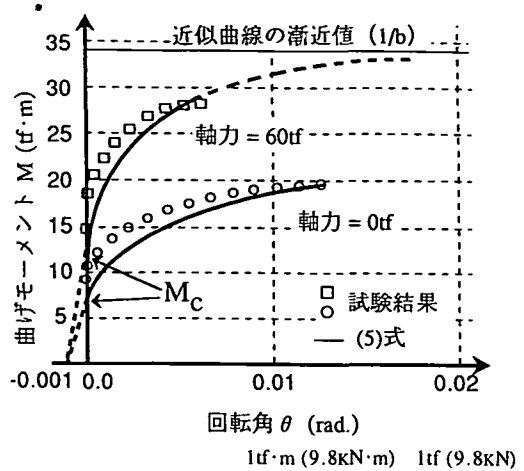


図-5 数値解析に用いる杭本体の非線形回転バネの骨格曲線(実線)と曲げ試験結果(□,○)

の理論曲線をモデル化し、式(4)のように表示した。一般には軸圧縮力が大きいと θ_u は小さく、軸引張力が大きいと θ_u は大きい傾向にある。

$$\theta_u = i_o / (N + j_o) \quad (4)$$

θ_u は終局回転角(ラジアン)、 N は軸力(tf)、 i_o, j_o は定数で、 j_o は $\phi 400\text{mm}$ の杭の純引張破壊の値を参考に $j_o = 111.0$ とし、 i_o は試験結果より安全側を考慮して、 $i_o = 7.20$ とした。

(4) 杭本体の非線形回転バネの動特性の決定

杭本体は50cmの長さの弾性体の梁要素と50cmごとに設定する非線形の回転バネ要素の組み合わせでモデル化し、この回転バネにより、杭本体の非線形挙動を表示するという手法^{5), 6)}を本解析では適用している。

軸力が0tfと60tfの場合の $\phi 400\text{mm}$ のPHC杭本体の曲げ試験結果が図-2のように得られているが、これには杭の弾性体としてのたわみによる回転角が含まれている。したがって、この弾性体としての寄与分を弾性梁とモデル化して $\theta = (EI/L) \times M$ により算定し、これを図-2に示した結果から差し引いた分が非線形回転バネに持たせるべき特性である¹⁾。ここで EI は曲げ剛性、 L は0.5m(要素長)、 M は曲げモーメントである。

この非線形回転バネの曲げモーメント M と回転角 θ との関係をここでは式(5)に示すように軸力依存性を考慮して、試験結果を良好に表わせる双曲線に表示した。図-5に表示式と試験結果を比較して示す。図-5では縦軸の途中より曲線が示されているが、

この縦軸の値はクラック発生曲げモーメント M_c を示し、杭に生じる曲げモーメントがこの値に至って初めて、非線形回転バネの特性が現れることを示している。したがって、 $M-\theta$ の関係は原点から M_c までは直線で進み、 M_c を越えると式(5)に移って行く曲線となる。

杭本体の非線形回転バネの特性には高靱性能耐震ジョイントに比較してたわみ性が少ないこと、およびクラック発生曲げモーメントを考慮する必要がある。これらを表現するために、式(1)で与えられる高靱性能耐震ジョイントの表示式を以下のように修正する。まず、 $1/b$ の漸近線用曲げモーメントは割増係数 μ を追加することによって終局曲げモーメント M_u を割増し、また、カーブシフト定数 θ_0 を追加して、クラック発生曲げモーメントに対応する位置まで $M-\theta$ 関係の曲線をシフトする。

$$\theta = (a \cdot M) / (1.0 - (b \cdot M)^{(1/n)}) - \theta_0 \quad (5)$$

ここに、 θ_0 はカーブシフト定数で、試験結果の曲線の性状から0.001(ラジアン)としている。式(5)による曲げモーメント軸との交点のクラック発生曲げモーメント M_c の値は軸力 $N=0$ tfで、7.2 tf·m、軸力 $N=60$ tfで11.1 tf·mとなる。ちなみに、それぞれの M_c の理論値は8.1 tf·m、12.4 tf·mであり、ほぼ対応しているが、試験結果は8.4 tf·m、14.0 tf·mと少し大きめとなっている。

また、 $1/a$ は初期勾配(tf·m/ラジアン)を示し、高靱性能耐震ジョイントの場合と同様、軸力依存性を考慮して式(2)のように表示した。ただし、定数はジョイントの場合と異なり、試験結果にフィットするように軸力依存性を考慮して、 $c_0=72.0$ 、 $d_0=1.0$ 、 $e_0=8000.0$ とした。 e_0 は軸力 $N=0$ tfの時の初期勾配にあたるので、これに $\theta_c=0.001$ ラジアンとの積をとれば、8.0 tf·mとなり、ほぼ M_c に近い値をとることになる。また、軸力 $N=60$ tfでは初期勾配は12300となり、0.001ラジアンとの積は12.3 tf·mとほぼ M_c に近い値をとることになる。

また、 $1/b$ は漸近線用曲げモーメントで、上述のように割増係数 μ を用いて、式(6)のように表示した。すなわち、図-5の曲線は M_u より大きいある漸近値に収束する曲線の一部と見なすことができるので、 M_u を割増すことによってこの漸近値を求めている。これにより、試験結果とのフィットが良くなる。

$$1/b = M_u \cdot (1.0 + \mu)$$

$$= (f_0 \cdot (N - g_0)^2 + h_0) \cdot (1.0 + \mu) \quad (6)$$

この場合の定数は $f_0 = -0.000370$ 、 $g_0 = 180.0$ 、 $h_0 = 28.0$ である。なお、割増係数 μ は試験結果とのフィットをよくするために式(7)のように軸力依存性を考慮した。

$$\mu = k_0 \cdot N + l_0 \quad (7)$$

k_0 、 l_0 は定数で、 $k_0 = 0.00217$ 、 $l_0 = 0.37$ である。 n はカーブフィット定数で、 $n = 0.5$ とした。

動的応答解析では式(5)を杭本体の非線形回転バネの骨格曲線とし、式(1)と同様に履歴曲線はこの曲線上を動くものと仮定した。これはプレストレスが杭に導入されているので、除荷における挙動は骨格曲線に近いと推定したためである。この点についてもジョイント部の履歴曲線と同様、今後の課題である。

なお、数値解析での非線形回転バネの破壊の判定は高靱性能耐震ジョイントの場合と同様、終局曲げモーメント M_u および終局回転角 θ_u で行っている。終局回転角 θ_u は軸力依存性を考慮して式(4)のように表示した。

この場合の定数は $i_0 = 1.03$ 、 $j_0 = 111.0$ である。軸力 $N=0$ tfでは表示式による終局回転角の $\theta_u = 0.0093$ に対して試験結果は $\theta_u = 0.0129$ で、軸力 $N=60$ tfでは両者とも $\theta_u = 0.0060$ となっている。 $N=60$ tfに表示式をあわせているので、 $N=0$ tfで多少の差が存在する。

以上、軸力変動の伴う動的解析に用いる高靱性能耐震ジョイントの動特性と杭本体の非線形回転バネの動特性をまとめて表-1に示す。

3. 動的応答解析

前述のように、高靱性能耐震ジョイントは非線形回転バネでモデル化し、杭本体は50cmの長さの弾性体の梁要素と、50cmごとに非線形回転バネを交互に直列に配置したモデルを用いて動的解析を行った。

図-6に解析に用いた上部構造と杭基礎および地盤からなる2次元有限要素モデルを示す。杭本体の非線形挙動を表示するための非線形回転バネを50cmごとに設定するために、地盤および杭も深さ方向に50cmごとに要素分割している。

杭の諸元を表-2に示す。杭の配列は上部構造のロッキングによる軸力変動に伴う軸力依存性を考慮できるように、 $\phi 400$ mmのPHC杭を3列とし、高靱性能

表-1 高靱性能耐震ジョイントと
杭本体の非線形回転バネの動特性

		高靱性能耐震ジョイント	杭本体の非線形回転バネ
骨格曲線 ($M-\theta$)		$\theta = (a \cdot M) / (1.0 - (b \cdot M)^{1/n}) - \theta_0$	
カーブシフト定数 θ_0		0.0	0.001
カーブフィット定数 n		0.5	0.5
初期勾配 $1/a$		$1/a = c_0 \cdot N^{d_0} + e_0$	
定数	c_0	259.0	72.0
	d_0	0.5	1.0
	e_0	2005.0	8000.0
漸近線用曲げモーメント $1/b$		$1/b = M_u \cdot (1.0 + \mu)$	
終局曲げモーメント M_u		$M_u = f_0 \cdot (N - g_0)^2 + h_0$	
定数	f_0	-0.000370	-0.000370
	g_0	180.0	180.0
	h_0	28.0	28.0
割増係数 μ		$\mu = k_0 \cdot N + l_0$	
定数	k_0	0.0	0.00217
	l_0	0.0	0.37
終局回転角 θ_u		$\theta_u = i_0 / (N + j_0)$	
定数	i_0	7.20	1.03
	j_0	111.0	111.0

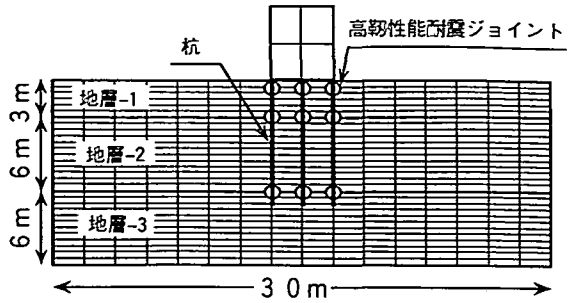


図-6 解析モデル

表-2 $\phi 400\text{mm}$ の杭の諸元

弾性係数	$E = 4.0 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$
断面積	$A = 0.0684 \text{ m}^2$
断面 2 次モーメント	$I = 0.0009957 \text{ m}^4$
曲げ剛性	$EI = 3983.0 \text{ tf/m}^2$
外径	$R = 200\text{mm}$
内径	$r = 135\text{mm}$

$1\text{tf/m}^2 (9.8\text{kN/m}^2)$

耐震ジョイントを構造物直下と地盤の地層境界に位置させている。

上部構造は道路橋の橋脚部や建物を想定し、高さ 6m、幅 4m、単位体積重量を 2.5 tf/m^3 で剛な構造にモデル化している。

一般に非線形性を考慮に入れた構造物と地盤系の地震時挙動は極めて複雑になり、解釈が困難となる。そこで、ここでは杭の非線形挙動の検討にのみ着目し、地盤の非線形性の影響が入らないように、地盤を弾性体と仮定した。地層構成はより一般性を考慮して中間部に軟らかい層を設けた 3 層とした。この地盤の固有周期は 0.36 秒で固有周期からみると、道路橋示方書でいう地盤の固有周期が 0.2 秒～0.6 秒の II 種地盤に相当するが、せん断波速度 V_s は上から 200m/s, 150m/s, 400m/s で上 2 層は比較的遅い。層厚はそれぞれ、3m, 6m, 6m、単位体積重量 γ は 1.8 tf/m^3 , 1.7 tf/m^3 , 1.8 tf/m^3 、ポアソン比は全層 0.4 とし、減衰は一律に 20% とした。地盤物性値を表-3 に示す。側方境界は粘性境界で底部は固定境界とした。

1978 年の宮城県沖地震での杭の被害の例では水平動が支配的であったことより、入力地震動は解析モデルの底部より水平動のみを入力することとした。

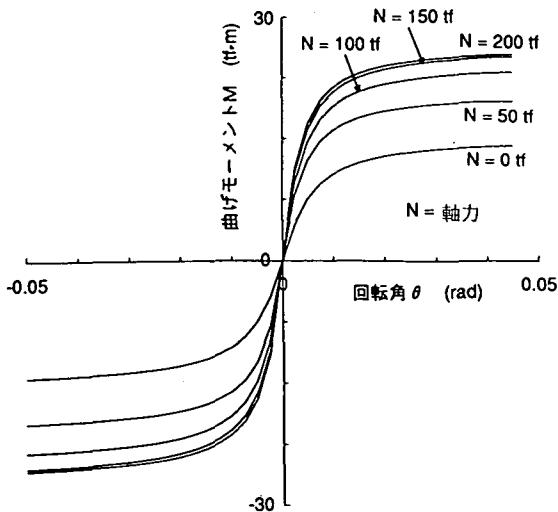
表-3 地盤物性

	地層-1	地層-2	地層-3
層厚	3 m	6 m	6 m
せん断波速度	200 m/s	150 m/s	400 m/s
単位体積重量	1.8 tf/m^3	1.7 tf/m^3	1.8 tf/m^3
ポアソン比	0.4	0.4	0.4

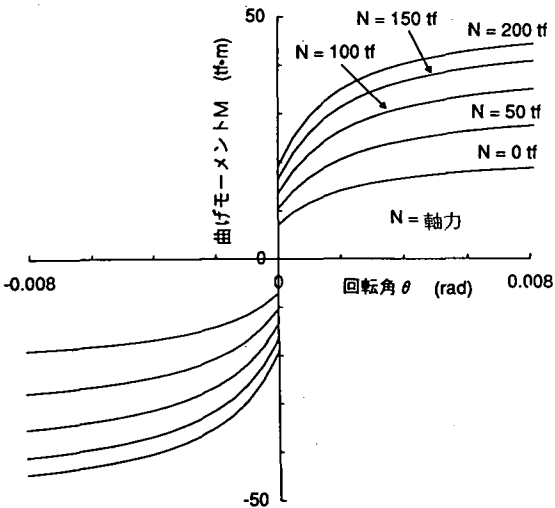
$1\text{tf/m}^3 (9.8\text{kN/m}^3)$

入力波はエルセントロ波の NS 成分とし、加速度の最大値は -15m の固定境界で 800 gal と大被害が予想される最大規模の地震動を想定した。なお、解析では地震動の加速度の取り込みは 0.01 秒間隔であるが、高靱性能耐震ジョイントや杭本体の非線形回転バネの非線形性を考慮して解析上の時間間隔は 0.001 秒とした。

図-7 に解析で用いた高靱性能耐震ジョイントおよび杭本体の非線形回転バネの各々の軸力に対する骨格曲線を示す。図-7 の (b) で割増係数の導入による試験結果との対応を見てみると、軸力 $N = 0 \text{ tf}$ では表示式による終局回転角が $\theta_u = 0.0093$ 、終局曲げモーメントが $M_u = 19.1 \text{ tf}\cdot\text{m}$ であるのに対して、試



(a) 高靱性能耐震ジョイントの骨格曲線



(b) 杭本体の非線形回転バネの骨格曲線

1tf·m (9.8kN·m) 1tf (9.8kN)
図-7 高靱性能耐震ジョイントと
杭本体の非線形回転バネの骨格曲線

験結果は $\theta_u = 0.0129$, $M_u = 19.8 \text{ tf}\cdot\text{m}$ である。また、軸力 $N = 60 \text{ tf}$ では表示式が $\theta_u = 0.0060$, $M_u = 27.9 \text{ tf}\cdot\text{m}$ に対し、試験結果は $\theta_u = 0.0060$, $M_u = 27.4 \text{ tf}\cdot\text{m}$ である。このように表示式と試験結果とはほぼ整合性がとれている。なお、解析で軸力が引張りとなった場合は、試験結果が得られていないので、ここでは軸力 $N = 0 \text{ tf}$ の骨格曲線を用いることとした。

解析ケースを図-8に示す。Case-Aは杭本体を弾性体とし、すべての非線形性を考慮しないケースである。Case-Bは杭本体の非線形挙動を示す非線形回

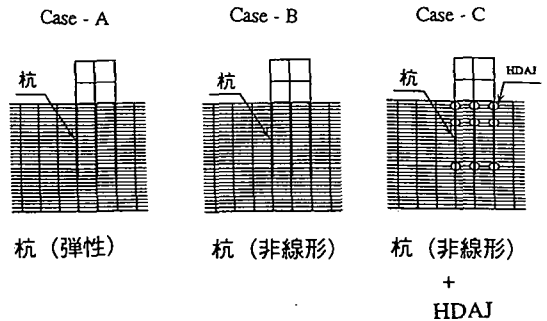


図-8 解析ケース

転バネを考慮したケースで、Case-CはCase-Bに、構造物の直下-0.5cmおよび地表より-3m、-9mの地層境界に高靱性能耐震ジョイントを計9箇所設置したケースである。

4. 動的応答解析結果

動的応答解析の結果、杭本体を弾性体としたCase-Aは杭の曲げ耐力の終局曲げモーメントを超えて破壊するが、杭本体の非線形性を考慮したCase-Bでは杭は破壊しないが終局曲げモーメントに非常に近い値を示す箇所もある。また、杭全体の広い範囲でクラック発生曲げモーメントを超えている。一方、高靱性能耐震ジョイントを設置したCase-Cでは高靱性能耐震ジョイントの特性によって、ジョイントも杭本体も十分に安全であることが分かった。以下、それらについて説明する。

(1) 高靱性能耐震ジョイント杭全体の変位挙動

Case-A, Case-Cの杭の最大変位分布を自由地盤の最大変位分布と比較して図-9に示す。

両ケースの杭の変位分布は高靱性能耐震ジョイントの位置で回転角に大きな差が見られる程度で、杭全体はほぼ同様な変位挙動を示していることが分かる。また、上部構造の影響を受ける表層部分での変位量は両ケースとも自由地盤の応答より大きいが、-5m以深では差がほとんど見られない。

図-10に各ケースの杭頭の時刻歴応答変位を示す。最大変位の値はCase-Aで2.69cm、Case-Bで2.73cm、Case-Cで2.76cmである。各ケースとも変位応答の大きさにほとんど差は見られないと同時に位相の差も見られず、高靱性能耐震ジョイントの存在が杭の動的応答を大きく左右するものでないことが分かる。

各ケースの上部構造物の左上端部の最大応答加速度値および最大応答変位値を表-4に示す。各ケース

表-4 上部構造物左上端部の最大応答値

	最大応答加速度 (Gal)		最大応答変位 (cm)	
	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
Case-A	1804	126	3.18	0.16
Case-B	1803	112	3.18	0.14
Case-C	1778	100	3.15	0.12

に多少の差は存在する。これがジョイントの存在による影響である。ジョイントは杭本体より、剛性が小さいので、構造系としてはわずかではあるが、周期を長くすることになり、結果として加速度応答は落ち、変位は増大している。しかしながら、その差は非常にわずかである。工学的にはこの差は問題にならない。

(2) 高靱性能耐震ジョイント杭の最大曲げモーメントと最大軸力分布

杭の最大曲げモーメント分布と最大軸力分布を図-11に示す。図(a)がCase-A、図(b)がCase-B、図(c)がCase-Cに対応するものであり、それぞれの図の左が左側杭、真中が中央杭、右が右側杭の分布を示す。この並び方は以下の図においても同様である。また、上が曲げモーメント分布図、下が軸力分布図である。

杭を弾性体としたCase-Aでは、構造物直下と杭下端の地層境界に、終局曲げモーメントの最大値 28 tf・m (軸力180tf に対して) をはるかに超える曲げモーメントが生じている状況が見られる。杭の非線形性を考慮したCase-Bでは曲げモーメントの値の低下が構造物直下および上下の地層境界で顕著に見られるものの、広い領域にわたってクラック発生曲げモーメントを超えている。杭下端の地層境界で曲げモーメントの集中の程度が他のケースに比較して弱い、これは次ぎのように説明できる。境界部で非線形回転バネの回転角は集中する傾向を示すが、軸力がこの部分では減少するために、これに伴い曲げ剛性が低下するので、曲げモーメントとしては集中の程度が弱くなるのである。これらに対して、Case-Cの高靱性能耐震ジョイント杭では杭全長にわたり、曲げモーメントの値の低下がより顕著であり、杭頭部を除いて、杭全体はクラック発生曲げモーメントを下回り、クラックも生じることがない結果となっている。したがって、杭本体の安全性はかなり高い状態に確保されていると見ることができる。ま

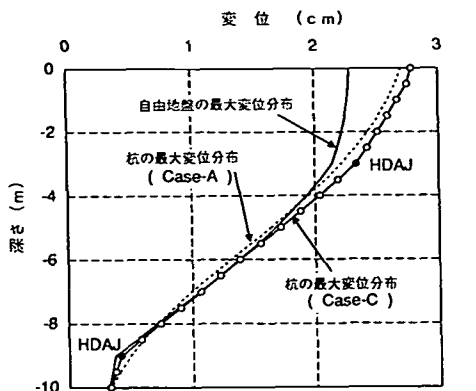


図-9 杭の最大変位分布

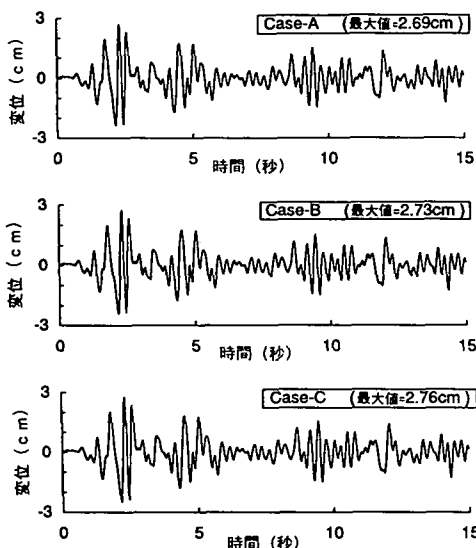
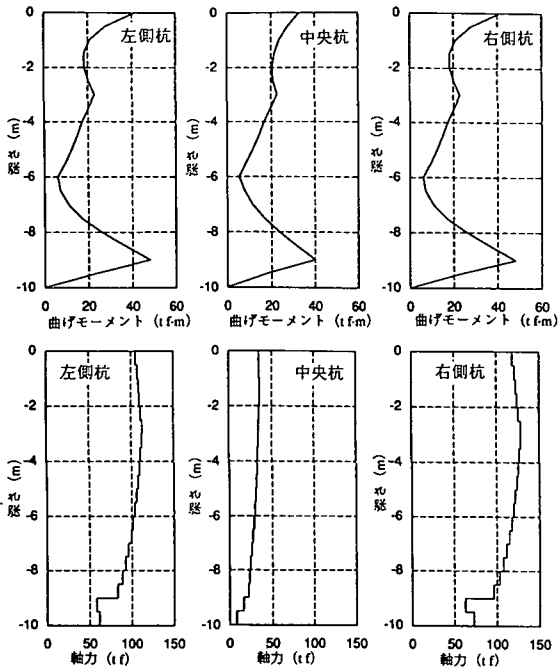


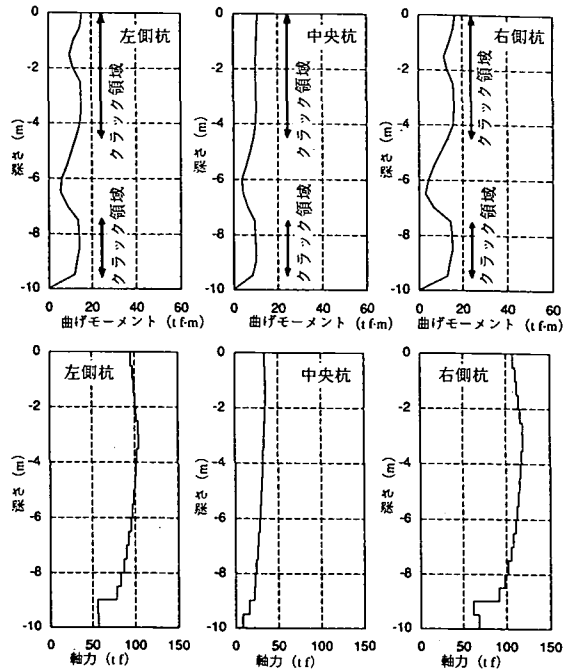
図-10 杭頭の時刻歴応答変位

とも大きな差は見られないが、ジョイントのあるCase-Cで、上部構造物の応答に多少の低減効果が見られるようである。

これらの結果から、高靱性能耐震ジョイントの持つ高いたわみ性によって、構造物の応答が大きくなることはなく、高靱性能耐震ジョイントの存在が応答加速度、変位に対して何ら悪い影響を及ぼしていないことが分かる。これは次のように考えられる。杭の曲げ剛性はジョイントの有無にかかわらず地盤のせん断剛性に比較して、一般にかなり小さい。このため杭基礎の応答は地盤の応答に支配され、ジョイントの有無が杭基礎の応答に大きく表れることはない。厳密に見ると、図-9や図-10に見られるよう



(a) Case-A



(b) Case-B

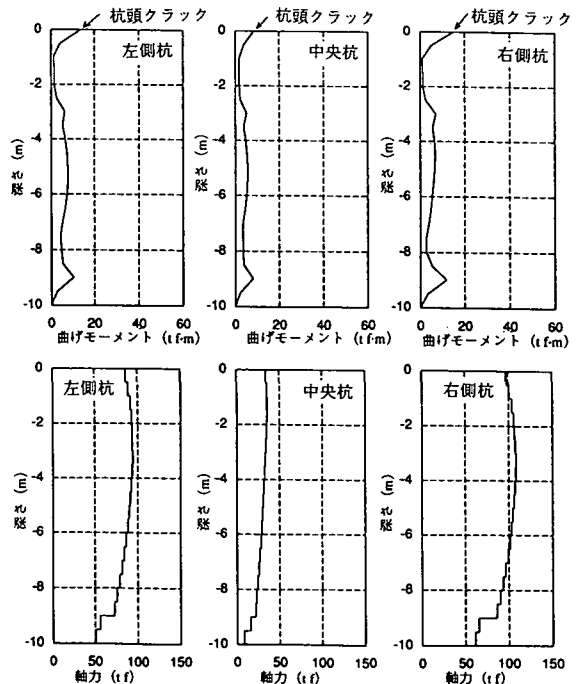
た、ジョイントに生じる曲げモーメントは下の地層境界で最大値 11.7 tf·m を示しているが、終局曲げモーメントに対して、十分な安全性を有している。これらの結果より、高靱性能耐震ジョイントの効果の大きいことが明らかである。

高靱性能耐震ジョイントの設置位置については、まず曲げモーメントの集中する構造物直下および地層境界が効果的と考えられる。構造物直下のジョイントの位置は本研究では施工性を考慮して0.5mとしたが、できる限り近い位置が効果的と考えられる。また、地層境界でのジョイントの位置は杭の支持地盤の境界の方が、他の地層境界より一般的に地盤の剛性の差が大きいため、より効果的といえる。

軸力分布は上部構造の自重による軸力と動的応答結果とを足し合わせて表示している。外側の杭は上部構造のロッキング振動による軸力が加わるために、中央杭に比較し大きな軸力分布を示している。なお、高靱性能耐震ジョイントの Case-C ではジョイントの効果により、上部構造の振動が少し低減するので、他のケースに比較し軸力の低減が見られる。

(3) 高靱性能耐震ジョイントの $M-N$ 履歴

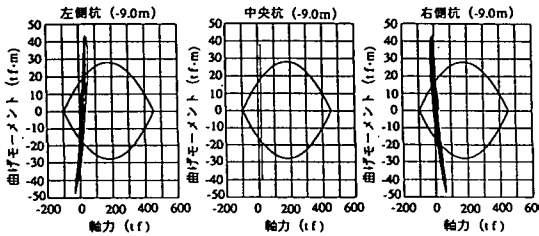
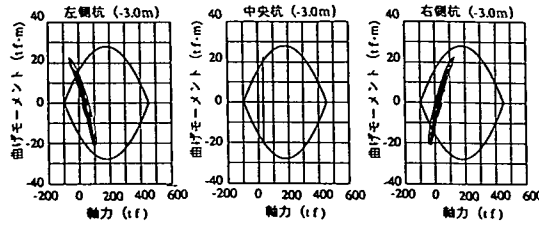
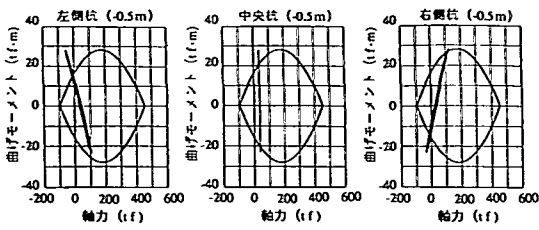
構造物直下 -0.5m と地層境界 -3m、-9m の位置に作用する曲げモーメント M と軸力 N との関係を表す時刻歴を図-12 に示す。図中の放物線は軸力に依存す



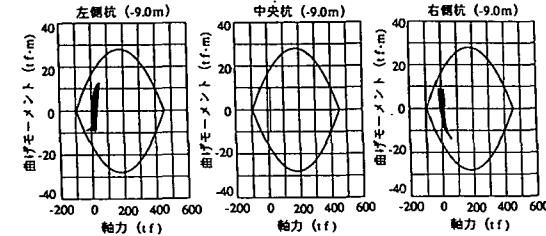
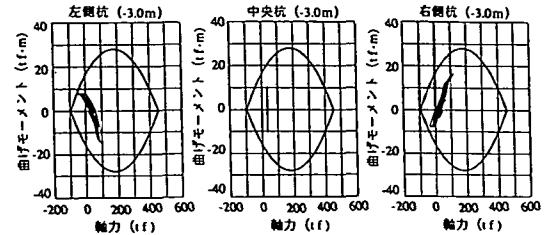
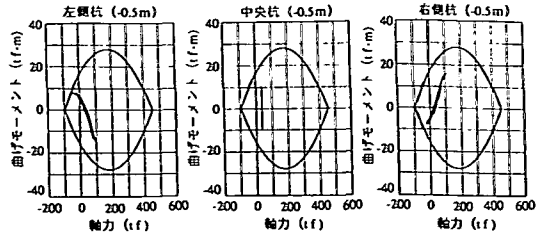
(c) Case-C

1tf·m (9.8kN·m) 1tf (9.8kN)

図-11 杭の最大曲げモーメントと最大軸力分布



(a) Case-A



(b) Case-B

る終局曲げモーメント M_u を示す。最大曲げモーメントと最大軸力を生じる時刻は地表面が最大水平変位を示す2.30秒付近である。

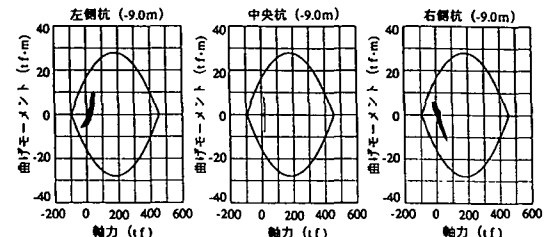
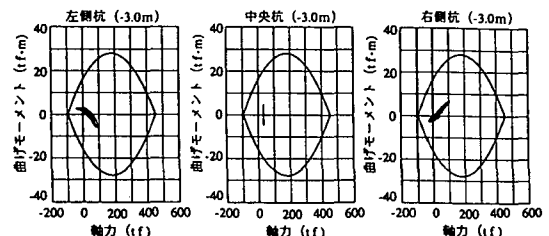
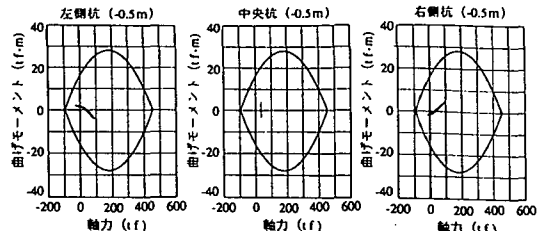
Case-Aでは構造物直下と地層境界で、放物線表示の終局曲げモーメント M_u を超えており、破壊に至っていることを示している。

Case-Bでは杭本体の曲げモーメントはクラック発生曲げモーメントを超えているが、放物線の終局曲げモーメント M_u を超えることはない。しかし、終局曲げモーメントにかなり接近しており、安全性は低くなっている状況が見られる。

一方、Case-Cでは高靱性能耐震ジョイントの $M-N$ 履歴曲線は、終局曲げモーメント M_u に対して余裕があり、安全に杭の機能を維持していることを示している。なお、Case-Cの杭本体に生じる曲げモーメントの履歴は図に示していないが、杭頭部を除いては、クラック発生曲げモーメント以下に低減しており、杭本体にはクラックは入らず、長期耐久性の観点からもCase-Cは安全性の高い構造といえる。

(4) 高靱性能耐震ジョイントの $M-\theta$ 履歴

Case-Cの高靱性能耐震ジョイントの $M-\theta$ 履歴を図-13に示す。構造物直下および地層境界での回転角 θ は0.001~0.0025ラジアン(0.06~0.14度)程度であり、図-7に示す $M-\theta$ 骨格曲線の原点に近いと



(c) Case-C

1tf·m (9.8kN·m) 1tf (9.8kN)

図-12 曲げモーメント M と軸力 N の履歴曲線
(地表より、-0.5m、-3.0m、-9.0mの位置)

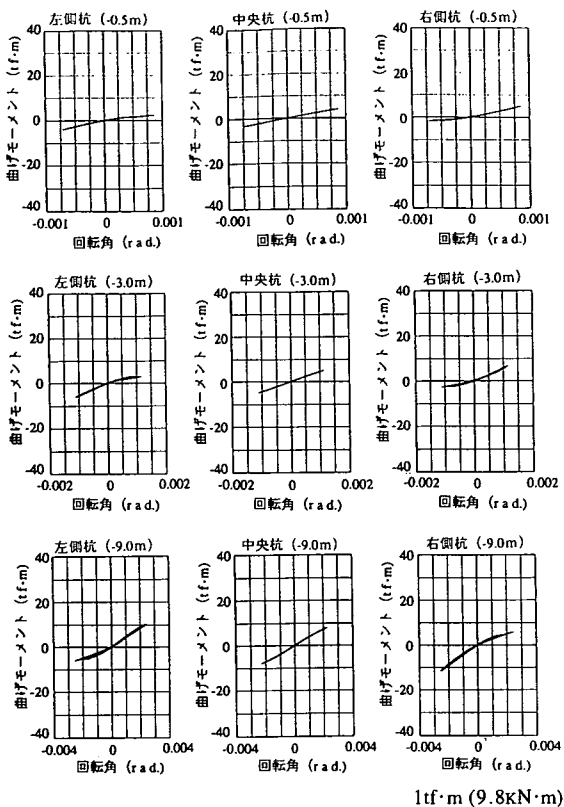


図-13 高靱性耐震ジョイントの曲げモーメント M と回転角 θ の履歴曲線

ところに位置しており安全余裕度が相当高いことを示している。すなわち、杭下端の-9mの地層境界で生じるジョイントの回転角は0.0025ラジアン程度であるが、作用軸力が75tf程度での終局回転角は0.038ラジアン程度(2.18度)であるので、まだ15倍の回転角に関する安全率があることになる。

杭の支持地盤の上の弱層のせん断歪は0.0028程度であることが、層厚6m、最大相対変位1.7cmから得られるが、この値は-9mの位置の高靱性耐震ジョイントに生じる回転角0.0025ラジアンと同程度の値を示し、関連性の強いことを示している。したがって、地震時の弱層地盤のせん断歪が高靱性耐震ジョイントの終局回転角0.038(軸力75tfに対して)程度に達するまでは安全であるといえることができる。

ここで、Case-Cがどの程度の弱層の相対変位まで安全かを概略検討すると、次のようになる。ジョイント部に回転角が集中することにより、受け持つ相対変位は $1.7\text{ cm} \times 15\text{ 倍} = 26\text{ cm}$ 程度であり、また、杭本体の分担する相対変位はCase-Bの結果から、次のようになる。すなわち、Case-Bの結果の杭本

体の非線形回転バネに生じる回転角は、Case-Cの約1/7にあたる0.00015~0.00035ラジアン程度であり、終局回転角は0.0055程度であるので、まだ、16倍の安全率があることになり、 $1.7\text{ cm} \times 16\text{ 倍} = 27\text{ cm}$ の相対変位を杭本体が分担できることとなる。したがって、Case-Cでは両者の合計の53cm程度の相対変位まで安全であるといえる。すなわち、Case-Cでは高靱性耐震ジョイントの効果により、Case-Bの $53\text{ cm}/27\text{ cm} = 1.9$ 倍程度の地盤の相対変位まで、耐えられるものと推定される。なお、この倍率は宮坂らによって、液状化による地盤の側方流動に対して得られた倍率²⁾とほぼ一致する。

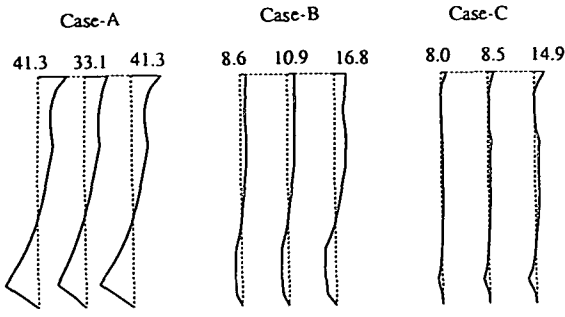
外側の杭と中央杭の高靱性耐震ジョイントの $M-\theta$ 履歴を比較すると、曲げモーメントの大きさや履歴曲線に多少の差が見られる。これは外側の杭は軸力変動を受け、異なる骨格曲線上を移動するのに対して、中央の杭は構造上、軸力変動を伴わないことより、特定の骨格曲線上を移動することによる。

(5) 最大水平変位時の杭の曲げモーメントの分布

図-14に地表面の最大水平変位を示す時刻2.30秒における3ケースの杭の曲げモーメント分布を示す。構造系が対称であるので、弾性解析のCase-Aでは左側杭と右側杭の曲げモーメント分布は同一であるが、Case-B, Cではそれぞれの杭の曲げモーメント分布に差が見られる。すなわち、右側杭が最も大きく、中央杭が次ぎに大きく、左側杭が最も小さい曲げモーメント分布となっているが、以下のように説明できる。

右側に地表面は最大水平変位を示すが、ほぼ同一時刻に上部構造のロッキング振動によって右側に傾き、右側杭は軸圧縮力を、左側杭は軸引張力を受けることになる。自重も考えると、右側杭の軸圧縮力は最も大きくなるので、これに伴い杭本体の非線形回転バネおよび高靱性耐震ジョイントの曲げ剛性も右側杭が最も高くなる。一方、この状態で、各杭の杭頭は構造物の底版で固定されているので、同一の水平変位となり、図-15に示すように、右側杭は左側杭より曲げ剛性が高いために、より大きな曲げモーメントが発生することになる。また、同様にせん断力も杭ごとに変化することになるので、上部構造の水平慣性力を杭列数で均等に分担することはない。このように、軸圧縮力の大きい杭は曲げモーメントやせん断力を過大に分担することになるので、軸圧縮力の大きい杭は破壊しやすいことになる。

現行設計では曲げ剛性の軸力依存性を考慮してないので、同一変形に対して、杭列数で均等に曲げモーメントやせん断力を分担することになっているが、こ



(a) 曲げモーメント分布 (tf·m)

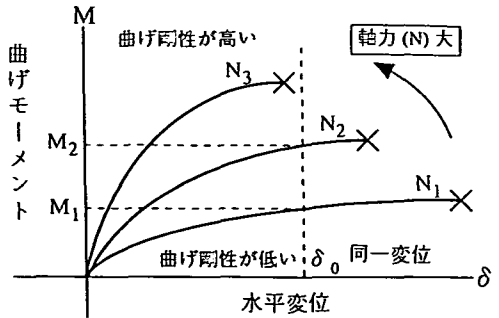
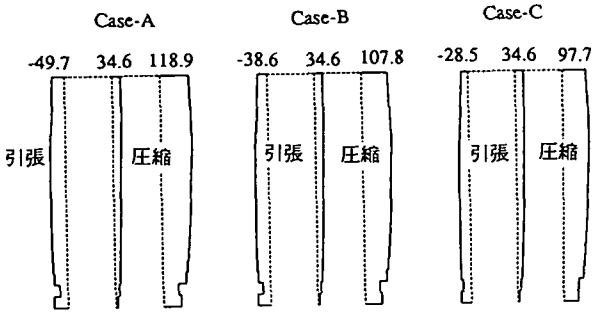


図-15 同一変位での曲げモーメントの分布



(b) 軸力分布 (tf)

1tf·m (9.8kN·m) 1tf (9.8kN)

図-14 最大水平変位時(時刻2.03秒)の杭の曲げモーメントと軸力分布

これは安全側の設計でないといえよう。

5. 結論

本研究では高靱性能耐震ジョイントおよび杭本体の静的曲げ試験結果より、動的応答解析に用いるそれらの特性を表す回転バネの骨格曲線を双曲線で表示した。それぞれの回転バネの特性に軸力依存性を考慮した。高靱性能耐震ジョイントおよび杭の非線形回転バネの特性を考慮にいたった非線形解析手法を用いて、地震時における杭と地盤と上部構造物との動的相互作用を考慮した解析を行い、高靱性能耐震ジョイントが有効であるか否かの検討を加えた。

その結果、今回の解析対象のモデルと条件では高靱性能耐震ジョイントを有する杭は基盤入力 800gal の大地震を想定しても地盤が健全であれば十分に安全であることが示された。杭本体および高靱性能耐震ジョイントに発生する曲げモーメントは終局曲げモーメントに対して十分余裕があり、また、高靱性

能耐震ジョイントに発生する回転角も終局回転角の 1/15 程度であり、地盤の大きな水平変位に十分耐えられることが分かった。

高靱性能耐震ジョイントは今回の解析モデルのように、複数設置されることが考えられるが、その高いたわみ性により、上部構造の応答変位を大きくするという危惧も考えられたが、検討の結果、その影響はほとんどなく、高靱性能耐震ジョイントの存在が何ら悪い影響を及ぼさないことも明らかとなった。

高靱性能耐震ジョイントの設置位置に関しては、発生曲げモーメントの大きいと推定される構造物直下や地層境界には有効であることが確認できた。しかしながら設計を念頭において、より一般的に有効性を示すには、異なる場所、異なる数でのパラメトリックスタディが必要である。

大型の杭基礎では複数の杭列になるが、この場合、杭の軸力依存性により軸力を大きく受ける外側の杭は曲げ剛性が高くなるために、曲げモーメントが大きくなり、破壊しやすい傾向にあることが示された。現行設計では、考慮されていないので注意が必要である。

以上より、高靱性能耐震ジョイントの動的応答における有効性を示すことができたが、本研究では ϕ 400mm の杭を対象にしており、他の杭径についても有効性を検討する必要がある。これと同時に、高靱性能耐震ジョイントの動特性を静的一方向試験だけでなく、繰り返し曲げ試験で履歴曲線を求め、より現実に近い挙動を検討する必要もある。

また、杭の軸力が引張状態の時の杭の軸剛性、およびこれに伴う曲げ剛性の評価についての検討も必要である。

さらに、地盤のモデルとして 1 種類での検討であるので、より柔らかい地盤を対象とすることや非線形性を考慮する必要がある。また、ここでは理想的な成層地盤を対象とし、高靱性能耐震ジョイントの

位置も理想的に位置させているが、現実の地盤条件および施工性を考慮すると、構造物直下および地層境界での高靱性能耐震ジョイントの位置のずれが予想され、この場合の影響も検討することが重要であり、これらの問題に対しては引き続き検討していく考えである。

謝辞：本研究を進めるに当たって、貴重な助言と多大なご協力を頂いた無溶接継手研究会ならびに同研究会会長の伊藤吉孝氏に心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 宮坂享明, 三浦房紀, 平田大三: 高靱性能耐震ジョイント杭の開発とその側方移動する液状化地盤に対する応答, 土木学会論文集, No.513 / I-31, pp.201-211, 1995.4.
- 2) 宮坂享明, 三浦房紀, 平田大三: 改良型高靱性能耐震ジョイント杭の液状化による地盤の側方移動に対する

応答, 土木学会論文集, No.525 / I-33, pp.287-298, 1995.10.

- 3) 河村壮一, 西沢敏明, 和田嘸瑛: 20年後の発掘で分かった液状化による杭の被害, *Nikkei Architecture*, Vol.7/29, pp.130-134, 1985.
- 4) 杉村義広, 大岡弘: 1978年宮城県沖地震による既製コンクリート杭の被害調査報告, 建築研究資料 No.31, 1981.
- 5) Stewart, H.E., Miura, F. and O'Rourke, T.D.: Pile damage due to large ground displacement, *Proc. of the first Japan-U.S. workshop on liquefaction, large ground deformation and their effects on lifeline facilities*, pp.99-126, 1988.
- 6) Miura, F. and O'Rourke, T.D.: Nonlinear analyses of piles subjected to liquefaction-induced large ground deformation, *Proc. of the third Japan-U.S. workshop on earthquake resistant design of lifeline facilities and countermeasures for soil liquefaction*, pp.497-512, 1990.
- 7) 泉博允, 木村洋行他: 岩盤掘削解析の一試案, 第14回土質工学研究発表会, pp.1389-1392, 1979.

(1996. 11. 28 受付)

A STUDY ON EFFECTIVENESS OF HIGH DUCTILITY ASEISMIC JOINT SPLICED PILE FOUNDATION SUBJECTED TO STRONG EARTHQUAKE MOTIONS

Hiromitsu IZUMI, Fusanori MIURA,
Takaaki MIYASAKA and Ken-ichi FUKUSHIMA

We performed dynamic response analyses to investigate the effectiveness of the High Ductility Aseismic Joint (HDAJ) spliced pile subjected to strong earthquake motion by using nonlinear FEM. The nonlinear characteristics of the pile and HDAJ spliced pile were assumed to be hyperbolic curves based on the bending tests of the piles. We analyzed three superstructure-pile foundation-ground dynamic interaction models. From the analyses, we found that the maximum response displacements of HDAJ spliced piles were not larger than those of ordinary PHC piles. Besides, the maximum bending moment induced in piles were remarkably reduced by introducing the HDAJ which implied that the HDAJ increased the safety of pile foundation system by far.