

局部座屈を考慮した直杭式横棧橋の 二次元有効応力解析

塩崎 禎郎¹・長尾 毅²・小堤 治³・宮下健一朗⁴

¹一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会（〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10）

E-mail: y-shiozaki@jfe-steel.co.jp

²神戸大学都市安全研究センター（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1）

E-mail: nagao@people.kobe-u.ac.jp

³株式会社明窓社（〒170-0014 東京都豊島区池袋1-8-7-308）

E-mail: ozutsumi@meisosha.co.jp

⁴パシフィックコンサルタンツ株式会社（〒206-8550 東京都多摩市関戸1-7-5）

E-mail: kenichirou.miyashita@os.pacific.co.jp

二次元有効応力解析プログラムFLIPを用いた直杭式横棧橋の被災事例の再現計算において、1)鋼管杭が横切る地盤のせん断強度を適切に表現できるモデルを用いる、2)鋼管杭の降伏強度は規格値ではなく実際の値を用いることで、棧橋の残留水平変位と、鋼管杭の局部座屈位置を概ね再現することができていた。しかし、鋼管杭は全塑性モーメントを折れ点とするバイリニア型の非線形梁要素でモデル化し、比較的粗いメッシュで計算していたため、詳細な座屈発生位置や、耐力の低下状況まで把握することは困難であった。そこで、本論文では、シェル要素を用いた三次元FEM解析で局部座屈を考慮した鋼管杭のM- ϕ 関係を求め、二次元有効応力解析の梁要素に導入する方法を提案した。その結果、座屈発生位置や耐力低下状況の把握に関して精度を高められることを確認した。

Key Words : open-type wharves on vertical piles, effective stress analysis, local buckling, moment - curvature relationship, 3-D FEM analysis

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震時に被災したT棧橋（直杭式横棧橋）は、二次元有効応力解析プログラムFLIP¹⁾を用いた被災メカニズム検討が実施されてきた²⁾³⁾⁴⁾、しかし、当時の検討では、棧橋の残留水平変位は再現できていたが、鋼管杭の座屈位置が一部再現できない課題が残されていた。そこで、筆者らは、鋼管杭が横切る地盤のせん断強度の取り扱いと、鋼材降伏強度等について再検討し、鋼管杭の座屈発生位置を概ね再現することができた⁵⁾。ただし、この検討でも、鋼管杭は全塑性モーメントを折れ点とするバイリニア型の非線形梁要素でモデル化し、比較的粗いメッシュで計算していたため、詳細な座屈発生位置や耐力の低下状況まで把握することは困難であった。そこで、本論文では、鋼管杭の非線形梁要素の設定を、局部座屈を考慮した三次元FEM解析で求めた曲げモーメントと曲率の関係（以降M- ϕ 関係と表記）を反映させる手法を採用し、座屈発生位置や耐力低下状況をどの程度まで把握できるか検討した。

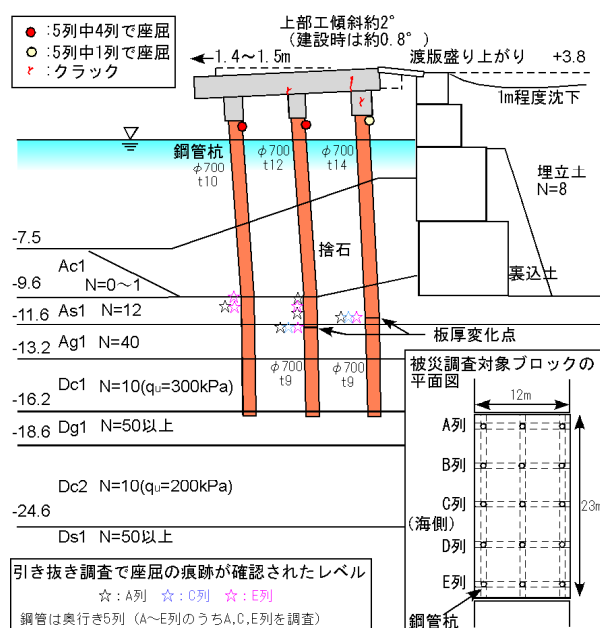


図-1 T棧橋の被災状況(文献2)3)4)をもとに再構成)

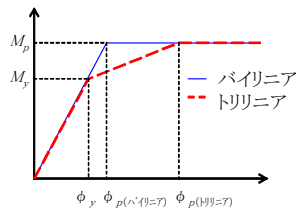


図-2 バイリニアモデルとトリリニアモデル

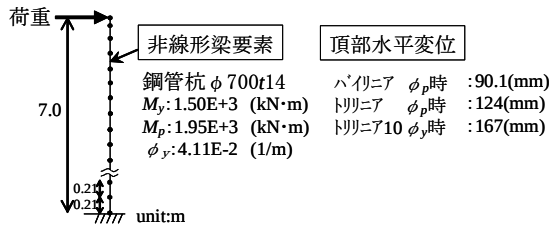


図-3 片持ち梁の水平変位の比較

2. T 栈橋の被災概要

神戸港のT栈橋は、水深7.5m、設計震度0.15で設計された直杭式横栈橋で、1988年に建設された。1995年兵庫県南部地震時の被災概要を図-1に示す。栈橋は最大1.7m程度海側に変位する被災を受けた（被災調査ブロックの両端の変位は、それぞれ1.405m、1.492mであった）。被災後に鋼管杭の引き抜き調査が行われ、杭頭および地中部で局部座屈が生じていたことが確認されている。杭頭部と地中部の板厚変化点では外側に凸状に座屈が生じ、それ以外の地中部では凹状の座屈が生じていた。

被災原因は、埋立土とAs1層の液状化によって、コンクリートブロック式の土留め護岸が大きく海側に変位し、渡版を介して栈橋上部工に力が作用したことと、地盤の海側への移動による力が鋼管杭に作用したためと推定されている²³⁾⁴⁾。

3. 二次元有効応力解析における鋼管杭のモデル化の課題と改善提案

(1) 従来のM-phi設定法とその課題

一般に港湾の設計実務において、鋼管杭は全塑性モーメントを折れ点とするバイリニアでモデル化されている。例えば、港湾構造物の設計事例集⁹⁾の耐震性能照査事例では、鋼管杭のM-phi関係のモデル化方法としてバイリニアモデルとトリリニアモデルが紹介され（図-2参照）、一般的な諸元の栈橋の場合、両者の差が小さいためバイリニアでモデル化しても良いとしている。また、鋼管杭の照査は、「同じ杭で2箇所以上全塑性に達しないか等、栈橋の重要度等に応じて設定された要求性能を満足するか」を評価している。

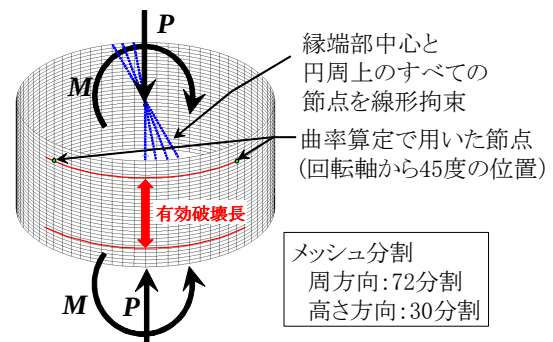


図-4 シェル要素を用いた三次元 FEM 解析モデル

表-1 検討対象の鋼管杭の諸元

	ϕ 700t9	ϕ 700t10	ϕ 700t12	ϕ 700t14
D (mm)	700	700	700	700
t (mm)	9	10	12	14
L_{cr} (m)	0.097	0.102	0.112	0.121
l_e (m)	0.174	0.183	0.198	0.210
R_t	0.095	0.086	0.071	0.061

ここでは、塑性化に関する照査点の扱いの違いが変位に与える影響を簡易モデルで検討した。図-3に示す長さ7mの片持ち梁モデルの頂部に集中荷重を与え、バイリニアモデルと $\phi_p=3\phi_y$ としたトリリニアモデルで解析を実施し、下端要素で全塑性モーメントに到達する際の頂部の水平変位量を比較した。その結果、変位量は1.4倍の差が生じた。また、 ϕ_p 以降は曲げモーメントが一定のまま曲率が増加していく設定とすること多いが、仮に、トリリニアモデルで $\phi_p=10\phi_y$ を終局状態と扱うことができれば、1.9倍の変位まで許容されることになる。

FLIPを用いた栈橋の耐震性能照査解析では、地盤の変形によって鋼管杭が大きく変形することが散見され、鋼管杭の変形と塑性化の評価に影響を与える梁のモデル化は慎重に行う必要がある。

(2) 三次元FEM解析によるM-phi関係の把握

a) 解析条件

鋼管杭のM-phi関係を設定するため、シェル要素を用いて幾何学的非線形性を考慮した三次元FEM解析を実施した。解析モデルを図-4に示す。円形鋼管製橋脚を対象としたGao⁷⁾らの検討では、(1)式で求まる軸圧縮力を受ける円筒殻の弾性座屈の半波長を解析領域としてしているが、本検討では、円形鋼管断面の繰り返し載荷実験で確認された象の足座屈モードの座屈波長に相当する有効破壊長を評価区間とすることにした。有効破壊長は(2)式で求められ、径厚比パラメータ(3)式と直径の関数である。検討対象の鋼管杭の諸元を表-1に示す。有効破壊長は、弾性圧縮座屈の半波長よりも1.74～1.80倍長くなっている。

$$L_{cr} = 1.22\sqrt{Dt} \quad (1)$$

$$l_e = 1.2 \left(\frac{1}{R_t^{0.08}} - 1 \right) D \quad (2)$$

$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y D}{E 2t} \quad (3)$$

ここに、 L_{cr} ：弾性圧縮座屈の半波長、 D ：直径、 t ：板厚、 l_e ：有効破壊長、 R_t ：径厚比パラメータ、 ν ：ポアソン比 (0.3)、 σ_y ：降伏応力、 E ：ヤング率

解析モデルの上下の縁端部は、曲げモーメントと軸力を作用させるため、縁端部中心点と縁端部の円周上の節点を線形拘束している。そのため、縁端部では平面保持されるとともに、円の形状まで保持されてしまうため、拘束条件が厳しくなり過ぎる可能性がある。そこで、評価区間の上下に有効破壊長を0.25倍延長したモデルを用いることにした。ただし、全体高さは有効破壊長の1.5倍に抑えているため、区間内で複数の局部座屈が発生することはない。そのため初期不整は与えていない。

鋼材の応力～ひずみ関係は、降伏棚があり、ひずみ硬化を考慮したに図-5に示す関係を用いた。ひずみ硬化領域の接線剛性は(4)式で表される⁸⁾。

$$E' = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{st} e^{-\zeta(\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_{st}/\varepsilon_y)} \quad (4)$$

ここに、 E' ：ひずみ硬化時の剛性、 E_{st} ：ひずみ硬化時の初期剛性、 ζ ：係数

T栈橋の鋼管杭はSKK400で、降伏応力の特性値は235N/mm²であるが、本検討は被災再現計算であるため、港湾基準で採用されている降伏応力の平均値296N/mm²を用いることにした。なお、図-5の応力～ひずみ関係は公称応力～公称ひずみの関係であるため、大ひずみ領域も考慮した解析とするため、真応力～真ひずみに換算した値をマルチリニアモデルで定義した。

軸力は、文献5)の検討時の最大発生軸力を包括するように、降伏軸力 P_y に対する比率 $P/P_y=0.0, \pm 0.05, \pm 0.10, \pm 0.15$ の7種類とした（ここでは、圧縮力を正、引張力を負と定義する）。曲げモーメントは、局部座屈による曲げモーメントの低下後も安定的に解析を行うため、縁端部に強制回転角を0.0001radピッチで与え、反力から曲げモーメントを把握することにした。

解析は、汎用構造解析プログラムADINA(Ver.8.9)を用いた。これまでに鋼製橋脚の実験の再現解析などで、その適用性が確認されているプログラムである⁹⁾。

b) 解析結果と考察

解析結果の整理において、曲率は解析区間の平均曲率として取り扱うこととして図-6に示す方法で算定した⁷⁾。

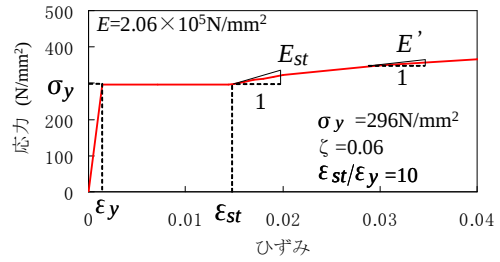


図-5 鋼材の応力～ひずみ関係

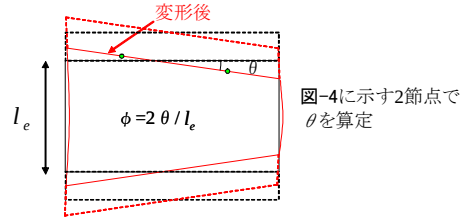


図-6 曲率φの算定方法

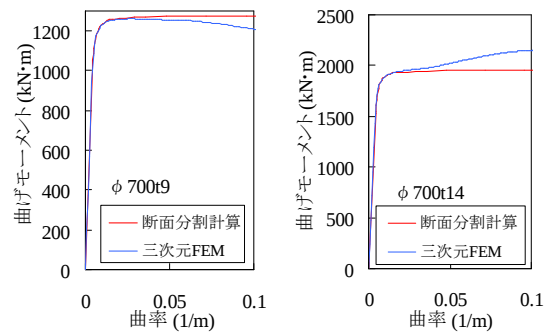


図-7 M-φ関係 ($P/P_y=0.0$)

軸力比 $P/P_y=0.0$ に対するφ 700t9とφ 700t14のM-φ関係を図-7に示す。図中の「断面分割計算」の値は、鋼管杭を円周上で32の領域に分割して、平面保持仮定のもと各領域の応力とひずみを決定し、全領域を積分して求めたM-φ関係である。ひずみ硬化を考慮していないため、理論上の全塑性モーメント（中立軸まで塑性化が到達した状態）の値に漸近していく。φ 700t9の三次元FEM解析結果は、曲率が0.02付近までは、断面分割計算の値と良好に一致しているが、曲率の増加とともに、局部座屈の影響で曲げモーメントは緩やかに減少していく。一方、φ 700t14の三次元FEM解析結果は、曲率が0.02付近までは断面分割計算の値と良好に一致しているが、曲率の増加とともに、ひずみ硬化の影響で曲げモーメントが増加していく。

軸力比 $P/P_y=0.0$ と ± 0.15 に対するM-φ関係を、降伏曲げモーメント M_y と降伏曲率 ϕ_y で正規化して整理した（図-8参照）。 $P/P_y=0$ では $\phi/\phi_y=1.1$ を超えてるあたりから勾配が緩やかになり、 $\phi/\phi_y=3\sim 4$ 付近で概ね M/M_y の増加がなくなってくる。板厚が薄いφ 700t9は M/M_y が緩やかに減少に転じ、板厚が厚いφ 700t12、φ 700t14ではひずみ硬化によって M/M_y が増加に転じる。

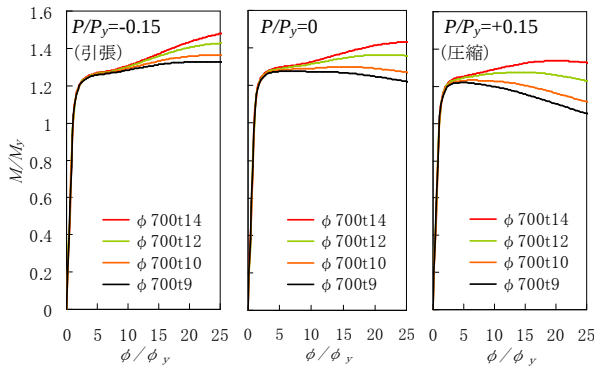


図-8 M/M_y と ϕ/ϕ_y の関係

圧縮軸力 $P/P_y=+0.15$ を作用させると、降伏後の M/M_y の値が $P/P_y=0$ に比べて全般で小さくなっている。特に、板厚が薄い $\phi 700t9$ 、 $\phi 700t10$ では $\phi/\phi_y=5$ 付近を越えると、 M/M_y の低下が顕著になる。

引張軸力 $P/P_y=-0.15$ を作用させた場合は、圧縮軸力作用時と同様に降伏後の M/M_y の値が $P/P_y=0$ に比べて小さな値を示すが、 $\phi/\phi_y=5$ 付近を越えるあたりから M/M_y が増加に転じ、 $P/P_y=0$ の値を上回っている。

$\phi 700t9$ の変形（水平変位分布）と応力（鉛直成分）の変化の様子を図-9に示す。変形図は図-4のモデルを真横から見たもので（有効破壊長のみ描画）、変形倍率を1倍で描画している。最上段の列に示す $\phi/\phi_y=3\sim 4$ は、c)で便宜上定義する全塑性モーメント M_p に到達した時点の状態である。この時点での圧縮側（図面右側）のはらみ出しの変位は、最大で1.1～1.5mm程度である。圧縮軸力作用時には応力の正負が反転する中立軸が引張側（図面左側）に寄り、引張軸力作用時には、中立軸が圧縮側に寄る様子がよくわかる。なお、あくまでも便宜上の全塑性モーメント M_p であるため、中立軸付近で降伏に至っていない領域が100mm以上の幅で存在している。

ϕ/ϕ_y が10程度になると、変位のコンター図からも局部座屈が発生している様子が確認できる。局部座屈の発生によって外側にはらみだしている部分では、圧縮応力が減少している。また、中立軸付近で降伏に至っていない領域が狭まっている。

ϕ/ϕ_y が20程度になると、さらに局部座屈は進展し、圧縮側のはらみ出しの変位は最大で8.1～11mm程度となる。局部座屈の発生で外側にはらみだしている部分は引張応力が作用している。

引張軸力作用時に、 $\phi/\phi_y=5$ 付近を越えるあたりから M/M_y が増加に転じ $P/P_y=0$ の値を上回る理由は、圧縮応力の作用範囲が狭く、局部座屈による面外変形範囲が狭いことと、引張応力の作用範囲が広いこと、ひずみ硬化によって応力を負担できていることが影響しているものと考えられる。

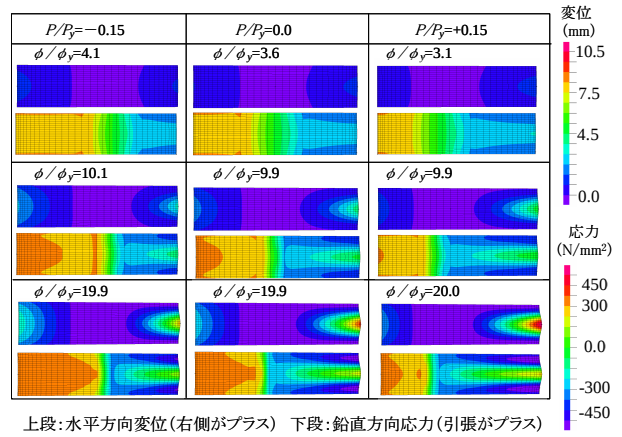


図-9 変形図および変位・応力分布図（ $\phi 700t9$ ）

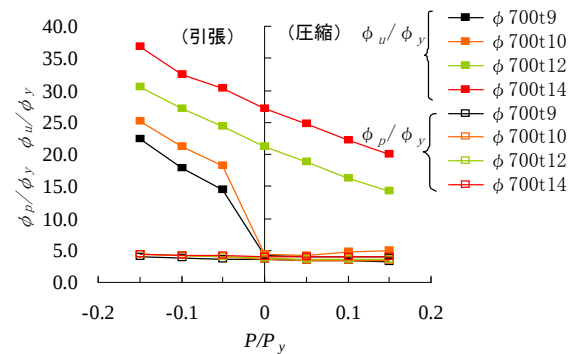


図-10 P/P_y と ϕ_p/ϕ_y 、 ϕ_d/ϕ_y の関係

c) 指標の整理

全塑性モーメント M_p および対応する曲率 ϕ_p は、厳密には曲率が無限大で生じるが、ここでは曲げモーメントの増加が小さくなる地点として剛性が初期剛性の1/100となる地点の値とした。また、 M_p 後においても耐力を保持する点として終局モーメント M_u と、対応する曲率 ϕ_u を求めた。ひずみ硬化による明確な曲げモーメントの増加が見られる場合は最大曲げモーメントの地点とし、ほぼ一定で推移する場合は、式（5）で定義するの曲げモーメント増加率 ΔM を算定して、1/1000となる時点の値とした。

$$\Delta M = \frac{(M_{i+1} - M_i)}{M_{i+1}} \quad (5)$$

ここに、 M_{i+1} ： $i+1$ ステップ時の曲げモーメント、 M_i ： i ステップ時の曲げモーメント

軸力比 P/P_y と ϕ_p/ϕ_y および ϕ_d/ϕ_y の関係を図-10に示す。 ϕ_p/ϕ_y に関しては、 P/P_y や板厚の違いによる変動は小さく3.1～4.4の値となった。ただし、 P/P_y が小さな値となる引張力が大きいほど、径厚比が小さい（板厚が厚い）ほど大きな値となる傾向を示した。

ϕ_d/ϕ_y に関しては、3.9～36.8の値となった。 P/P_y が大きくなるほど値は小さくなり、特に径厚比が大きな $\phi 700t9$ 、 $\phi 700t10$ では P/P_y が-0.05（引張）から0.0にかけ

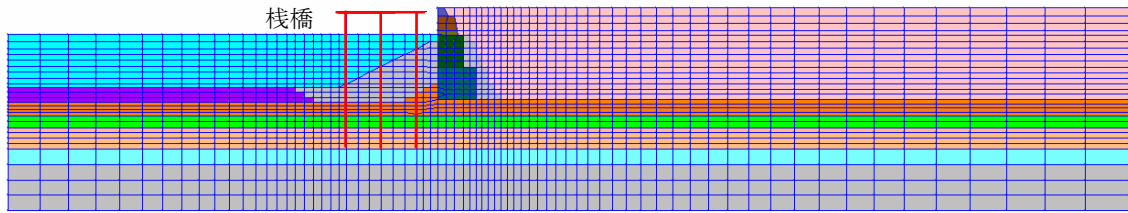


図-13 有限要素分割図

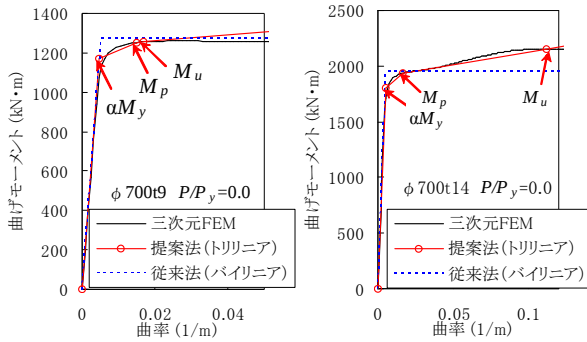


図-11 非線形梁要素の $M-\phi$ 関係

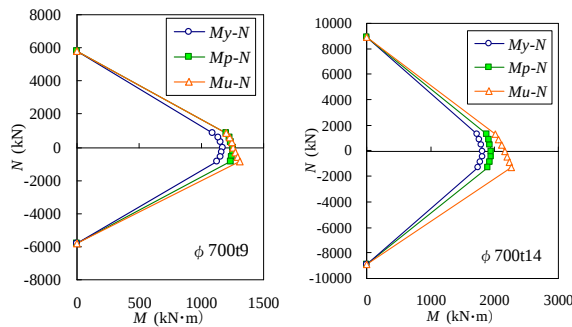


図-12 $M-N$ 相関関係

て急激に減少し、 $P/P_y \geq 0$ の領域では ϕ_x/ϕ_y と大差ない値となった。

(3) FLIPで用いる梁要素の設定法の提案

FLIPにおける非線形梁要素の設定は、シェル要素を用いた三次元FEM解析で求めた $M-\phi$ 関係をなるべくトレースできるように、 M_p までのエネルギーが等価となるように第一折れ点 αM_y (α : 係数)を設定することにした¹⁰⁾。また、第二折れ点を M_p として M_u に向かうトリリニアモデルを採用した。以降、本手法による設定を提案法と表記する。φ 700t9およびφ 700t 14に対する設定を図-11に示す。また、図中には従来用いられる M_p を折れ点とするバイリニアモデルも示している（以降、従来法と表記）。

軸力の効果に関しては、上記手法で軸力を作用させた場合についても αM_y を算定し、軸力と曲げモーメントの関係を降伏曲面として定義することで考慮した。φ 700t 9およびφ 700t 14に対する設定を図-12に示す。一般的に鋼管杭のモデル化は、軸力の正負の方向に対して対称と

表-2 解析条件

項目	内容
構成則	修正モデル(tmp7法) : 変相角と破壊角の中間に第2変相角をとり、第2変相角を超えた応力空間における塑性せん断仕事は負のダイレイタンスに寄与しないとするモデル。
非線形反復計算法	改良型非線形反復法 : 各時間ステップ内で応力～ひずみ関係の変動を追跡しながら非線形反復計算を行う方法。
レーレー減衰	自由地盤の固有周期に対して0.75%の減衰を与えるための値: $\beta = 0.0015$
捨石の材料定数	捨石新定数 : $c=20\text{kPa}$, $\phi_f=35^\circ$ 。間隙水の体積剛性を通常の1/100とする。
杭－地盤相互作用	ばね力を調整する比例係数PFACTを地表面付近で低減する設定。地表面から2.5mまでは0.2, 5mまでは0.72。
境界条件	側方粘性境界, 底面粘性境界を配置。

する降伏曲面を設定しているが、提案法は、正負の方向で異なる降伏曲面を設定していることが大きな特徴である。なお、図中に M_u-N 関係を示しているが、トリリニアでモデル化しているため M_u を超えても同じ勾配で曲げモーメントが増加する設定となっている。

4. 三次元FEM解析で求めた鋼管杭の $M-\phi$ 関係を用いた二次元有効応力解析

(1) 解析条件

著者らによる文献5)の検討では、鋼管杭の被災状況を概ね再現できていた。その条件をもとに、3.で求めた $M-\phi$ 関係を適用した場合の効果の検証を行う。文献5)の検討では、図-13に示す有限要素分割を用い、表-2に示す解析条件、表-3に示す地盤定数、表-4に示す上部工の解析定数を用いた。鋼管杭のモデル化は表-5に示す解析定数を用いた。三次元FEM解析で求めた $M-\phi$ 関係は、評価区間が0.174～0.21mであったため図-14示すように従来の有限要素分割に対して塑性化が予想される地点では、梁要素を0.1mピッチで細分化した。入力地震波はポートアイランドのGL-83mで観測された波形を岸壁法線直角方向に方位変換した水平方向の地震波と、鉛直方向の地震波の2方向入力とした（図-15参照）。

表-3 地盤定数

土層名	湿潤 密度	間隙 率	変形特性					
			初期 せん断 剛性	基準 化拘束 圧	拘束圧 依存 係数	内部 摩擦 角	粘着 力	履歴 減衰 上限値
	ρ_t (t/m^3)	n	G_{ma} (kPa)	$\sigma_{ma'}$ (kPa)	m	ϕ_f ($^\circ$)	c (kPa)	h_{max}
As1	1.8	0.45	111900	98.0	0.5	40.7	0	0.24
Ag1	2.0	0.45	226500	98.0	0.5	44.4	0	0.24
Dc1	1.9	0.44	51000	43.4	0.0	0.0	150	0.20
埋立土	1.8	0.45	65840	98.0	0.5	38.9	0	0.24
捨石	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
裏込土	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
Ac1	1.5	0.67	3750	5.0	0.5	25.0	0	0.20
Dc2	1.7	0.55	34000	86.4	0.0	0.0	100	0.20
Dg1	2.0	0.45	228200	98.0	0.5	44.5	0	0.24

土層名	液状化特性						
	変相角	液状化パラメータ					S_{us} (kPa)
	ϕ_p ($^\circ$)	W_1	P_1	P_2	C_1	S_1	
As1	28.0	20.0	0.50	0.764	1.00	0.005	
埋立土	28.0	6.0	0.50	0.98	1.80	0.005	
Ag1	28.0	21.2	0.50	0.281	14.67	0.005	200
Dg1	28.0	21.4	0.50	0.27	14.67	0.005	

W_1 : 液状化の全体の挙動を規定するパラメータ

P_1 : 液状化の前半の挙動を規定するパラメータ

P_2 : 液状化の後半の挙動を規定するパラメータ

C_1 : 液状化するためのせん断応力比の下限値に関するパラメータ

S_1 : 液状化の終局強度を規定するパラメータ

S_{us} : Steady state状態における最大せん断応力

表-4 上部工の解析定数

	断面積 (m^2)	M_c ($kN \cdot m$)	M_y ($kN \cdot m$)	M_u ($kN \cdot m$)	ϕ_c ($1/m$)	ϕ_y ($1/m$)	ϕ_u ($1/m$)
海側杭頭	1.21	5.68E+2	1.63E+3	3.08E+3	1.80E-4	2.19E-3	2.97E-3
中間杭頭	1.21	5.78E+2	1.83E+3	3.47E+3	1.80E-4	2.25E-3	2.83E-3
陸側杭頭	1.21	5.88E+2	2.05E+3	3.87E+3	1.80E-4	2.23E-3	2.70E-3
床版梁	0.84	5.00E+2	7.35E+2	8.22E+2	1.80E-4	1.66E-3	5.90E-3

表-5 鋼管杭の解析定数

	従来法 (バリエア)		提案法 (トリニア)						
	M_p ($kN \cdot m$)	ϕ_p ($1/m$)	αM_y ($kN \cdot m$)	M_p ($kN \cdot m$)	M_u ($kN \cdot m$)	$\alpha \phi_y$ ($1/m$)	ϕ_p ($1/m$)	ϕ_u ($1/m$)	
$\phi 700t9$	1.27E+3	5.30E-3	1.17E+3	1.25E+3	1.26E+3	4.84E-3	1.49E-2	1.70E-2	
$\phi 700t10$	1.41E+3	5.30E-3	1.30E+3	1.39E+3	1.40E+3	4.86E-3	1.50E-3	1.80E-2	
$\phi 700t12$	1.68E+3	5.32E-3	1.55E+3	1.66E+3	1.77E+3	4.88E-3	1.55E-3	8.69E-2	
$\phi 700t14$	1.95E+3	5.33E-3	1.81E+3	1.94E+3	2.15E+3	4.91E-3	1.62E-2	1.12E-1	

※ バリエアの二次勾配はゼロ

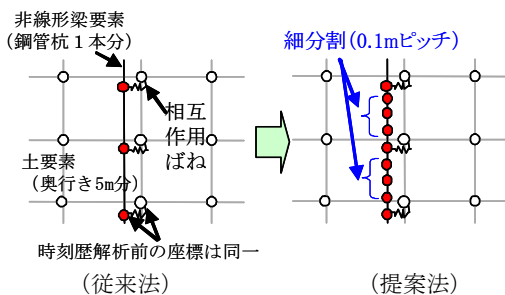


図-14 鋼管杭のモデル化

(2) 解析結果と考察

栈橋上部工の海側地点の水平変位時刻歴を図-16に示す。従来法と提案法は鋼管杭の梁要素のモデルの違いによらず、同一の挙動をしていることがわかる。

図-17に鋼管杭の曲率分布図を示す。従来法に関しては、曲率の評価のため、最大発生軸力を考慮した ϕ_p と、

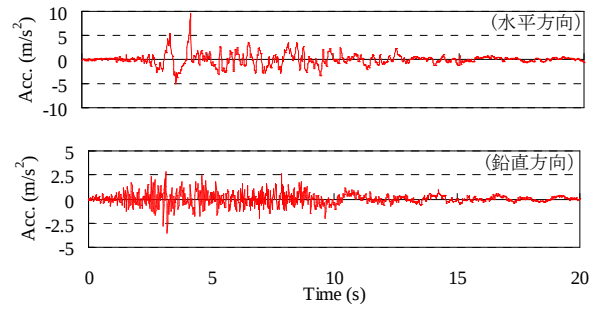


図-15 入力地震動

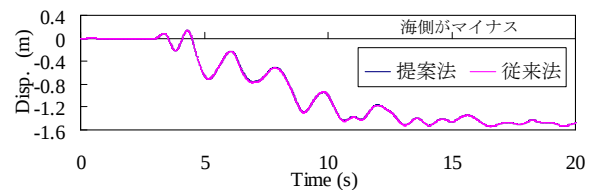


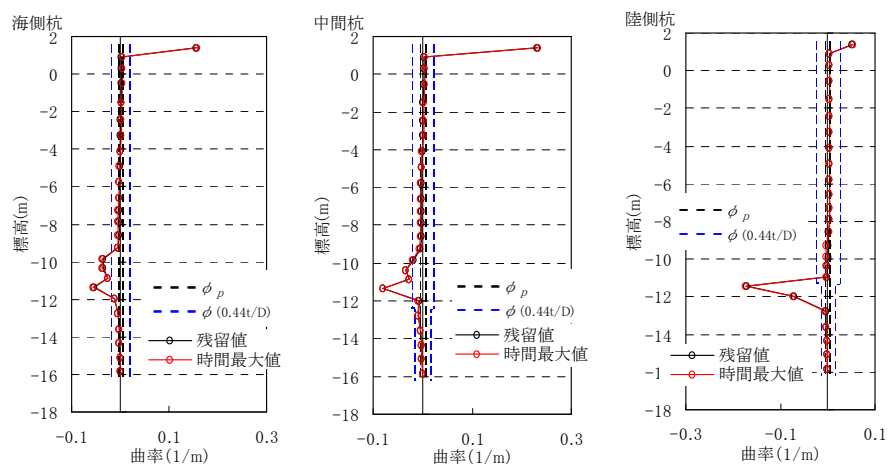
図-16 栈橋上部工の水平変位時刻歴

局部座屈発生下限となる縁ひずみ $0.44t/D$ に対応する曲率を破線で示す。同様に提案法に関しても、最大発生軸力を考慮した ϕ_p と ϕ_u を破線で示している（陸側杭のみ引張軸力が作用していた）。また、提案法の曲率は、評価区間が概ね $0.2m$ であるため $0.1m$ メッシュ部分は2節点の平均値を表記した。

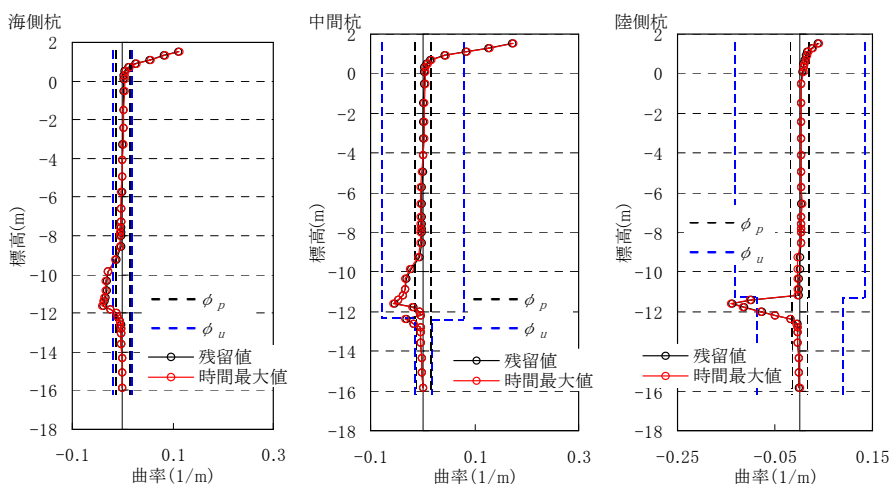
従来法の結果は、すべての杭で杭頭部と地中部の2箇所局部座屈ひずみを超える曲率が発生している。陸側部の杭頭部では5本中1本しか局部座屈が発生していなかった事実と異なる結果で、中間杭の地中部の局部座屈発生位置も板厚変化部とならなかった。また、従来法では、局部座屈ひずみを超えていることを把握できるが、耐力（曲げモーメント）の低下局面に至っているのか判断することはできない。

一方、提案法の陸側杭の杭頭部では ϕ_p を超えているものの耐力低下局面へ移行する終局曲率 ϕ_u 以下であることがわかった。図-18に杭頭部の曲げモーメントと軸力の履歴曲線を示す。 $M_p \sim N$ 曲面は超えているものの、 $M_u \sim N$ 曲面までは十分余裕があることがわかる。また、杭頭部に作用する最大軸力（引張）と曲げモーメントを作用させて三次元FEM解析を行い、二次元有効応力解析と同等の曲率になった際の変形図を図-19に示す。見た目では局部座屈を把握することは困難なレベルの変形である。したがって、明瞭な局部座屈が生じる曲率レベルには達しておらず被災事例を再現できている。また、陸側杭地中部ではAs1層とAg1層の境界（板厚変化点近傍）で ϕ_u を超える曲率が生じており、被災事例と整合する。

中間杭に関しては、杭頭部で ϕ_u を大きく超える曲率



(従来法)



(提案法)

図-17 鋼管杭の曲率分布

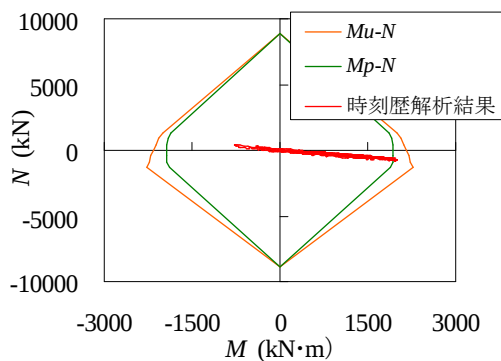


図-18 陸側杭杭頭部の曲げモーメントと軸力の履歴曲線

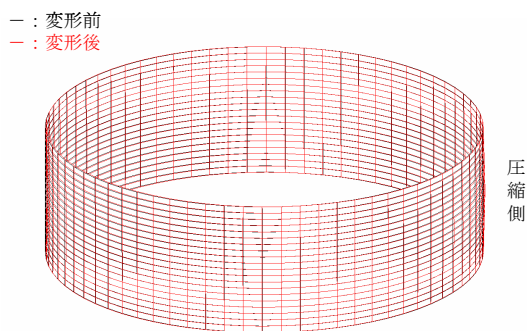


図-19 陸側杭の杭頭部の変形状況

が生じ、地中部の板厚変化部でも ϕ_u を上回る結果となった。地中部に関しては従来法では再現できていなかった部分である。

海側杭に関しても、杭頭部では ϕ_u を大きく上回る曲率が発生し、地中部でも ϕ_u を上回っている。ただし、 ϕ_u を上回る区間が2m程度となって局所的な折れ曲がりとは再現できていない。これらの原因としては、杭と地盤の相互作用を考慮するための「杭―地盤相互作用ばね」

が従来法と同じ0.5～0.7mピッチでしか配置されていないことが影響しているものと考えられる。

以上の結果をまとめると、海側杭、中間杭では2箇所 ϕ_u を超えているものの、陸側杭は地中部1箇所 ϕ_u を超えてるだけで、杭頭部は耐力に余裕がある状態であった。そのため、構造的な不安定状態には至っていないものと評価できる。実際に、被災直後にも緊急物資輸送用の岸壁として利用されていた。

5. まとめ

T 栈橋の二次元有効応力解析プログラムを用いた被災事例の再現計算において、従来は、鋼管杭を全塑性モーメントで折れ点とするバイリニア型の非線形梁要素でモデル化し、比較的粗いメッシュで計算していたため、詳細な座屈発生位置や耐力の低下状況まで把握することは困難であった。そこで、本論文では、シェル要素を用いた三次元 FEM 解析で局部座屈を考慮した鋼管杭の $M-\phi$ 関係を求め、二次元有効応力解析に導入する方法を提案した。

鋼管杭の三次元 FEM 解析は、象の足座屈モードの座屈波長に相当する有効破壊長を評価区間として採用し、上下縁端部に軸力を作用させた状態で強制回転角を与え曲げモーメントと曲率の関係を把握した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 三次元 FEM 解析による $M-\phi$ 関係は、降伏曲率の 3~4 倍程度までは断面分割計算で求めた $M-\phi$ 関係と良好に一致しているが、曲率の増大とともに乖離が生じ、板厚が薄い $\phi 700t9$ では局部座屈の影響で曲げモーメントが減少し、板厚が厚い $\phi 700t14$ ではひずみ硬化の影響で曲げモーメントが増大する結果となった。
 - 2) 圧縮軸力 $P/P_y=+0.15$ を作用させると、 $P/P_y=0$ と比べて鋼管杭の降伏以降、全般的に曲げモーメントは低下するが、引張軸力 $P/P_y=-0.15$ を作用させると、 ϕ/ϕ_y が 5~10 を超えるあたりから曲げモーメントが $P/P_y=0$ の値を上回る。引張軸力作用時には、中立軸が圧縮側に寄るため、引張領域が広く、引張に対するひずみ硬化が効いているものと考えられる。
 - 3) $M-\phi$ 関係における指標として、初期剛性の $1/100$ となった時点をも (M_p, ϕ_p)、 M_p 後においても耐力を保持する終局点として (M_u, ϕ_u) を整理した。軸力比 ± 0.15 の範囲では、 ϕ_p/ϕ_y は 3.1~4.4 の範囲で大きな差は生じなかった。一方、 ϕ_u/ϕ_y は 3.9~36.8 の範囲となり、圧縮軸力の増加にともない減少し、板厚が厚いほど大きな値を示した。 $\phi 700t9$ と $\phi 700t10$ に関しては、 $P/P_y=-0.05$ (引張) から 0.0 にかけて急激に ϕ_u/ϕ_y が小さくなり、 $P/P_y \geq 0.0$ の範囲では ϕ_p/ϕ_y と同等レベルの値となった。
- 三次元 FEM 解析で求めた $M-\phi$ 関係を二次元有効応力解析に取り入れるため、非線形梁要素はトリリニアでモデル化し、有効破壊長を考慮するためメッシュ分割を細分化する手法を提案した。その結果、以下の結論を得た。
- 4) 栈橋上部工の水平変位時刻歴は、従来法と提案法で差異は生じなかった。
 - 5) 陸側杭の杭頭部に変形状況に関して、従来法では、

局部座屈の発生限界曲率を超え、被災状況と異なる評価であったが、提案法では ϕ_p は超えるものの、 ϕ_u まで十分な余裕がある結果となり、被災状況を再現できた。

- 6) 中間杭の地中部の板厚変化点に関しても、従来法では局部座屈の発生限界曲率以下であったが、提案法では ϕ_u を超える結果を再現できた。

このように、提案法を用いることで、局部座屈の発生位置や残存耐力の評価を改善することができた。

今後の課題としては、海側杭の地中部の局所的な座屈状況の再現が完全ではなかったため、土要素の細分化まで含めた検討が必要である。また、本手法の実務適用に向けて、港湾で用いられる鋼管杭サイズに対する $M-\phi$ 関係の指標を定式化することが必要と考えられる。

参考文献

- 1) Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, and Tomohiro Kameoka : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 2) 南 兼一郎, 高橋邦夫, 横田 弘, 園山哲夫, 川端規之, 関口宏二 : 神戸港 T 栈橋の地震被害状況と静的および動的解析, 基礎工, Vol.25, No.9, pp.112-119, 1997.
- 3) 南 兼一郎, 高橋邦夫, 園山哲夫, 横田 弘, 川端規之, 関口宏二, 辰見ター : 神戸港における横栈橋の被害調査と動的相互作用解析, 第 24 回地震工学研究発表会, pp.693-696, 1997.
- 4) 小堤 治 : 液化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究, 京都大学学位論文, 2003.
- 5) 塩崎禎郎, 長尾 毅, 小堤 治, 宮下健一郎 : 二次元有効応力解析による直杭式横栈橋の被災事例の再現計算, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.65, No.1, pp.881-891, 2009.
- 6) (財) 沿岸技術研究センター : 港湾構造物設計事例集, 2007.
- 7) S. Gao, T. Usami and H. Ge : Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, Journal of Engineering mechanics, ASCE, pp.176-183, 1998.
- 8) 耐震設計 WG : 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 鋼構造委員会鋼構造技術小委員会, 土木学会, 1996.
- 9) 大田孝二, 中川知和, 中村聖三, 水谷慎吾, 小林洋一, 野中哲也 : 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, 97-12, pp.33~39, 1997.
- 10) (社) 土木学会鋼構造委員会, (社) 日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会 : 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, pp.286~287, 2000.

A NUMERICAL SIMULATION OF OPEN-TYPE WHARVES ON VERTICAL PILES BY THE TWO-DIMENTIONAL EFFECTIVE STRESS ANALYSIS CONSIDERING LOCAL BUCKLING

Yoshio SHIOZAKI, Takashi NAGAO, Osamu OZUTSUMI and Kenichirou
MIYASHITA

To simulate the local buckling of steel pipe piles on damaged open-type wharves, we revised model parameters in the two-dimensional effective stress analysis as follows in previous study: 1) The appropriate modeling of shear strength of soil around the piles; 2) Using the real yield strength of steel pipe piles, not a standard value. However, using the bi-linear beam element for piles, which are divided in coarsely, it is difficult to grasp the detailed local buckling position and residual strength. In this paper, the $M-\phi$ relationships of steel pipe piles in consideration of the local buckling are obtained by three-dimensional FEM analysis using shell elements. It has been found that the accuracy of the numerical simulation is improved by the $M-\phi$ relationships.