

# 水道用鋼管マイターベンドの地震時変形性能

## Seismic Performance of Miter Bends Used for Water Supply Steel Pipelines

小池 武<sup>1)</sup>, 高橋一夫<sup>1)</sup>, 川口周作<sup>1)</sup>, 桐山和晃<sup>1)</sup>, 五百田 浩<sup>1)</sup>, 藪口貴啓<sup>1)</sup>, 塩崎俊典<sup>1)</sup>, 外山正幸<sup>1)</sup>  
T.Koike, K.Takahashi, S.Kawaguchi, K.Kiriyama, H.Gohyakuda, T.Yabuguchi, S.Shiozaki, M.Sotoyama

1)日本水道鋼管協会 (〒102-0074 東京都千代田区九段南4-8-9)

The purpose of this study is to assess the seismic capability of pipe elbows subjected to in-plane bending due to a strong earthquake ground motion.

In order to obtain the ultimate strength of the pipe elbow, static and one directional bending tests were conducted in the closing and opening modes for full-scale miter bends which are often used for water pipelines. Load-deflection curves were obtained, and from these curves buckling onset or plastic collapse were determined. The experimental results were compared with those of the nonlinear finite element analysis code (MARC) with its special shell element.

Possibly large ground strains and displacements are predicted based on the recent research works since 1995 Hanshin-Awaji Earthquake, while a simple structural analysis method is developed to evaluate the bending angles of pipe elbows herein.

Since the structural response in terms of bending angle is less than the critical values which were obtained through the full-scale test results, it is concluded that the miter bend used for water pipeline has enough bending capacity for possible future seismic events as large as 1995 Hanshin-Awaji Earthquake.

*Key words: miter bend, seismic design, buckling, strain, bending angle*

### 1. はじめに

1995年、震度7の激震被害地帯と海岸部付近における大規模な液状化被害をもたらした兵庫県南部地震の経験を踏まえて、土木学会では耐震設計に関する第一次、第二次提言<sup>1)</sup>が発表され、それに引き続いて道路橋示方書の改訂<sup>2)</sup>が行われた。

水道施設耐震工法指針<sup>3)</sup>についても、上記の提言を踏まえ、さらに道路橋示方書との整合性を図った上で、1997年にその改訂版が発行されたが、同指針では従来の地震動(レベル1)に加えてより大きな地震動(レベル2)を設定し、また地盤の液状化や側方流動に関する規定を新たに設定することになった。

レベル2地震動により発生する地盤ひずみが、0.1%~数%程度の大きなものを予測させることから、埋設管はすべりを伴った伸び変形を示し、結果的に地盤と埋設管の間に無視できない相対変位を生成することになる。直管に隣接する曲管が、この相対変位を吸収することになることから、レベル2地震動の耐震検討では曲管の地震時変形挙動を考慮した耐震設計が要請されることになる。従来、ガス導管で標準的に使用されるスムーズベンドに関する大変位挙動の研究が多く行われてきたが、一方、水道管路で多用されるマイター

ベンド(多節で構成される曲管)に関する研究事例はほとんど見受けられない。そこで、過去2年間に亘り水道鋼管の曲管部の地震時曲げ性能を確認する目的で実験的研究(試験体:管径400A,600Aの90度曲管)を実施したので、その結果を報告するものである。とくに、1999年度は、管径400A、管径・管厚比が66という比較的座屈強度の大きな曲管を用いた実大実験を実施し、2000年度は管径600A、管径・管厚比が100という相対的に座屈強度が小さい曲管を用いて実験を実施した。実験詳細は文献15)に詳述している。

さらに、得られた曲管の変形性能が、レベル2地震動により曲管に発生する変形挙動をどの程度上回っているかを確認するため、曲管の耐震設計式構築を前提とした簡易計算手法を開発し、両者を比較して、実験に用いた実大曲管の地震時安全性照査と簡易計算式の妥当性の検証を行なった。

レベル2地震動による地盤震動および地盤変状を受けた曲管は、いずれも管と地盤間の相対変位が管に強制的に作用して曲げ変形やひずみを発生する。曲管の耐震設計式は、この相対変位に比例する形の簡便な表現を求めて数式展開した。とくに、地盤変状に対する管路挙動計算式については、同様な埋設鋼管であるガス導管に関する研究成果<sup>9), 10)</sup>を参考にした。

## 2. 管と地盤の相対変位

### 2. 1 水平方向伝播速度

地盤震動による管路被害は、管軸方向の地盤変位振幅によりもたらされる。管軸方向の地盤震動は、地震波の波動伝播や空間的に一様でない地盤の地盤応答の差異から発生する。水平方向に伝播する地震波として表面波が存在するが、地震被害の原因となる地震波動が表面波なのか実体波なのか、さらには地盤応答の不均質性が原因なのかなど、さまざまな議論がある。

もし、Fig.1に示す表層地盤<sup>5)</sup>が水平方向に均一な成層地盤であれば、基盤を伝播する地震波が有していた位相差はそのまま保存されることから、地表の2点D,G間の時間差はD,G間の距離を基盤伝播速度で除して求めることができる。しかし、実際には各層境界面での地震波の透過方向の変動や地層内物性の空間変動などによりD,G間の時間差はしだいに拡大することになる。したがって、水平方向伝播速度は基盤伝播速度より低下傾向になるものと推定される。

ここでは、これらの議論を参考に以下の3方式による水平方向伝播速度を採用する。すなわち、水道施設耐震工法指針<sup>3)</sup>などで広く採用されている調和平均

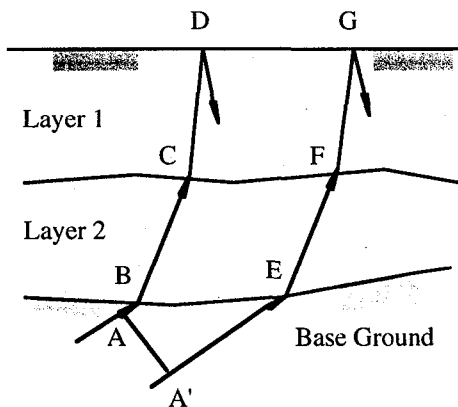


Fig.1 Seismic wave propagation incident to the surface ground.

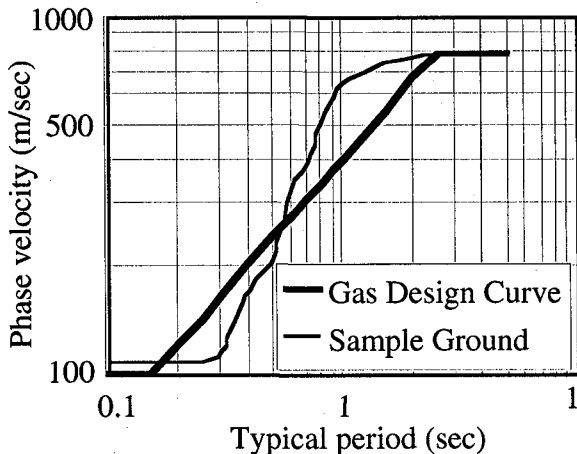


Fig.2 Phase velocities given by Japan Gas Association and from the analytical simulation of a sample ground.

方式(Current design), 日本ガス協会の耐震設計指針<sup>4)</sup>で採用している表面波方式(Dispersion)そして比較参照のために本報で採用する基盤波方式(Base ground wave)である。表面波方式は、Fig.2の表面波分散特性曲線より表層地盤の卓越周期に対応した伝播速度を決定する。

調和平均方式は、表層地盤各層の平均剪断弾性波速度と基盤の剪断弾性波速度の調和平均値をその地盤の水平方向伝播速度と定義するものであるが、この方式では調和平均値が表層の低速度層の値に近接する特徴がある。一方、表面波方式は、表面波位相速度に関する分散特性曲線<sup>6)</sup>を利用するものであり、一般的にはFig.2の細い実線が示すように対象地盤毎に与えられるべきものであるが、設計指針では種々の地盤におけるアレー観測データの分析に基づき同図の太い実線(日本ガス協会耐震設計指針<sup>4)</sup>)で与えている。また、本報で採用した基盤波方式は、工学的基盤の剪断波速度を水平方向伝播速度と見なす方式であり、Fig.1に関する議論を踏まえて、Fig.3のような比較的均一成層な地盤では基盤内の伝播速度がそのまま水平方向伝播速度に近い値となることから、同図の $V_B$ (300m/s)の値を採用したものである。

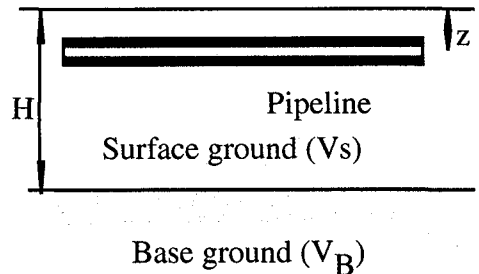
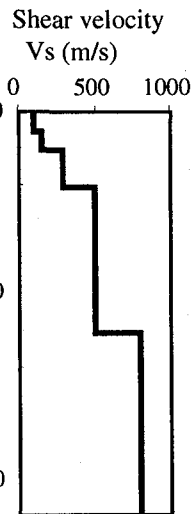


Fig.3 Pipeline buried in the surface ground.

それぞれの方式で地盤変位振幅を算定すると、基盤波



Soil profile of a sample ground

方式による地盤ひずみを基準にすれば、調和平均方式は、常に相対的に大きな地盤ひずみを与え、表面波方式は短周期地盤では相対的に大きな地盤ひずみを与えるが、長周期地盤では逆に小さな地盤ひずみを与えることになる。

この調和平均方式に従うと、直線管路に発生する管ひずみが安全側に評価でき、従来、水道管路や共同溝など地中構造物の耐震設計で調和平均方式による水平方向伝播速度を用いて地盤ひずみを算定していたのは、直管に限定する場合には安全側の評価であったと言えよう。

## 2. 2管と周辺地盤間の相対変位

応答変位法の考え方にに基づき、水平方向に正弦波が伝播する場合を考える。

地盤震動（変位振幅  $U_h$ ）が大きくなると、管と周辺地盤間に発生する剪断応力も大きくなりすべり開始限界応力（ $\tau_{cr}=1.5N/cm^2$ ）を超過するとすべりが発生する。この剪断応力<sup>7)</sup>は次式で与えられる。

$$\tau = \frac{2\pi}{L_a} E t \alpha_o \varepsilon_G \quad (1)$$

ただし、 $E, t, L_a, K_A, A$ はそれぞれ管材のヤング率、管厚、伝播波長、見掛けの伝播波長、地盤ばね定数、管断面積であり、 $\varepsilon_G, \alpha_o, \lambda$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$\varepsilon_G = \frac{2\pi}{L} U_h \quad (2)$$

$$\alpha_o = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L_a}\right)^2}, \quad \lambda = \sqrt{\frac{K_A}{EA}}$$

管と周辺地盤間ですべりが発生すると自由地盤変位と管変位の間に相対変位が発生する。すべりが発生すると、正弦波形状の剪断応力の一部が一定値になるため Fig.4(1)に示すように台形化した剪断応力分布となる。同図の(2)は台形形状を簡易化して矩形化したものであり、すべり効果を過大に評価するモデル化となっている。ところで、日本水道協会の水道施設耐震工法指針は、Fig.4(2)のモデル化に基づいたすべり効果の定式化を行い、日本ガス協会の耐震設計指針は、Fig.4(1)のモデル化に従っていることになる。

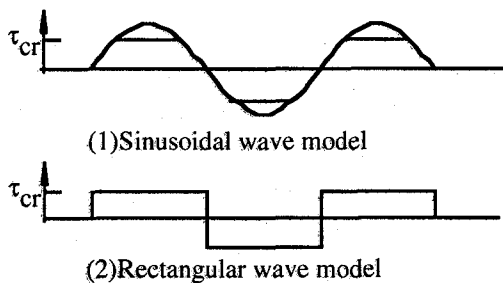


Fig.4 Shear stress distribution along the pipe stretch under slippage.

いま、水平方向伝播速度を調和平均速度( $W$ )、表面波速度( $G$ )、基盤波速度( $B$ )とすると、それぞれに対応する相対変位が次式で求められる。

$$\Delta_W = \frac{U_h}{\sqrt{2}} - \delta_W = \int_0^{\frac{L}{4}} \frac{\tau_{cr}}{Et} x dx = (1 - q_W^* \alpha_o) \frac{U_h}{\sqrt{2}} \quad (3)$$

$$q_W^* = \frac{\pi^2}{8} \frac{\tau_{cr}}{\tau} ; \quad \tau \geq \tau_{cr}$$

$$q_W^* = 1 ; \quad \tau \leq \tau_{cr}$$

$$\Delta_G = U_h - \delta_G = \int_0^{\frac{L}{4}} \varepsilon(x) dx = (1 - q_G^* \alpha_o) U_h \quad (4)$$

$$q_G^* = \begin{cases} \sin \xi \cdot \left(1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2}\right) - \xi \cos \xi ; & \tau \geq \tau_{cr} \\ 1 ; & \tau \leq \tau_{cr} \end{cases} \quad \xi = \arcsin\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau}\right)$$

$$\Delta_B = \frac{U_h}{\sqrt{2}} - \delta_B = (1 - q_B^* \alpha_o) \frac{U_h}{\sqrt{2}} \quad (5)$$

$$q_B^* = q_G^*$$

レベル2地震動に対する3方式による相対変位と地盤周期の関係を Fig.5 に示す。いずれの方式も、地盤周期約1秒以下では地盤変位と相対変位が比較的近い値をとっている。これは、短周期地盤では管と地盤間のすべりの影響大きく、管の軸方向伸びが小さいことを示している。一方、長周期地盤では3方式で異なる特徴を示す。表面波方式、基盤波方式の相対変位は地盤周期2秒前後から急減するが、調和平均方式（剪断波速度200m/sec）では地盤周期4秒以降になって初めて低下傾向を示す。

調和平均方式では、表層地盤の剪断弾性波速度により相対変位の大きさが変化するため、Fig.6で  $V_s=100m/s, 200m/s, 300m/s$  の場合について相互比較をした。同図によると、 $V_s=200m/s, 300m/s$  では長周期地盤になると相対変位も急激に小さくなるが、 $V_s=100m/s$  では長周期地盤でも数10cmの相対変位が発生していることを示している。これは、 $V_s=100m/s$  では剪断応力が大きく算定されるため、長周期地盤でもすべりが発生することになり、結果的に大きな相対変位を算定

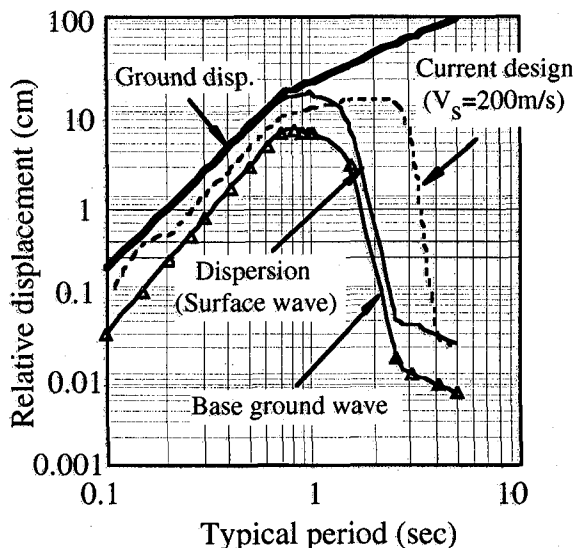


Fig.5 Relative displacements for various definitions of wave velocity.

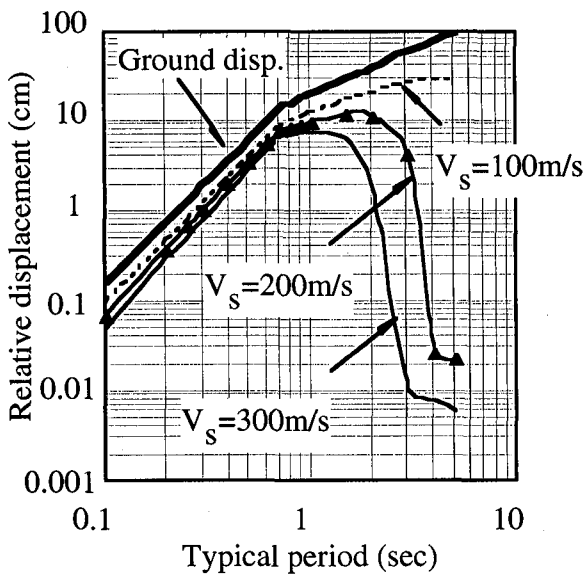


Fig.6 Relative displacements for various wave velocities in the current design method of JWJA.

Table-1. Estimations of the maximum relative displacements for various wave velocities.

Ground motion	Maximum relative displacement (cm)			
	Dispersion	Current design		Base ground wave
		(100m/s)	(200m/s)	
Level 2	14	30	12	6

することを示している。しかし、これは表層地盤の剪断波速度が低速度であればある程、調和平均方式では水平伝播速度が小さく算定される数式上の特徴を反映したものに過ぎず、相対変位評価値としては参考値に留めるべきと思われる。

3方式の全地盤周期に対する最大相対変位をまとめると Table-1 となる。すなわち、レベル2地震動に対して、表面波方式では全地盤周期に対する最大相対変位が約14cm、調和平均方式では約12~30cmと大きく変動し、基盤波方式では6cmとなることがわかる。

### 2. 3 地盤変状

レベル2地震動による地盤変状として、地盤液状化に伴う地盤の永久変形、断層変位、地滑りなどを挙げることができる。

従来から日本国内外において、地盤変状量を推定する調査研究が精力的に行われているが、地震規模と地盤変状量との関係を明示した予測手法はまだ研究途上と言わざるを得ない。最近、Rauchら<sup>11)</sup>により、地震規模から液状化地盤変状量を推定する算定式が次のように提案されたので、その手法により地盤変状量の期待値  $E[D]$  を試算した。それによると、水道管路の

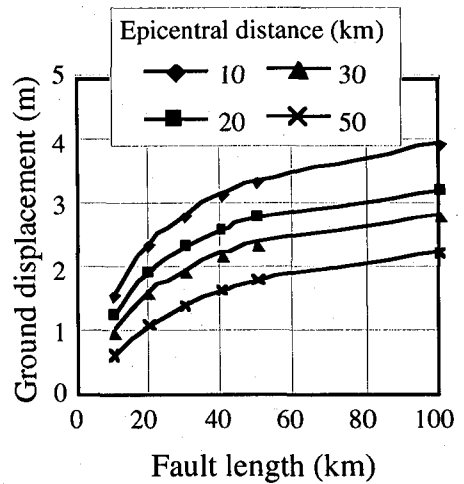


Fig.7 Possible ground displacement estimated from the surrounding faults.

周辺に存在する震源断層の規模(長さ)と震央距離が与えられると、活断層長さから推定される最大気象庁マグニチュード<sup>18)</sup>をモーメントマグニチュード<sup>19)</sup>に変換することにより、想定位置における液状化地盤変状量が Fig.7 のように推定できる。同図より、水道施設耐震工法指針で想定される地盤変状量 2~3m というのは、断層長さ 20km、震央距離 20km 以内あるいは断層長さ 40km、震央距離 10km 以遠の場合に相当することがわかる。

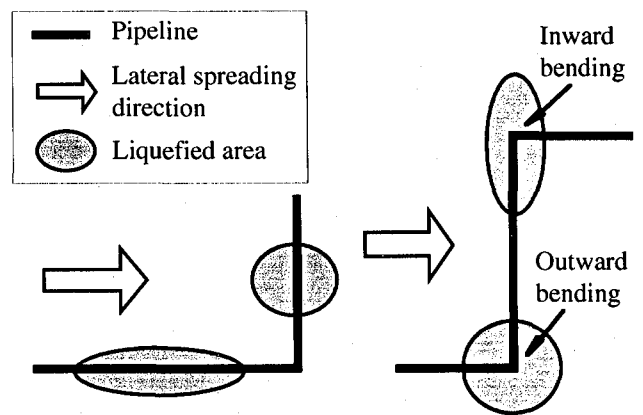
$$E[D] = (D_R - 2.21)^2 + 0.149 \quad (6)$$

ここで、

$$D_R = \frac{(613M_w - 13.9R_f - 2420A_{max} - 11.4T_d)}{1000}$$

ただし、 $M_w, R_f, A_{max}, T_d$  はそれぞれモーメントマグニチュード、震央距離(km)、最大加速度(g)、地震動継続時間(sec)であり、ここでは、一般的な地震動の主要動継続時間として10秒を仮定した。

送水管や配水管が液状化発生の危険度を有する地盤に埋設されたときには、Fig.8 に示すように直管部が



(1) Straight pipe segments (2) Bend pipe portions  
Fig.8 Pipeline segments under liquefaction hazard.

液状化区間を通過する場合や異形管部が液状化区間に配置される場合が想定される。同図には、直管および曲管部が地盤変状を受けた時の状況を示しているが、直管部では地盤変状が管軸に沿った方向に作用する場合と管軸直角方向に作用する場合の二通りが存在する。また、曲管部でも曲管が内曲げ状態になる場合と外曲げ状態になる場合の存在することがわかる。

$$\frac{\Delta \Psi}{\Psi} = n \frac{MR}{EI} \quad (9)$$

ここで、 $\Delta \Psi / \Psi$  および  $I$  はそれぞれ曲げ角度の変化割合と断面2次モーメントである。

Fig.10に示すように、水平左方向から右方向に正弦波の地震波が入射する場合を考えてみる。曲管部の片方の管軸に沿って変位振幅  $U_h$  の地震波が入射すると、曲管部に相対変位  $\Delta$  が発生する。この相対変位<sup>7)</sup>は、曲管に隣接する直管のたわみ変形、曲管部の変形そして隣接直管の軸伸びにより吸収される。

### 3. マイターバンドの変形挙動 3. 1 地盤震動に対する曲管変形挙動

水道管路では、従来から曲管部には Fig.9 に示すような多節構造のマイターバンドを使用してきた。マイターバンドのたわみ性特性、すなわち、たわみ性係数  $n$  や応力集中係数  $i$  は、ガス管で多用されるスムーズバンドと同様にパイプファクター  $h$  を用いて次式の形<sup>17)</sup> で与えることができる。

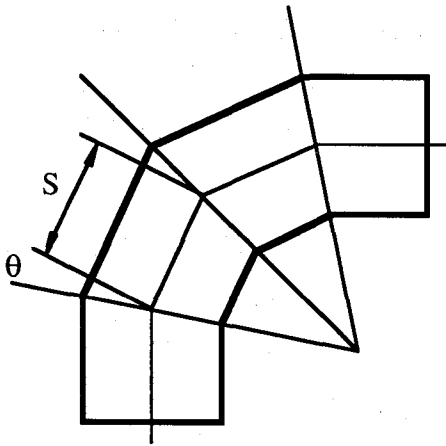


Fig.9 Schematic profile of the miter bend.

$$h = \frac{Rt}{r^2} \quad n = \frac{1.52}{h^{5/6}} \quad i = \frac{1.8}{h^{2/3}} \quad (7)$$

ここで、 $R$  および  $r$  はそれぞれマイターバンドの曲率半径と管平均半径であり、 $R$  は次式で算定できる。

$$R = \frac{S \cot \theta}{2}$$

たわみ性解析(Flexibility analysis)<sup>7),8)</sup>に従うと、曲管の最大応力は、曲管内に局部的に発生する曲げ応力として、応力集中係数  $i$  を用いて次式で表される。

$$\sigma_B = i \frac{M}{Z} \quad (8)$$

ここで、 $M$  は最大曲げモーメント、 $Z$  は断面係数である。

さらに、曲管の曲げ角度の変化はたわみ性係数を用いることにより次式で表現できる。

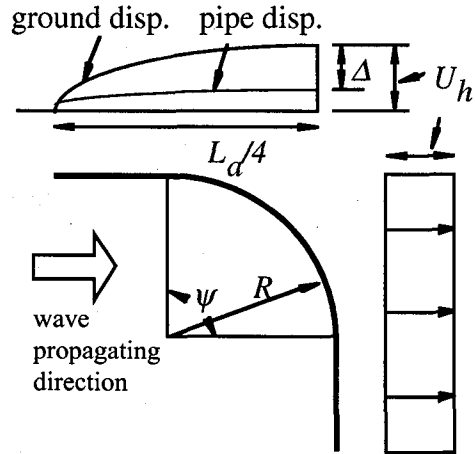


Fig.10 Forced ground displacement acting the bend portion.

いま、曲げ角度  $\psi$  の曲管部が接続する直管(1)方向から材端に相対変位を受けて Fig.11 に示すような曲げモーメント  $M_1, M_2$ 、断面力  $S_1, S_2$  を生じた場合を考えると、曲管部のたわみ角は次のように求めることができる。

$$\theta_B = \psi \frac{nR^2}{EI} \left\{ \frac{M_2}{R} + S_1 \left( \frac{1 - \cos \psi}{\psi} - \sin \psi \right) + S_2 \left( \cos \psi - \frac{\sin \psi}{\psi} \right) \right\} \quad (10)$$

相対変位を吸収することで材端に発生する曲げモーメント  $M_1, M_2$ 、断面力  $S_1, S_2$  の詳細な表現式は文献<sup>8)</sup>によるが、最終的には曲管部最大曲げひずみは次式の形で求められる。

$$\epsilon_{B1}(\phi, \alpha) = \frac{iD}{2EI} |M(\phi, \alpha)| + \left| \frac{S(\phi, \alpha)}{AE} \right| \quad (11)$$

ここで、 $\epsilon_{B1}(\phi, \alpha)$ 、 $M(\phi, \alpha)$ 、 $S(\phi, \alpha)$  は管軸(1)に対して角度  $\phi$  で入射した地震波により、曲管内部の  $\alpha$  位置での曲げひずみ、曲げモーメント、断面力であり、 $D$  は管外径である。ただし、

$$M(\phi, \alpha) = M_2 - S_1 R (\sin \psi - \sin \alpha) - S_2 R (\cos \alpha - \cos \psi) \quad (12)$$

$$S(\phi, \alpha) = S_1 \sin \alpha - S_2 \cos \alpha$$

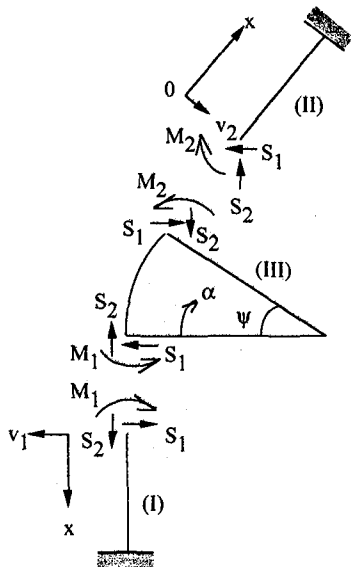


Fig.11 Bending moments and shear forces acting at each end of the bend portion.

耐震設計式として簡便な表現式を得るために、曲管の最大曲げひずみを与える条件を検討する。まず、標準的な曲管である90度、45度、22.1/2度でどの曲管が相対的に大きな曲げひずみを与えるのか検討する。さらに、曲管部のどの位置で最大ひずみを与えるかも確認する。

いま、曲管部材端に相対変位  $\Delta$  が作用した場合のそれぞれの曲管内部に発生する曲げひずみを式 (11) に従って算定すると Fig.12 を得る。この図より、最大曲げひずみは90度曲管の場合であり、その位置は  $\alpha \approx 12.5$  度であることが確認できた。

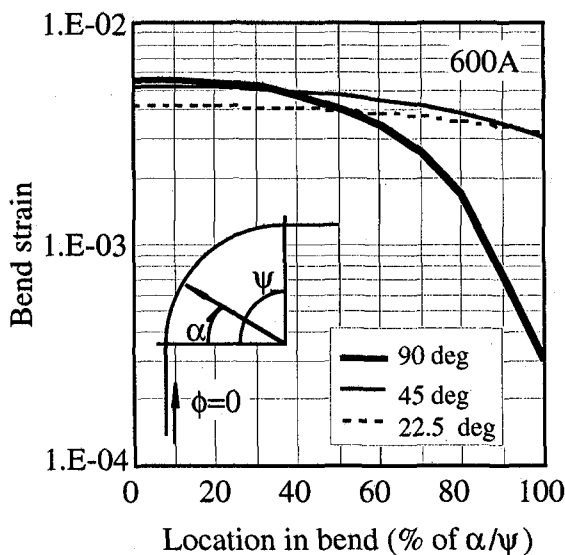


Fig.12 Comparison of bend strains for various bends.

簡易表現式に関する以下の議論は、90度曲管および最大曲げひずみ評価位置 ( $\alpha \approx 12.5$  度) の場合に限定して展開する。この条件を式 (10), (11) に代入することで、曲管最大ひずみおよび最大たわみ角度は相対変位に比例する形の以下の簡易表現式を得る。

$$\epsilon_B = C_B \beta_B \Delta \quad (13)$$

$$\theta_B = C_B \gamma_B \Delta$$

ここで、 $C_B, \beta_B, \gamma_B, \Delta$  はそれぞれ地震波入射角による係数、ひずみ変換係数、たわみ角変換係数、管地盤間相対変位であり、以下の式で与えられる。

$$C_B = 1 \text{ for } \Delta_G ; \quad C_B = 2 \text{ for } \Delta_W \text{ and } \Delta_B$$

$$\beta_B = \frac{iA\lambda^2 D \left\{ \left(1 + \frac{R\lambda}{5}\right) b_1 \right\} + 2\lambda^3 I \left\{ (1+b_2) - \frac{b_1}{5} \right\}}{1 + \frac{L_a I \lambda^3}{2A} |1+b_2| + b_3} \quad (14)$$

$$\gamma_B = \frac{2nR^2\lambda^3 \left[ 1 - \left(\frac{\pi}{2} - 1\right) b_1 + \left(1 + \frac{\pi}{2R\lambda}\right) b_2 \right]}{1 + \frac{L_a I \lambda^3}{2A} |1+b_2| + b_3}$$

ただし、

$$L_a = L \text{ for } \Delta_G ; \quad L_a = \sqrt{2}L \text{ for } \Delta_W \text{ and } \Delta_B$$

$$b_1 = - \frac{1 + 2R\lambda + (\pi - 2) nR^2\lambda^2}{(1+R\lambda) \{ 2 + \pi nR\lambda + (4 - \pi) nR^2\lambda^2 \}}$$

$$b_2 = \frac{1 - 2nR^2\lambda^2 - (4 - \pi) nR^3\lambda^3}{(1+R\lambda) \{ 2 + \pi nR\lambda + (4 - \pi) nR^2\lambda^2 \}}$$

$$b_3 = nR^3\lambda^3 \left\{ \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2} b_4 \right) (1+b_2) + (1 - b_4) b_1 + \frac{2b_2}{R\lambda} \right\}$$

$$b_4 = \frac{I}{nAR^2}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_B}{4EI}}$$

Fig.13,14は地盤周期に対する管径600A曲管の最大曲げひずみおよび最大たわみ角を示したものである。

Fig.13は、調和平均方式( $V_s=100,200,300\text{m/s}$ )および表面波方式に対する曲管最大曲げひずみを比較したものである。同図より、調和平均方式の曲管ひずみは表面波方式より大きなひずみを示し、とくに、 $V_s=100\text{m/s}$ の場合に大きな値を示すことがわかる。 $V_s=100\text{m/s}$ 以外の曲管ひずみの全体的な最大値は約3%程度であることがわかる。

Fig.14は、たわみ角についてFig.13と同様な検討をしたものであるが、 $V_s=100\text{m/s}$ 以外の曲管たわみ角の全体的な最大値は約7度程度であることがわかる。

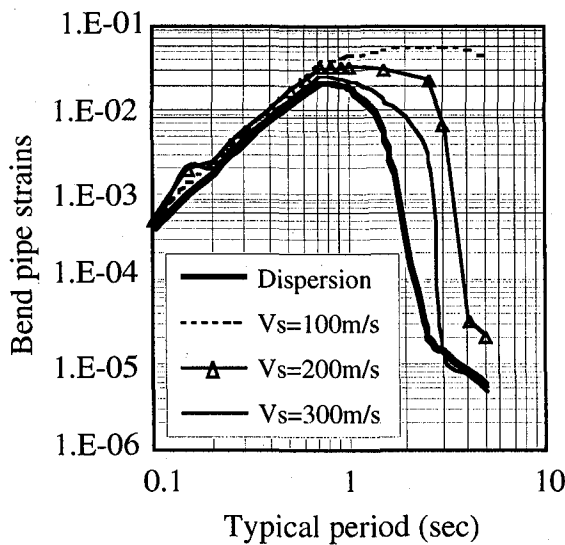


Fig.13 Bend pipe strains for various wave velocities given by JWWA comparing with the phase velocity from the dispersion design curve of JGA(D=600A).

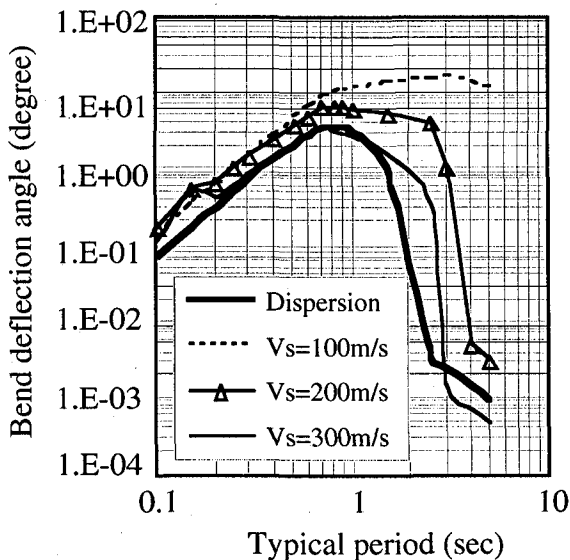


Fig.14 Bend deflections angles for various wave velocities given by JWWA comparing with the phase velocity from the dispersion design curve of JGA(D=600A).

### 3. 2 地盤変状に対する曲管変形挙動

液状化にともなう地盤変状により数メートルにおよぶ側方流動が管路に作用する場合には、埋設鋼管は一部に塑性変形を伴いながら地盤変位に追随する。マイターバンドを持つ曲管部が大規模な地盤変状を受けた場合の変形挙動を推定するため、非線形はり解析システム DIANA<sup>16)</sup>による解析を行い、概略の変形挙動特性を確認した。Figs.15,16は、護岸近傍で護岸に平行に配管された管路を対象に、管軸直角方向(図中上下方向)に3mの地盤変状を受けた場合の内曲げモード、外曲げモードの場合の曲管部変形形状を示している。

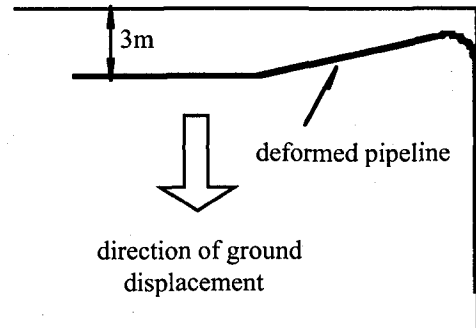


Fig.15 Numerical simulation of a bent corner and its connected pipes in the inward bending mode.

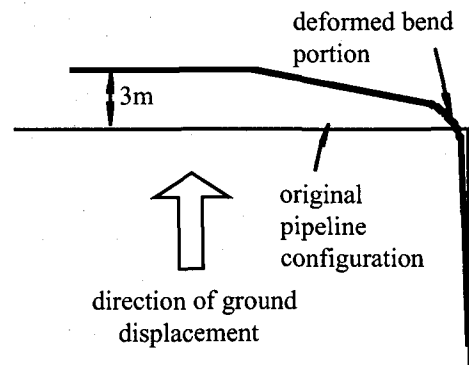


Fig.16 Numerical simulation of a bent corner and its connected pipes in the outward bending mode.

水道管で多用されるマイターバンドは管口径/管厚が100あるいはそれ以上の値となり、曲管横断面の楕円化(扁平化)によるたわみ変形がしやすい曲管という特徴を基本的に有している。Figs.15,16の結果は、曲管部および隣接する直管部で多角形状の変形をしており、その位置で塑性変形が集中していることを伺わせる。

地盤変状に対する曲管変形の簡便な耐震設計式を作成する目的から、ガス導管に関する高田らの研究成果<sup>9), 10)</sup>を参考にして、水道鋼管マイターバンドの変形挙動推定式を以下のように誘導する。

数メートルに及ぶ地盤変状を受ける曲管変形挙動は、有限変形且つ材料非線形な挙動を示すが、高田ら

により塑性ヒンジを用いた剛塑性はり解析に基づき、曲管たわみ角を算定する簡易理論式が提案されている。すなわち、Fig.17は大きさ $\Delta$ の地盤変状が図中下方から上方に向けて曲管部に作用し、周辺土圧が受動土圧抵抗を發揮した結果、曲管部およびそれに隣接する直管部で塑性ヒンジを発生している状況を示している。このとき、曲管部たわみ角は次式で算定することができる。

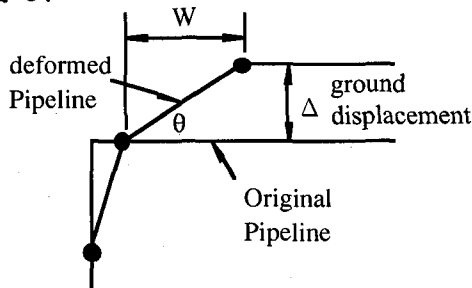


Fig.17 Deformed pipeline due to an excessive ground displacement.

$$\theta = \arctan\left(\frac{\Delta}{W}\right) \quad (15)$$

ここで、 $W$ は塑性ヒンジ間の距離であり、曲管最大曲げモーメント $M_{max}$ と地盤反力 $p$ から次式<sup>9)</sup>で求められる。

$$W = 2\sqrt{\frac{M_{max}}{p}} \quad (16)$$

ただし、地盤反力 $p$ はFig.18の土圧抵抗 $S_{cr}$ を用いて以下のように算定できる。

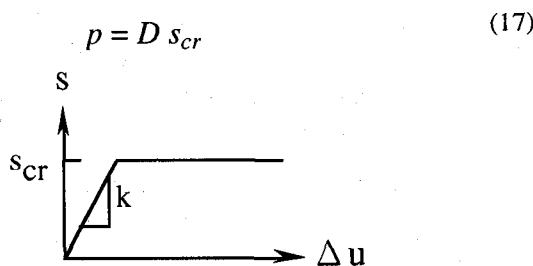


Fig.18 Shear stress-strain relationship of the soil in the liquefied ground.

曲管の曲げ特性が内曲げと外曲げで異なることから、式(16)に用いる曲管最大曲げモーメントもそれぞれ異なる。内曲げについてはSpence and Findlay<sup>12)</sup>やShalaby and Younan<sup>13),14)</sup>らにより曲管のパイプファクターと全塑性モーメント $M_p$ を用いた簡易推定式が提案されている。一方、外曲げについては、そのような簡易推定式が存在しないため、ここでは全塑性モーメントを用いて推定することとした。式中の係数 $C_p, C_o$ は、水道鋼管マイターベンドの非線形特性を反映する係数であり、実大実験結果から推定することにした。

$$M_{max}^i = C_i 0.8h^{0.6} M_p, \quad M_{max}^o = C_o M_p \quad (18)$$

ただし、

$$M_p = \frac{4}{3} \sigma_y \left[ \left( \frac{D}{2} \right)^3 - \left( \frac{D-2t}{2} \right)^3 \right] \quad (19)$$

ここで、 $\sigma_y$ は管材の降伏応力。

Fig.19は、管径600Aの曲管を用いて、式(18)の結果を示したものである。ここでは、液状化地盤における土圧抵抗は通常地盤の約1/10と仮定して、 $S_{cr}=25\text{N/cm}^2$ とした。ところで、液状化地盤内の土圧抵抗については砂粒子が流体的挙動をするとして1/1000以下の小さな土圧抵抗を主張する研究<sup>20)</sup>から液状化地盤上面の非液状化層内の管路に作用する土圧はせいぜい1/5~1/3程度と推定する研究<sup>10)</sup>など多くの研究報告がなされている。ここでは、管路周辺の土圧抵抗がある程度残存するとして、1/10の低減を想定した。また、内曲げ、外曲げモードに対する係数 $C_i, C_o$ は後述する曲管実大結果より $C_i=1.1, C_o=0.6$ を採用した。同図より、(1)内曲げによるたわみ角度が外曲げモードより2倍程度大きいこと、(2)日本国内の地盤変状の標準的上限值<sup>3)</sup>と見られる3mの場合に内曲げモードでのたわみ角度が30度、外曲げモードでのたわみ角度が15度程度になることがわかる。

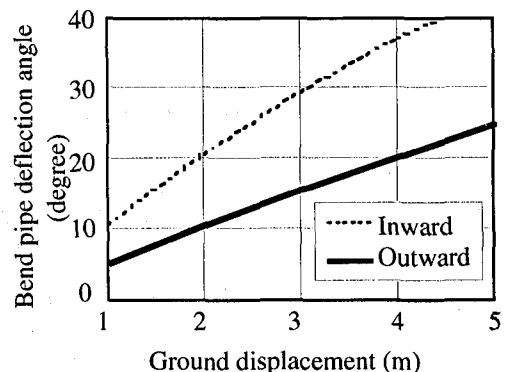


Fig.19 Bend pipe deflection angle for various ground displacements ( $C_i=1.1, C_o=0.6$ ).

#### 4. マイターベンドの耐震性能

##### 4.1 実大曲管の曲げ変形実験

実大実験の実施方法は管径400Aの場合と同一であるため詳細説明は文献15)に譲る。本実験では試験体の管径600A、板厚6mmのJIS規格に定められた鋼管を使用した。試験体の寸法と形状をTable-2およびFig.20に示す。試験体は2体製作し、載荷装置によって強制変位を与え、内曲げ、外曲げ試験を実施した。計測項目は、ヒンジ間の変位、載荷重、曲管の曲げ角度、歪み、曲管中央断面の形状変化である。歪みについては曲管断面の軸方向、周方向に対して歪みゲージを貼付し計測した。



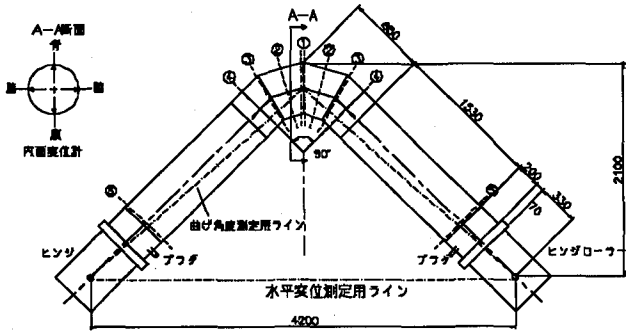


Fig.20 Experiment of the miter bend.

Table-2 Dimensions of structural components used in the experiments.

	Bend	Straight pipe
Specification	JIS G3451 (F29)	JIS G3443 (STW400)
Bend angle	90 degree	
Dimension	600A x 6t	600A x 6t

曲管の弾塑性挙動を数値的に検証するため、汎用FEMプログラムMARCによるシミュレーション解析を同時に実施した。数値計算に用いた解析条件の一覧をTable-3に示す。また、シェル要素を用いたマイターベンドの解析モデルをFig.21に示す。非線形挙動を算定するための管材の応力ひずみ関係は、Fig.22に示す材料引張試験結果を採用した。

Table-3 Conditions of FEM analysis.

ITEM		DESCRIPTION
(1)FEM code		MARC k-7.2
(2)FEM element		4 nodes shell element
(3)Pipe dimensions	Diameter	609.6 mm
	Thickness	6.0 mm
	Curvature	1.225 x Diameter
	Bend angle	90 degree
(4)Material characteristics	Yield stress	350 N/mm <sup>2</sup>
	Hardening coeff.	3 N/mm <sup>2</sup>

#### 4. 2 マイターベンドの変形性能

Fig.23,24に内曲げと外曲げにおける曲げ角度と曲管中央断面に対する曲げモーメントの関係を示す。同図には、FEM解析結果も同時に表示している。実験結果によると、内曲げと外曲げに対する曲げモーメント・曲げ角度の関係が異なる様相を示している。内曲げでは、局部座屈開始（使用限界状態）は最大曲げモーメント時点で発生

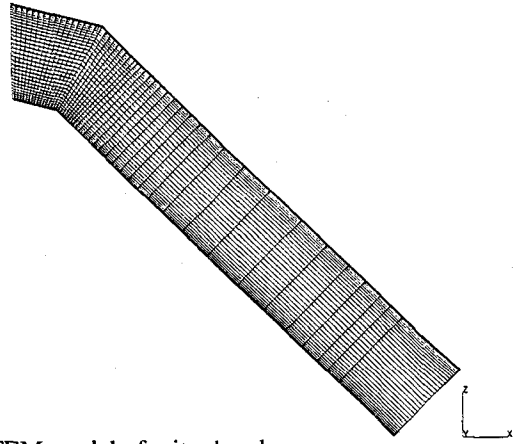


Fig.21 FEM model of miter bend.

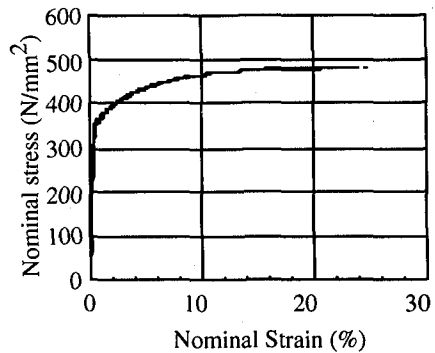


Fig.22 Stress strain relationship of pipe material.

したが、その後は曲管断面の扁平化を進行させながら最大55度程度まで変形して実験を停止した。一方、外曲げでは、曲げ角度3度前後のところで局部的座屈に

より曲げ剛性がやや軟化し始め、15度付近で最大曲げモーメントに達した。この時点で曲管頂部に座屈が発生し、その後は座屈変形を増加させながら約22度付近で実験を停止した。

FEM解析結果は内曲げモードで全般により対応を示すが、外曲げモードでは座屈開始以後FEM解析では座屈現象を精確に追跡できず、計算結果が実験値を過大評価する傾向を示した。

ところで、本研究では機能限界とすべき亀裂発生以前で実験装置の制御限界から実験を停止せざるを得なかったが、仮にその値を終局限界状態とすると、上記の実験観察から今回のマイターベンドの限界曲げ変形特性値はTable-4のようにまとめることができる。

Table-4 Seismic performance of miter bends.

Bending mode	Serviceability limit state	Ultimate limit state
Inward bending	3 deg.	55 deg.
Outward bending	3 deg.	22 deg.

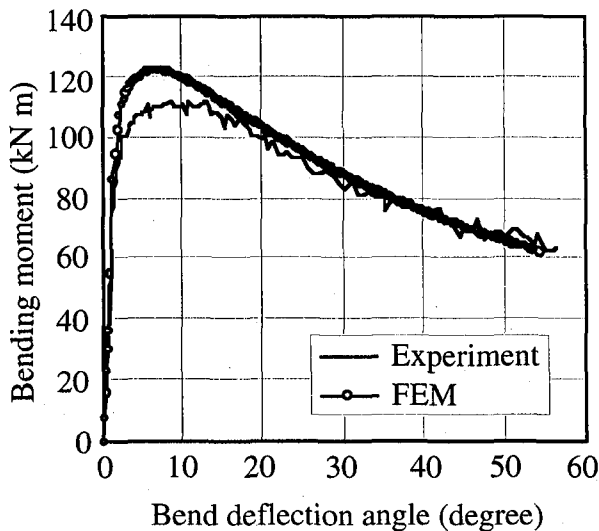


Fig.23 Moment and deflection angle relationship of miter bend in the inward bending mode.

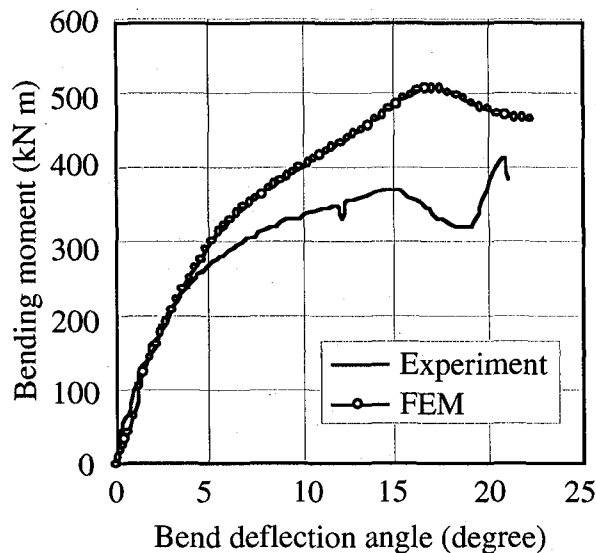


Fig.24 Moment and deflection angle relationship of miter bend in the outward bending mode.

Fig.25,26は、曲管のたわみ角と軸方向曲げひずみの関係を示したものである。Fig.25は内曲げモードの場合であり、実験結果とFEM解析結果がたわみ角20度までは非常によい対応を示している。一方、Fig.26は外曲げモードの場合を示しているが、実験結果がたわみ角5度前後から増加傾向に転じているにもかかわらず、FEM解析結果は10度付近で一旦最小値をとってから増加傾向を示すなど両者は必ずしもよい対応を示していない。これは、数値計算では曲げ角度5度から10度に至る過程で微小な局部座屈発生計算を行なっているが実際には局部座屈が発生していなかったことによる差異と思われる。

Fig.27は、Fig.25の部分拡大図であり、その中に式(13)の計算結果であるFigs.13,14の結果を重ね描きしたものである。すなわち、同図には、調和平均方式、

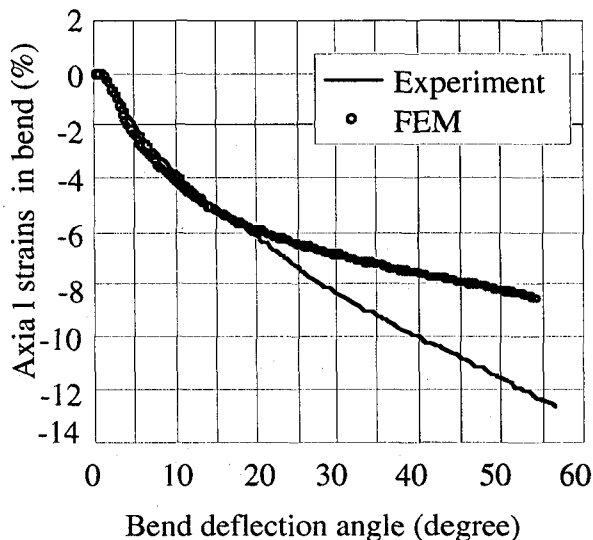


Fig.25 Axial strains and deflection angle relationships of the miter bend in the inward bending mode.

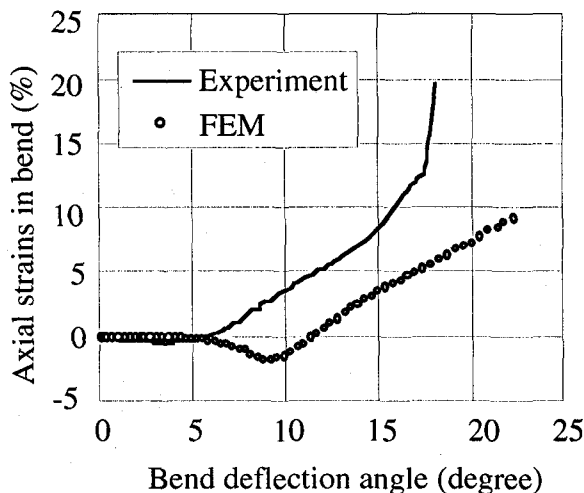


Fig.26 Axial strains and deflection angle relationships of the miter bend in the outward bending mode.

表面波方式および基盤波方式による曲管ひずみ、たわみ角の計算結果を追加表示しているが、式(13)による曲管ひずみとたわみ角との関係がよい対応を示すことが確認できた。とくに、 $V_s=200\text{m/s}, 300\text{m/s}$ や表面波方式の結果は実験結果をやや上回り安全側の評価を与えていることがわかる。

Fig.28は、式(18)に関する係数 $C_i, C_o$ の値を求めるために、実験結果から得られる最大モーメント値を以下に示す基準値 $M_{cr}$ で除したものである。

$$M_{cr}=0.8h^{0.6}M_p \quad \text{for inward bending mode}$$

$$M_{cr}=M_p \quad \text{for outward bending mode}$$

少ない実験数からの推定であることを留意すれば、同図より、平均値として $C_i = 1.1, C_o = 0.6$ の値を得ることができる。

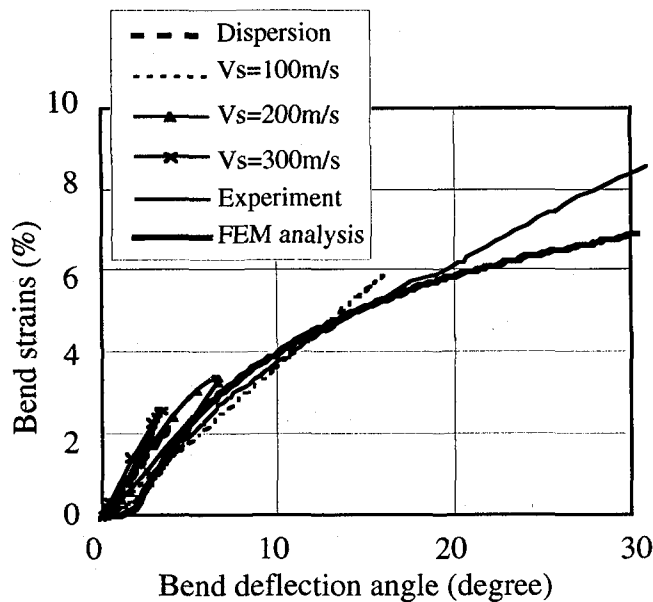


Fig.27 Comparison of the strain and deflection angle relationship for the experimental result, FEM and the simplified design approaches.

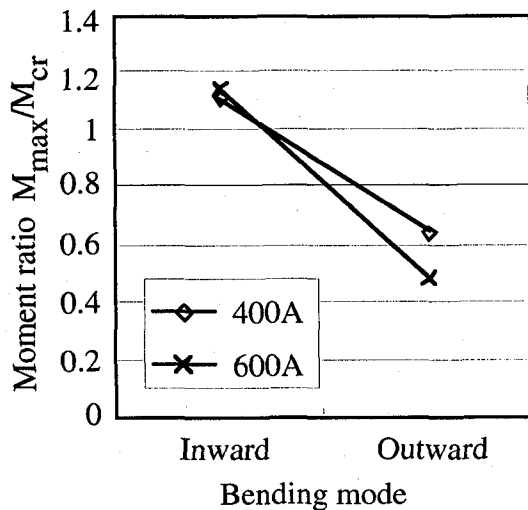


Fig.28 Moment ratios of the experimental results for the critical moment.

#### 4. 3 マイターバンドの耐震安全性照査

レベル2地震動を受けた時、地盤震動により曲管に発生する最大たわみ角はFig.14より推定でき、また地盤変状の標準的上限值3mの時に曲管に発生する最大たわみ角はFig.19より推定できる。その結果をまとめたのがTable-5である。すなわち、Table-5は600Aマイターバンドのレベル2地震動に対するたわみ角を示している。一方、Table-4はこの曲管

の限界性能を示していることになる。

Table-5の結果をFig.23,24の上に重ね描きしたが、Fig.29,30である。3方式の水平方向伝播速度に対するたわみ角を図中に矢印で示しているが、地盤震動により発生するたわみ角は5度前後であり、当該曲管の終局限界値と比較して十分余裕のあることがわかる。また、地盤変状により発生するたわみ角も終局

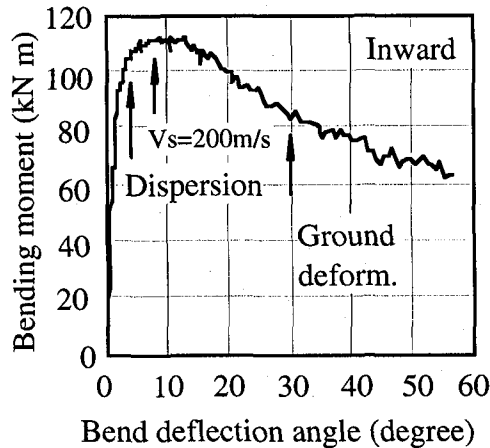


Fig.29 Moment and deflection angle of the miter bend in the inward bending mode.

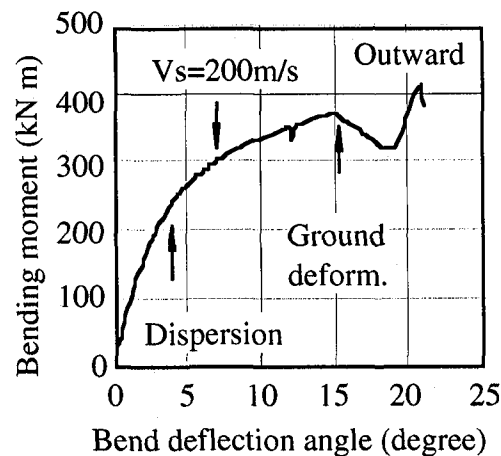


Fig.30 Moment and deflection angle of the miter bend in the outward bending mode.

Table-5 Maximum bend deflection angle for various wave velocities.

Seismic effects		Bending deflection (degree)		
		Dispersion	Current design (200m/s)	Base ground wave
Ground shaking		3.6	6.5	3.4
Ground deformation	Inward bending	29.6		
	Outward bending	15.6		

限界値から1.5倍ないし2倍程度の安全側に位置することから、耐震安全性は確保されていると見なすことができよう。

## 5. まとめ

水道鋼管路で使用されるマイターバンドのレベル2地震動に対する耐震性能を確認する目的で、実大曲管の面内内曲げ・外曲げ実験を実施した。レベル2地震動により発生する曲管曲げ角度の概算値に対して、実大曲管がどの程度の耐震安全性を有するかを照査した。

得られた成果をまとめると以下の通りである。

- (1) 水道用鋼管マイターバンドは、内曲げモードと外曲げモードで終局状態に至る変形挙動が異なり、内曲げモードでは最大曲げモーメント発揮後、曲管断面の扁平化を進行させつつ徐々に終局状態に達したが、外曲げモードでは荷重の早い段階で局部座屈による剛性軟化が開始され、最大曲げモーメント発揮後は座屈変形が進行した。
- (2) シェルモデルによるFEM解析結果は、内曲げモードの変形挙動について実験結果とよい対応を示したが、外曲げモードについてはたわみ角5度前後を過ぎた辺りから解析結果がやや過大評価傾向を示した。
- (3) 全塑性モーメントを用いた簡易推定手法により、マイターバンドの最大モーメントを概略推定できることが確認できた。
- (4) 地盤震動による曲管ひずみおよび最大たわみ角を推定する簡易手法を開発し、曲管ひずみとたわみ角との関係について実大実験結果とよい対応を示すことを確認した。
- (5) 地盤変状による曲管最大たわみ角を推定する簡易手法を開発した。
- (6) 開発した曲管たわみ角推定式を用いると、レベル2地震動を受けたマイターバンドは、地盤震動に対して十分な耐震安全性余裕を持ち、また地盤変状に対しても1.5倍ないし2倍程度の安全余裕度を有していることが確認できた。
- (7) 曲管ひずみ、たわみ角算定に際して、3方式の水平方向伝播速度を用いたが、表層地盤の剪断弾性波速度が100m/s程度の軟弱地盤では調和平均方式の結果が著しく過大評価を与える。一方、その他の方式およびその他の地盤条件では、いずれの方式でも同水準の評価を与えることが確認できた。

## 参考文献

1)土木学会(1996):土木学会耐震基準等に関する提言集,(社)土木学会。

- 2)日本道路協会(1996):道路橋示方書・同解説,(社)日本道路協会。
- 3)日本水道協会(1997):水道施設耐震工法指針・解説,日本水道協会。
- 4)日本ガス協会(2000):高圧ガス導管耐震設計指針,JGA指-206-00,日本ガス協会。
- 5)土岐憲三(1981):構造物の耐震解析,技報堂出版。
- 6)佐藤泰夫(1977):弾性波動論,岩波書店。
- 7)小池武(1983):埋設パイプラインの地震時ひずみ評価,土木学会論文報告集, No.331,pp.13-24。
- 8)小池武、今井俊雄(1998):強震地震動に対する地中管路の変位挙動解析,構造工学論文集, Vol.44A, pp.1647-1658。
- 9)高田至郎、他(1998):液状化側方流動を受ける埋設管の弾塑性変形に関する簡易計算法,第10回日本地震工学シンポジウム, pp.3155-3160。
- 10)高田至郎、他(2000):液状化側方流動を受ける埋設管の非線形挙動解析,構造工学論文集, Vol.46A, pp.947-956。
- 11)Rauch, A.F. and J.R.Martin(2000):EPOLLS Model for predicting average displacements on lateral spreads, ASCE, Vol. GE126, No.4, pp.360-371。
- 12)Spence, J. and G.E.Findlay(1973):Limit loads for pipe bends under in-plane bending, Proceedings, 2nd International Conference on Pressure Vessel Technology, Vol.I-28, pp.393-399。
- 13)Shalaby, M.A. and M.Y.A.Younan(1999):Limit loads for pipe elbows with internal pressure under in-plane closing bending moments, ASME, Journal of Pressure Vessel Technology, Vol.120, pp.35-42。
- 14)Shalaby, M.A. and M.Y.A.Younan(1999):Limit loads for pipe elbows subjected to in-plane opening bending moments and internal pressure, ASME, Journal of Pressure Vessel Technology, Vol.121, pp.17-23。
- 15)小池武、他(2000):マイターバンドの大変位挙動特性,構造工学論文集, Vol.46A, pp.851-858。
- 16)TNO(1996):DIANA -Finite Element Analysis-,TNO Building and Construction Research。
- 17)鶴戸口英善(1969):USAS原子力配管基準案について, JHPI, Vol.7, No.2。
- 18)松田時彦(1990):最大地震規模による日本列島の地震分帯図,地震研究所彙報, Vol.65, pp.289-319。
- 19)金森博雄(1991):地震の物理,岩波書店。
- 20)日本ガス協会(2000):ガス導管液状化対策調査事業平成11年度成果報告書,(社)日本ガス協会。

(受付日2000年9月14日)