

鋼管直杭式棧橋の地震時保有耐力法の適合性に関する研究

Study on Application of Ductility Design Method to Open-Piled Piers with Vertical Steel Piles

鈴木 孝幸*, 上田 茂**, 横田 弘***, 池内 智行**, 石田 誠****

Takayuki SUZUKI, Shigeru UEDA, Hiroshi YOKOTA, Tomoyuki IKEUCHI, Makoto ISHIDA

*(株)日本港湾コンサルタント, 首都圏事務所 (〒141-0031 東京都品川区西五反田7丁目1番9号)

** 工博 鳥取大学, 工学部 (〒680-8552 鳥取県湖山町南4丁目101番)

***工博 運輸省港湾技術研究所, 構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3丁目1番1号)

**** 工修 鳥取大学 工学部, 大学院 (〒680-8552 鳥取県湖山町南4丁目101番)

A series of numerical analysis has been carried out to investigate the reason for causing local failure to an open piled wharf with vertical steel pipe piles during 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. During the analysis, a comparison was made between the results of nonlinear dynamic analysis and nonlinear static analysis (push-over analysis) and the applicability of the push-over analytical method to a seismic design tool was discussed. It was found that seismic loads that were equivalent to the seismic coefficient of 0.5 damaged the wharf. The maximum acceleration calculated at the deck of the wharf from nonlinear dynamic analysis was larger than that by push-over analysis; and the maximum horizontal displacement was almost the same. From the analysis, the applicability of a ductility design method with push-over analysis was confirmed.

Key Words: Open piled wharf, Nonlinear dynamic analysis, Push-over analysis, Ductility design method, Seismic design

1. まえがき

1999年4月に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾(以下、技術基準と呼ぶ)では、耐震設計法が許容応力度法から地震時保有耐力法へと移行した。保有耐力法は、エネルギー一定則により、非線形の応答結果と線形の応答結果が等価になると仮定して保有耐力を求め、これが地震力より大きければよいとする考え方である。しかし、非線形領域での荷重変位関係を特定する非線形解析の適合性を実際の被災事例と比較し、その再現性を検証したものは少ない。また、棧橋は地盤と構造物が互いに干渉しながら変形する。非線形挙動をする地盤との相互作用を考慮した荷重変位関係には、エネルギー一定則で考慮する初期の弾性域が明確に存在しないため、一般に線形応答に等価な保有耐力の特定が困難である。さらに、地震力は構造物に何度も方向を変えて作用する繰返し荷重である。一方向から載荷した場合の静的非線形解析の考え方は、実際の地震時挙動

を合理的に説明するものの、海底面が傾斜した棧橋では、荷重の作用方向によって保有耐力が異なる。このような場合において、その損傷イベントの発生状況と破壊メカニズムについて検討し、保有耐力法の適用性を検証したものはほとんどない。

本研究ではこうした課題を中心に、兵庫県南部地震で上部コンクリートが破壊し、杭頭部が局部座屈する被害を受けた鋼管直杭式棧橋の被災事例を基に、実現象とプッシュオーバー解析に基づく静的非線形解析(以下、静的解析と呼ぶ)、ならびに非線形動的応答解析(以下、動的解析と呼ぶ)の結果を比較照合し、現行の耐震設計法の適合性について検証した。

2. 棧橋の構造概要

この棧橋は、埋立土砂大量輸送ベルトコンベヤシステムの終端に位置する海上船積棧橋で、海岸線から沖合30mの海上に突き出す形で建設された長さ170m、幅9.8mの突堤式棧橋である。図-1に法線平行方向の側面図を示す。

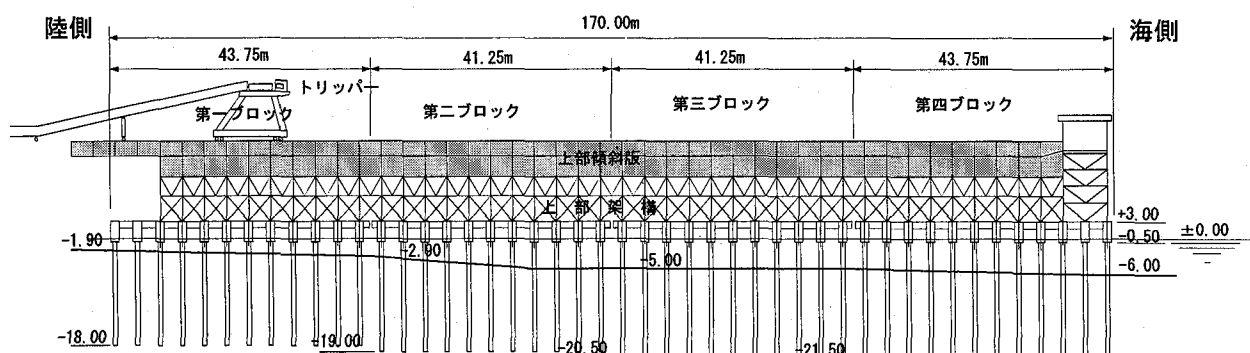


図-1 法線平行方向の側面図

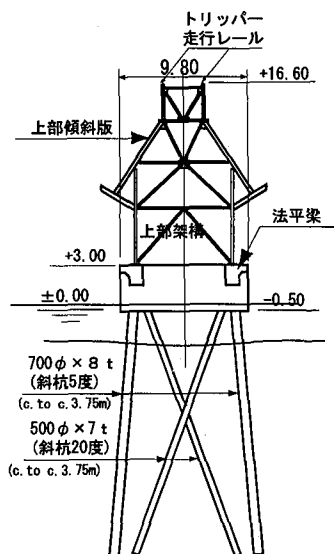


図-2 法線直角方向の標準断面

栈橋の全長 170m は四つのブロックに分割され、各ブロックの長さは、陸側の第一ブロックと海側先端部の第四ブロックが 43.75m、中央部の第二ブロックと第三ブロックは 41.25m である。

図-2に法線直角方向の標準断面を示す。700φと 500φの鋼管杭を用いた組杭式で、土運船の接岸力に抵抗するため法線直角方向は斜杭になっている。法線方向(長手方向)の打ち込み間隔は 3.75m である。主要部材の断面性能は表-1 に示すとおりである。

表-1 主要部材の断面性能

	断面諸元 (mm)	断面積 (cm ²)	許容応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
法平梁	700b×1200h×2本	8400	15	18.4
鋼管杭	700φ×7.22t(8t)×2本/列	156.78	240	210
"	500φ×6.02t(7t)×2本/列	93.05	"	"

注：断面諸元のカッコ内の値は廃食前の肉厚

栈橋上にはベルトコンベヤーで搬送された土砂を土運船に投入するトリッパーが走行する架台(上部架構)が構築され、その走行レール面は海面上+16.6m の位置にある。上部コンクリートの形状は図-3に示すとおりである。-0.5m から+1.8m までの杭頭部分はプレキャストコンクリートブロック、+1.80m 以上は場所打ちコンクリート方式で施工されている。杭頭部は、予め陸上で製作した中空ユニット(長さ 9.8m、幅 1.35m、高さ 2.3m)を鋼管杭にはめ込み、ブロックと鋼管杭の隙間に中詰コンクリートを充填して固定する方法で施工したものである。杭頭部は幅 0.7m、高さ 1.2m の 2 本の法線平行方向梁(以下、法平梁)で長手方向に連結されている。この栈橋に床版はない。海底地盤は第二ブロックと第三ブロック境界付近までは、約 1/10～

1/20 の比較的急な勾配で傾斜しているが、それより先は第四ブロック先端部までほぼ-5.0～-6.0m の滑らかな斜面を形成している。基礎地盤は砂質土で N 値は、海底面下-3m 付近までは 5～20 で比較的柔らかいが、それより深くなると 40 以上の固い砂地盤である。

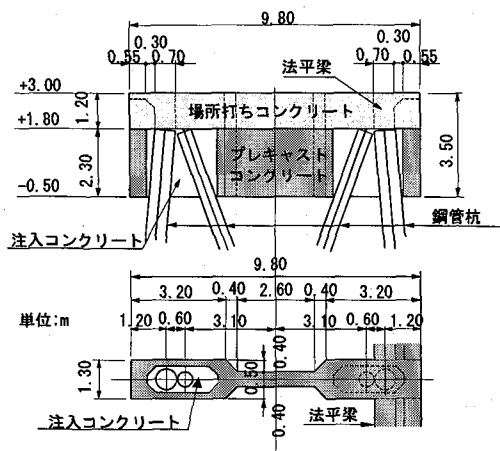


図-3 上部コンクリートの形状

3. 被災状況

被災は栈橋本体のみに生じ、周辺地盤の液状化・流動化現象等は見られなかった。

3.1. 栈橋上部コンクリートの被災

第一ブロックと第四ブロックの法平梁に幅 0.5～2.0mm のひびわれが発生した。図-4の矢印で示した着色部がひびわれ発生位置で、数値は表面のひびわれ幅(単位 mm)である。クラックスケールで測定した。

3.2. 鋼管杭の座屈

座屈鋼管杭の被害調査は、第一次調査から第三次調査まで、3 回実施した。震災直後の一次調査で杭頭部が座屈している鋼管杭を図-5に示す 19 本確認した。いずれも 700φの杭で 500φは、被災していなかった。座屈部は杭表面に付着していたカキ殻が剥がれ落ち、鋼管杭の地肌が露出していたため、その変状を容易に識別することができた。ブロック別の本数は、海底水深の浅い第一ブロックが最も多く、沖合に行くに従って減少し、水深の深い第四ブロックではゼロであった。二次調査では、変状箇所の有無を再確認するとともに、全ての鋼管杭について直行する二方向(東西、南北)の杭径を大型ノギスで測定した。その結果、座屈杭頭部は、長手方向の南北面に凹凸が生じ、短手方向の東西面に異常はなく、この栈橋は陸から海、若しくは海から陸の南北方向に作用した地震力で被災したことが分かった。

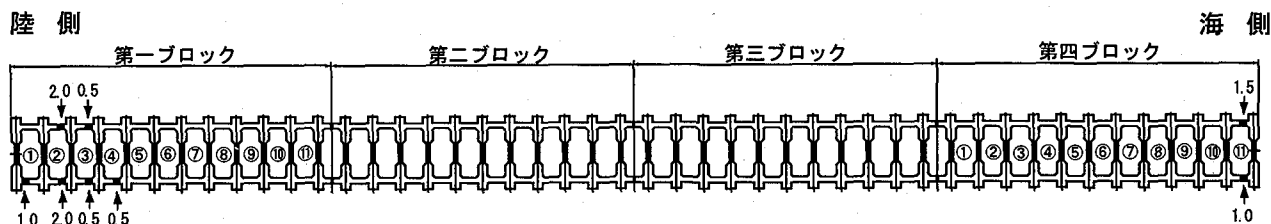
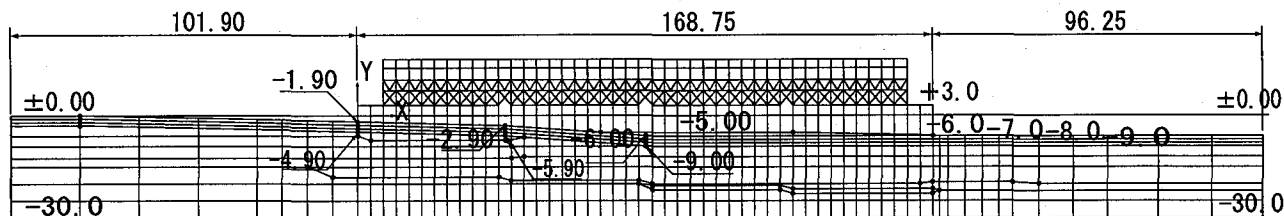
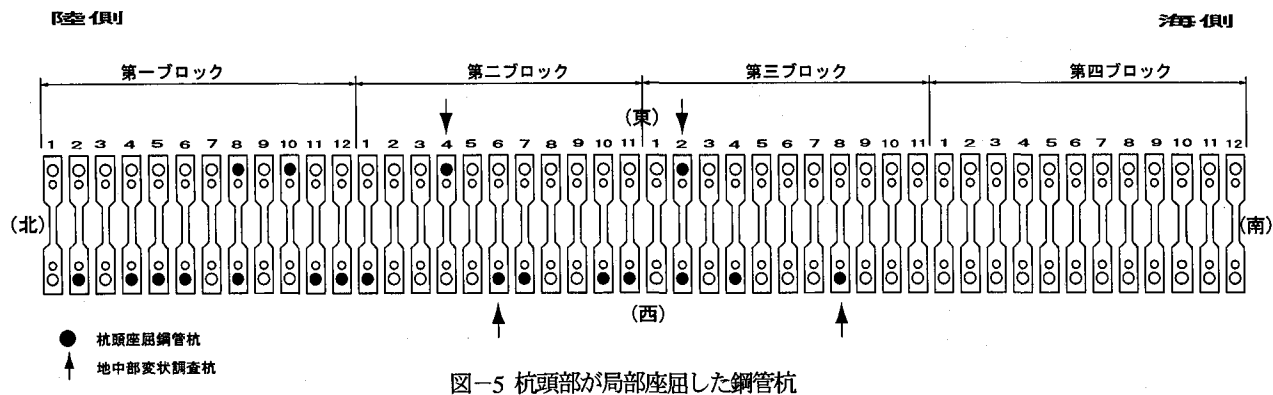


図-4 法平梁のひびわれ発生位置



第三次調査では、一次調査で変状が確認された図-5に矢印で示す700φの杭4本の海底面をグラブ浚渫船で4m掘り下げ、地中部の変状についても調査した。700φの地中部最大モーメント発生位置は、概ね海底面下0.5～1.8mの位置にある。調査は20cmごとに海底面下の杭径をノギスで測定した。調査した杭4本全てが南北方向、東西方向ともに、杭径は700±4mmの範囲内にあり、着目すべき大きな異常はなかった。

3.3. 上部架構

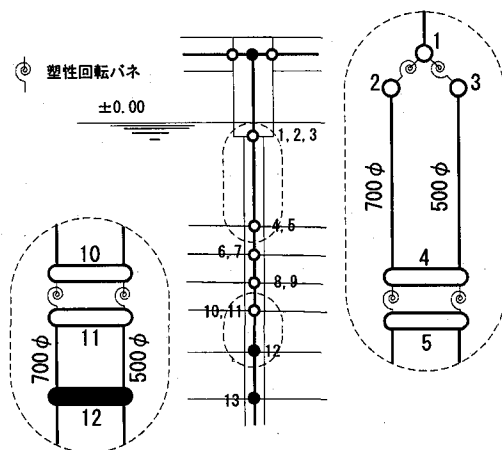
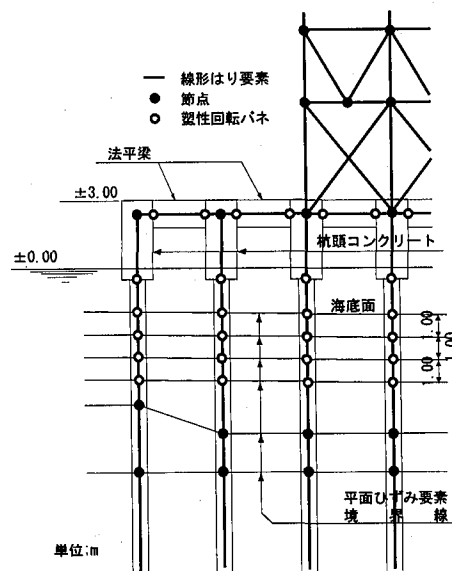
薄形鋼やL形鋼の組合せ部材で構築された上部架構の支柱や斜材、それに鋼板とコンクリートの合成材である上部傾斜版には被害はなかった。

4. 静的解析

4.1. 解析モデルの構造

(1) 概要

図-6に解析モデルの全体構造を示す。栈橋本体、上部架構と地盤を二次元有限要素モデルに置き換えた。この栈橋構造は、厳密には三次元であるが、解析手法上の制約、また被災モードが長手方向に作用した一方のみの慣性力によるものであること等より、二次元モデルで解析するものとした。上部架構と栈橋コンクリート上部工、ならびに鋼管杭は、はり要素、地盤は平面ひずみ要素に置き換えた。後述する動的解析にも適用することを前提に、地盤は深さ-30mまで、左右の側方地盤は栈橋端部から陸側は101.90m、海側は96.25mまでモデル化した。地盤の応力-ひずみ関係の非線形性は、修正ROモデルで表現した。鋼管杭と法平梁の非線形性は、図-7に示す位置に塑性回転バネを配置し、軸力方向力(P)の変動も含めた曲げモーメント-曲率関係(M-P-φ)を考慮した。塑性回転バネは被災状況、ならびに最大曲げモーメント発生位置を考慮して配置した。はり



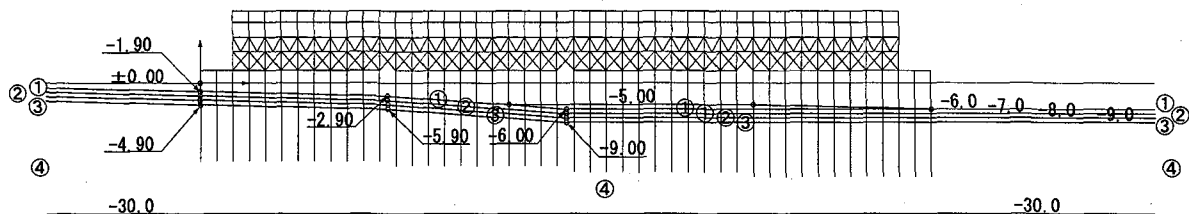


図-9 地盤条件モデル

要素として鋼管杭の剛性を組み込む部分には、図-8に示すとおり、はり要素を2本配置して、それぞれの要素には、700φと500φのそれぞれに2本分の剛性を与えた。前掲の図-7に示した塑性回転バネを配置する部分には、杭頭部は三重節点、地中部は二重節点構造として、その接点間にバネ要素を組み込んだ。杭頭の節点1-2間には700φの塑性回転バネ、1-3間に500φの塑性回転バネを設けた。地中部の節点は、地盤と変位を共有するため、回転変位のみバネを介して連結する自由度を考慮した。

このモデルでは、杭は解析平面に対して直交する方向に連続した壁面として取り扱われるため、杭と地盤の相互作用をできるだけ現地の条件に適合させる解析上の工夫が求められる。ここでは、杭の横方向地盤反力の分布幅は、杭の投影面積に等しいものと仮定し、地盤モデルの幅を杭幅と同等に設定した。700φと500φがそれぞれ2本ずつ、合計2.4mを解析モデルの地盤幅とした。三次元的な地盤反力の広がり解析上、どのように二次元モデル化するかは今後の研究課題である。

(2) 地盤モデル

図-9に地盤条件モデル図を示す。各土層の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数は、表-2のとおり定めた。海底面下3mまでの土層番号①～③の初期弾性係数は、今井らにより提案されたN値からの回帰式⁹⁾で V_s を求め、④は現位置試験(PS 検層)結果を適用した。地盤のひずみ依存曲線は、動変形試験の結果を任意の拘束圧に対応させる必要があるため、ここでは技術基準に示されている標準曲線を参照し、これを線形補間して定めた。図-10にこれらの定数から求めた $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線を示す。海底面下3m以深の土層番号④は、平均

表-2 地盤の物性値

土層番号	平均N値	初期せん断弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	初期減衰定数
①	4	42300	0.49	20.0	0.023
②	13	94300	0.49	20.0	0.023
③	22	136000	0.49	20.0	0.023
④	45	222000	0.49	20.0	0.023

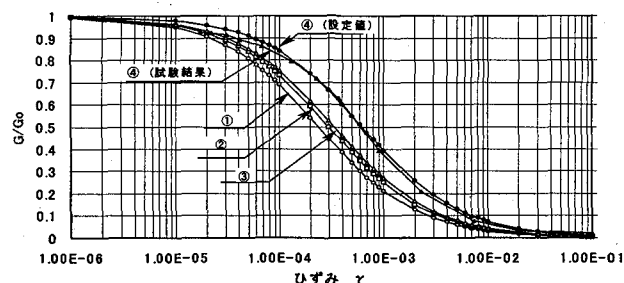


図-10 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線

有効主応力 $\sigma'_v = 117 \text{ kN/m}^2$ の曲線を示した。同一拘束圧での動変形試験結果と比較すると、設定値は試験結果とほぼ一致していることが分かる。

(3) 鋼管杭の塑性回転バネ

杭頭部と地中部に配置した鋼管杭の塑性回転バネの曲げモーメント～曲率関係は、図-11に示すパイリニア型とした。降伏耐力は軸力変動の影響を考慮した。曲げモーメントと軸方向力の相関関係は、鋼管杭の応力が図-12に示す全断面で降伏強度に達した応力状態を考慮し、次式³⁾で算定した。

$$M_{PC} = 4R^2 t \sigma_y \sin \alpha \quad \cdots \cdots (1)$$

$$P = 2Rt(\pi - 2\alpha)\sigma_y \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、 M_{PC} ：全断面塑性モーメント(kN.m)、 R ：鋼管杭の外半径 (m)、 t ：肉厚 (m)、 σ_y ：降伏強度 $2.40 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ (STK400)、 P ：軸方向力(kN)、 α は軸方向力の大きさによって、図-12で定義される角度である。局部座屈については、その影響が小さいため、ここでは考慮しなかった。また、精緻な解析のためには、鋼管杭の実強度を用いるべきであるが、今回は、引張強度試験を実施できなかったため、規格値を用いることとした。

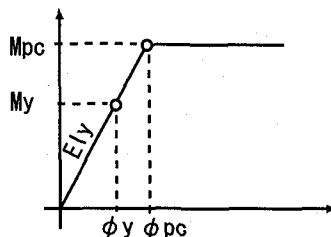


図-11 塑性回転バネの曲げモーメント曲率関係(鋼管杭)

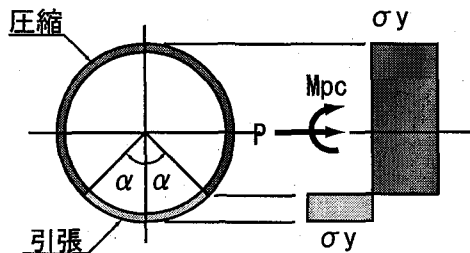


図-12 鋼管杭の断面応力

図-13に杭径別の計算結果を示す。なお、ここに適用した杭の肉厚は、実測値を参照した。地中部の塑性回転バネの計算に用いた肉厚は、杭全長にわたって超音波肉厚測定計で計った杭76本の平均値を適用し、杭頭部は局部的に肉厚が減少していることが確認されたため、杭全長平均の肉厚をさらに1mm減厚した。

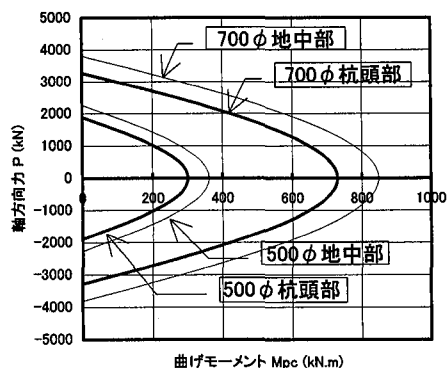


図-13 鋼管杭のM-P 相関曲線

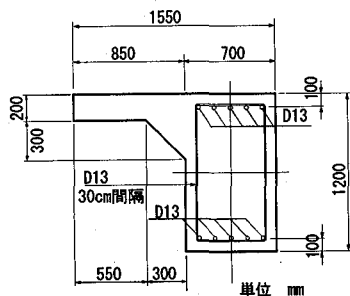


図-14 法平梁の断面形状

表-3 法平梁の断面性能諸元

		単位	寸法 性能諸元
断面寸法	幅 (b)	cm	70
	高さ (h)	cm	120
コンクリート	弾性係数 (E_c)	N/mm ²	1.84×10^4
	設計基準強度 (f_c')	N/mm ²	15
	曲げ引張強度 (f_t)	N/mm ²	1.4
鉄筋	弾性係数 (E_s)	N/mm ²	2.1×10^5
	引張強度 (f_y)	N/mm ²	300
	引張鉄筋 (A_s)	cm ²	25.34
	圧縮鉄筋 (A_s')	cm ²	25.34

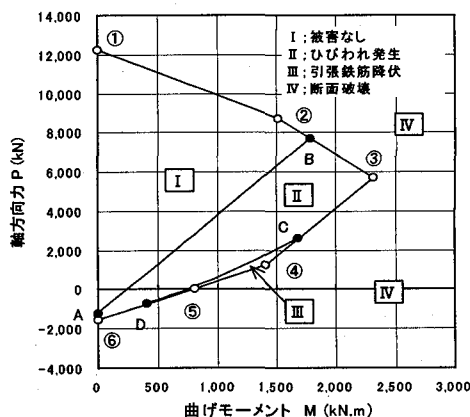


図-15 法平梁のM-P 相関曲線

(4) 法平梁の塑性回転バネ

法平梁の断面形状ならびに断面性能諸元は、図-14および表-3に示すとおりである。圧縮強度は、採取したコアの圧縮試験結果を用いた。弾性係数 E_c は、試験結果にバラツキがあった

め、コンクリート標準示方書に示される一般的な圧縮強度との関係¹⁾から推定した。

図-15に法平梁のM-P 相関曲線を示す。これは法平梁2本分の耐力である。図の直線ABはひび割れ限界、曲線CDは引張鉄筋初降伏時、①~⑥の各点を結ぶ折線は、断面破壊の終局限界を示す。図-16に軸方向力 $P=1208\text{kN}$ の④の位置における曲げモーメント-曲率関係を示す。初降伏から終局に至るまでの曲げモーメントの増加が極端に小さい。引張鉄筋が降伏すると、梁はわずかなモーメントの増加で破壊が急激に進行する。このように降伏時と終局時の耐力に大きな差がないため、本研究では、降伏剛性を終局モーメントまで延伸し、M-φ関係を図に点線で示すトリリニア型に置き換えてモデル化した。

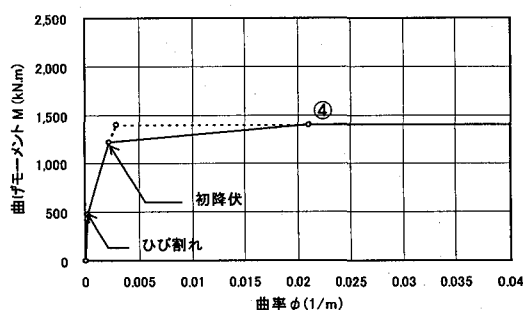


図-16 法平梁のM-φ関係($P=1208\text{kN}$)

4.2. 解析方法

加速度の増分を1ステップ2Galとして震度に換算し、500ステップ(1000Gal)まで段階的に載荷した。荷重作用方向は、前述の被災状況を考慮し、陸から海(case1)と海から陸(case2)の2ケースとした。解析は、水平力を段階的に載荷する荷重漸増解析とした。その際、自重の影響を初期応力として考慮した。鋼管杭の自重は、各要素に単位体積重量を与え、栈橋上部工は、各節点に作用する集中荷重に置き換えた。トリッパーは、被災時の位置にあわせ、第一ブロックの陸側に載荷した。トリッパーを含めた栈橋の総重量は、56900kNである。

4.3. 解析結果

(1) 概要

図-17に case1(地震水平力作用方向が陸→海)、図-18に case2(同、陸←海)の構造全体の変形状況を示す。これは加速度が500Gal(250ステップ)のときの変位である。栈橋上部工の変位量は表-4のとおりである。case1で約17cm、case2で約16cmとなった。栈橋上部コンクリート各ブロックは、構造的に分離しているが上部架構で連結されているため、ブロック間の相対変位は、ほとんど生じていない。上部コンクリートは、ほぼ一体となって変形している。表-4には法平梁に生ずるひずみ量も合わせて示した。case1では引張力、case2では圧縮力が作用する結果となった。

(2) 荷重-変位曲線

図-19に case1、図-20に case2の荷重変位曲線を示す。荷重は、栈橋に作用する水平力を加速度に置き換えて示した。980Galが56900kNに相当する。この荷重変位曲線は、各プロ

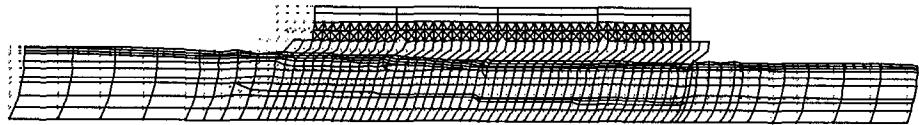


図-17 変形図(case1, 500Gal)

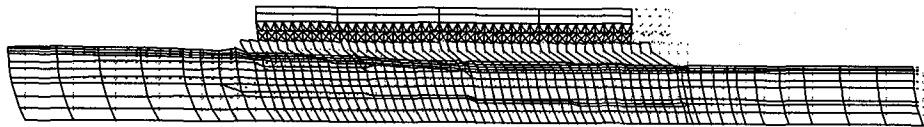


図-18 変形図(case2, 500Gal)

表-4 栈橋上部工の変位量(500gal)

CASE	部材位置		水平変位量(cm)		法梁の ひびみ (μ)
			陸側端 部	海側端 部	
1	上部工	第一ブロック	17.38	17.42	-9.62
		第二ブロック	17.64	17.66	-6.54
		第三ブロック	17.78	17.78	-0.62
		第四ブロック	17.78	17.78	-0.19
	上部架構		17.73	17.73	0
2	上部工	第一ブロック	-15.56	-15.63	15.83
		第二ブロック	-15.98	-16.01	7.31
		第三ブロック	-16.13	-16.13	0.14
		第四ブロック	-16.13	-16.13	0.27
	上部架構		-16.05	-16.05	0

表-5 荷重変位曲線の変曲点

	第一変曲点		第二変曲点	
	加速度 (Gal)	変位 (cm)	加速度 (Gal)	変位 (cm)
case1	500	6.5~8.3	800	27.0~31.0
case2	530	4.5~7.7	850	21.0~29.0

た。地震力が陸から海の方に作用する case1 の方が終局限界時の作用荷重は小さく、変位は大きくなる結果となった。

(3) 損傷イベントの発生状況

図-21~23に杭と法平梁の塑性回転バネが塑性化する際の加速度(降伏加速度)を示した。横軸は塑性回転バネの位置、縦軸はそのバネが塑性化する際の加速度である。荷重作用方向によって損傷イベントの発生順序に違いが見られ、case1 では法平梁が杭より先に降伏する結果となった。250Gal で海底水深の浅い第一ブロックの陸側から順に降伏し始め、410Gal で第一ブロック全ての法平梁が塑性化する。図-24は、第一ブロックの第6中間支間の塑性回転バネに作用する曲げモーメントと軸方向力を M-P 相関図上にプロットしたものである。梁に引張力が作用する case1 では、326Gal で耐力の限界に達するが、圧縮力が作用する case2 では、1000Gal になっても降伏していない。

ックの中央にある杭に着目し、その杭頭変位量を海底面から 3m 下がった節点からの相対変位量で示してある。これは、杭径 700 ϕ ($\beta=0.376\text{m}^{-1}$) の仮想固定点の位置 ($1/\beta$) が海底面から 2.7m の位置にあり、この仮想固定点に最も近い節点(以後、これを仮想固定点と呼称する)からの相対変位量をブロック別に示したものである。荷重変位曲線の勾配変化が顕著な変曲点は 2 カ所ある。図-19 および図-20 に示したとおり、荷重-変位関係が初期の載荷段階から、非線形性を示しているため、変曲点の位置を明確に判定することは難しいものの、概ね表-5 のとおり推定され

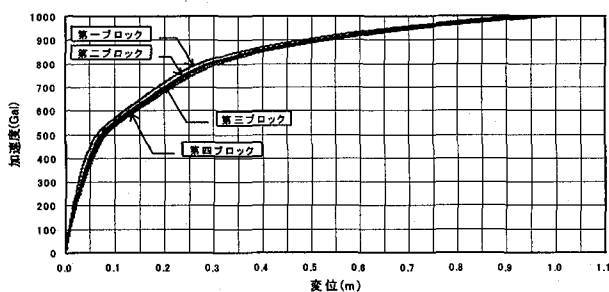


図-19 荷重変位曲線(case1)

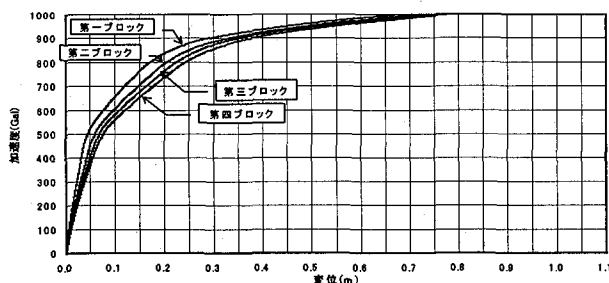


図-20 荷重変位曲線(case2)

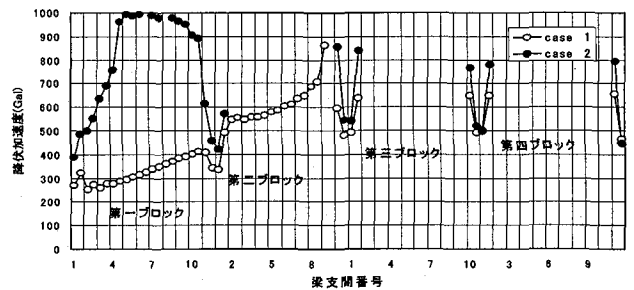


図-21 法平梁の降伏加速度

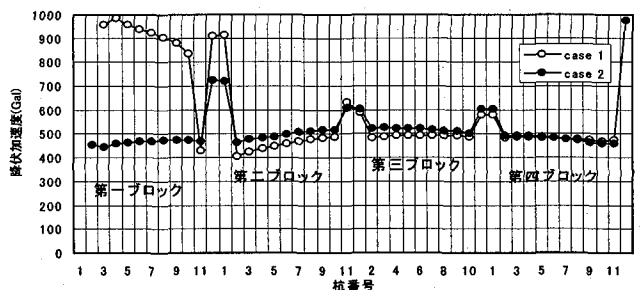


図-22 700 ϕ の降伏加速度

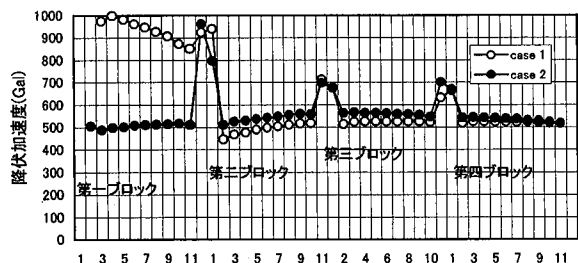


図-23 500φの降伏加速度

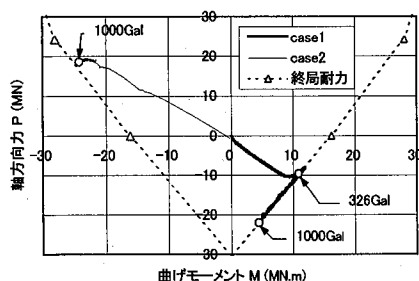


図-24 法平梁の発生断面力の経時変化と部材耐力

このように、法平梁に作用する軸方向力が圧縮か引張かによって耐力が大きく異なり、特に、引張力が作用する場合には、曲げ耐力が極端に減少することが分かる。

静的解析の結果、第一ブロックの法平梁は、case 1 の地震力が陸から海の方に作用したとき、杭頭部は case2 の海から陸の方に作用したときに降伏したことが分かる。第一ブロックの法平梁の損傷は、実現象でも確認されており、解析結果は実現象と一致した。

(4) 作用加速度の推定

この栈橋は、同じ海底水深に 700φ と 500φ の 2 種類の杭があり、震災後の被害調査で 700φ は第三ブロックの第 8 中間支点まで杭頭部が座屈し、500φ は全く被災していないことが確認されている。図-22 と図-23 から、杭頭部で 700φ が降伏して 500φ が降伏しない加速度を求めると、概ね 490Gal で損傷イベントが実現象と比較的よく一致することが分かった。この栈橋の弾性限界(case1)は、概ね 500Gal と考えられ、ほぼこの弾性限界に等しい加速度が作用したものと推定される。このときの変位量は、図-19 の荷重-変位曲線によると、最も被害の大きかった第一ブロックでは、約 6cm となる。

5. 動的解析

5.1. 解析方法

Newmark-β法による直接積分法で解析を行った。応答計算の時間刻みは 0.002sec、粘性減衰マトリックスは Rayleigh 減衰とした。解析モデルは、基本的に前掲の静的解析に適用したものと同一モデルを使用し、基盤面にはダンパーによる底面粘性境界を設け、左右側方境界には、新たに自由地盤をモデルに組み込み、その間に側方粘性境界を用いた。基盤面の物性値は、表-6 のとおりとした。入力地震動は、ポートアイランド基盤入射波形(PI-79NS Base)を用い、最大加速度は 817Gal(2E)とした。図-25 に加速度の基盤入力波形を示す。加振方向の正が海(S)→陸(N)の方向になる。

表-6 底面粘性境界の物性値

せん断弾性係数	250000 kN/m ²
減衰定数	0.023
ポアソン比	0.49
単位体積重量	20 kN/m ³

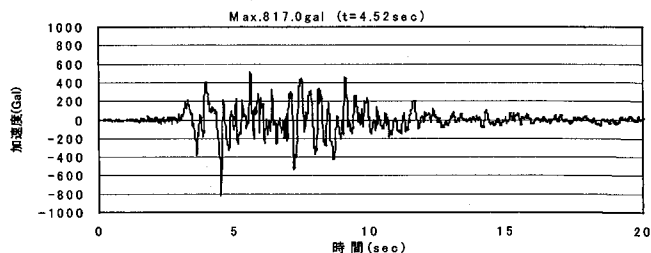


図-25 基盤入力加速度波形

5.2. 解析モデルの振動特性

表-7 に解析モデルの各振動モードの固有周期と有効質量を示す。同表の(1)は地盤だけの場合、(2)は栈橋本体のみの場合である。栈橋本体の固有値は、海底面下 1/β の位置を固定点とするラーメン構造として解析した。1 次の固有周期は地盤が 0.34sec、栈橋は 0.68sec であった。栈橋本体は、1 次のモードの有効質量が他のモードに比べて 98.3% と圧倒的に大きく、1 次モードが卓越することが分かる。

表-7 各次振動モードの有効質量と固有周期

次数	固有周期(sec)	有効質量(%)	有効質量の累積(%)
(1) 地盤			
1	0.344	50.0	50.0
2	0.294	37.6	87.6
3	0.275	1.5	89.1
4	0.245	0	89.1
5	0.215	0	89.1
(2) 栈橋本体			
1	0.679	98.3	98.3
2	0.200	0.2	98.5
3	0.182	0.3	98.8
4	0.173	0	98.8
5	0.131	0	98.8

5.3. 解析結果

図-26 に第一ブロック中央部の上部コンクリート天端面(+3.0m 位置)における応答加速度(絶対加速度)の時刻歴を示す。各ブロックの基盤入力加速度の最大値に対する応答倍率は、表-8 のとおりである。最大応答加速度は第一ブロックの 666Gal が最も大きく、応答倍率は 0.81 であった。

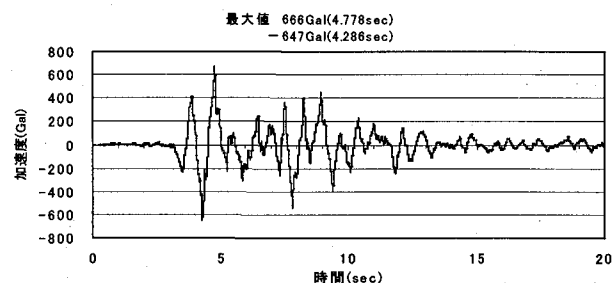


図-26 応答加速度の時刻歴(第一ブロック、天端+3.0m)

表-8 上部コンクリート天端面での最大応答加速度と応答倍率

ブロックNo	1	2	3	4
最大応答加速(Gal)	666	593	589	624
応答倍率	0.81	0.73	0.72	0.76

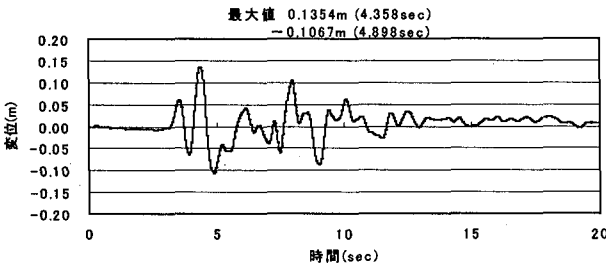


図-27 応答変位量の時刻歴(第一ブロック, 天端+3.0m)

図-27に第一ブロックの応答変位量の時刻歴を示す。加速度と同様、栈橋各ブロック中央部の上部コンクリート天端面(+3.0m位置)での変位量を示した。各ブロックの最大変位量は表-9のとおりである。陸から海側へ変位する正の変位量が大きかった。表-9に示した最大変位は、ほぼ同時刻(4.36sec)に発生している。ブロック間の相対変位はほとんどなく、上部架構で四つのブロックが連結され、栈橋が一体となって振動していることが分かる。表-10は、着目したブロックの中央に位置する杭の仮想固定点からの変位量を示した。ブロック全体の平均変位量は6.39cmとなった。

表-9 上部コンクリート天端面での最大応答変位量

ブロックNo	1	2	3	4	平均
変位量 (cm)	正 13.54	13.87	13.97	13.93	13.83
	負 -10.07	-10.97	-11.14	-11.14	-10.98

表-10 仮想固定点からの上部コンクリート天端面の相対変位量

ブロックNo	1	2	3	4	平均
変位量 (cm)	正 5.41	6.15	6.75	7.23	6.39
	負 -4.36	-5.83	-6.54	-7.04	-5.94

塑性回転バネの損傷イベントの発生時刻と位置を図-28～30に示す。縦軸は発生時刻を示し、横軸はバネの位置を解析モデルの要素番号で示した。法平梁は第一ブロックで降伏し、杭頭部は700φがほぼ全てのブロックで、500φは第一と第二ブロックで部分的に降伏する結果となった。地中部では降伏しなかった。塑性回転バネの損傷イベントの発生状況は、500φが一部降伏し、実現象との不一致が見られるものの、解析結果は実際の被災状況と概ね一致した。500φが降伏し、実現象と一致しなかったのは、断面方向で不陸がある現海底面を、解析では一様水深として取り扱ったことによる影響と考えられる。図-31および図-32は、第二ブロック中央の杭に着目し、その杭頭部の発生断面力の経時変化と部材耐力の関係を示したものである。700φの杭頭部は、耐力の限界を越えるか、限界に近い断面力が発生しているのに対し、500φにはまだ耐力に若干の余裕のあることが分かる。

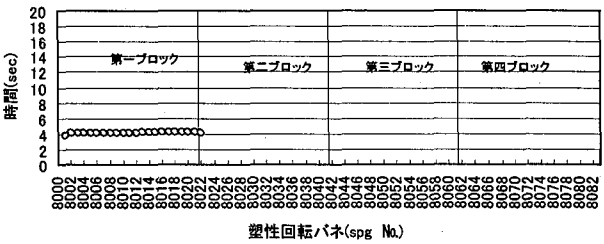


図-28 塑性回転バネの損傷イベントの発生時刻(法平梁)

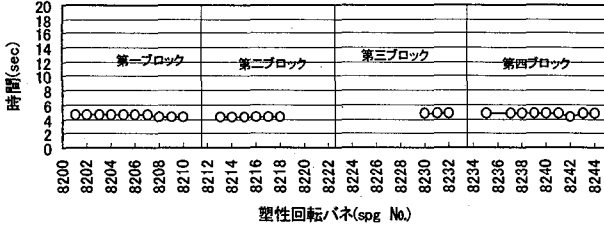


図-29 塑性回転バネの損傷イベントの発生時刻(700φ杭頭部)

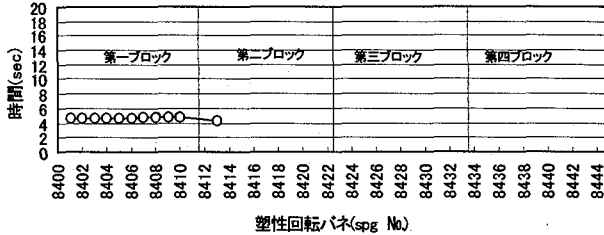


図-30 塑性回転バネの損傷イベントの発生時刻(500φ杭頭部)

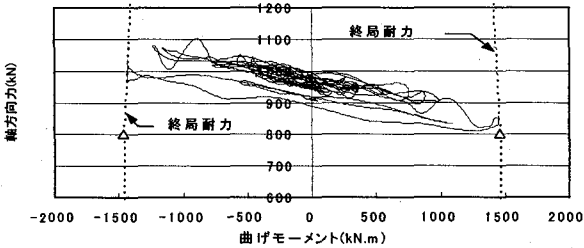


図-31 発生断面力の経時変化と部材耐力(第二ブロック 700φ)

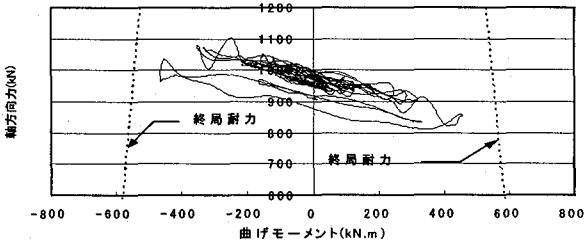


図-32 発生断面力の経時変化と部材耐力(第二ブロック 500φ)

5.4. 静的非線形解析の適合性

静的解析と動的解析の結果を比較すると、変位量はよく一致した。静的解析では被災時の変位量は約6cmと推定され、表-10に示したブロック平均の変位量6.39cmと一致している。一方、静的解析では、700φ杭頭部の被災状況とその終局限界耐力から、作用加速度は490Galと推定されたが、動的解析での最大応答加速度は、その1.36倍の666Gal(第一ブロック)となった。

図-33に動的解析による慣性力と応答変位の履歴曲線を示す。図中の太線は、静的弾塑性解析結果から得られる荷重-変位関係である。慣性力は第一ブロックから第四ブロックまでの全ての杭頭部に生ずるせん断力を合計して求めた。変位量は仮想固定点からの相対変位で示し、第一ブロックから第四ブロックまでの平均値を用いた。慣性力の最大値を加速度に換算すると約500Gal(467~526Gal)となり、静的解析と一致した。栈橋には666Galに相当する慣性力は作用していないことが分かる。被災時の地震水平力を静的震度に置き換えて推定した加速度と、動的解析での最大応答加速度が一致しないのは、動的解析の最大応答加速度は、作用時間が短く、栈橋の破壊に寄与する大きな慣性力を構造物に与えていないためと推定できる。

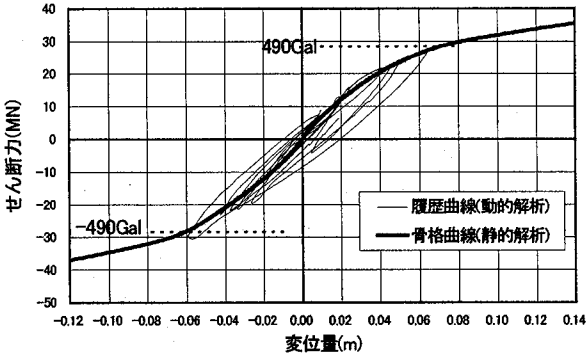


図-33 動的解析による慣性力と応答変位の履歴曲線

6. エネルギー一定則に基づく保有耐力法の適用性に関する検討

動的解析結果は、実際の栈橋の被災状況を的確に再現し、静的解析結果も動的解析とよく一致することが確認された。ここでは、静的解析で求められた荷重-変位曲線から、エネルギー一定則に基づく保有耐力法の適合性を検討した。杭の仮想固定点位置の加速度から計算した応答スペクトルから、図-34に示す弾性応答水平力 P_E と変位量 δ_E を求め、エネルギー一定則により面積 OAB と面積 ODC が等しくなる弾塑性応答変位量 δ_y を特定し、この変位量 δ_y と荷重-変位曲線との交点 D の水平力 P_y が静的解析で推定した被災時の変位量(約 6cm)と作用水平力(加速度換算で 490Gal)に一致するかどうかを検討した。仮想固定点位置での加速度は、各ブロック中央位置で地盤を一次元モデルに置き換え、ブロック毎に計算した。モデル地盤の物性値、ならびに基盤面の入力地震波と最大加速度は、前掲の動的解析モデルと同一に設定した。図-35および図-36に加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの計算結果の一例を示す。図中の○印は、栈橋の固有周期 0.68sec と動的解析により直接得られた栈橋の最大応答加速度 666Gal、ならびに最大変位量 5.41cm の関係をプロットしたものである。その結果、加速度は減衰定数 0.2、変位は同じく 0.3 のスペクトルとほぼ一致していた。加速度の減衰定数が変位より小さくなったのは、前述の動的解析の最大応答加速度が静的解析と一致しなかったためと考えられる。図-35および図-36は第一ブロックの応答スペクトルを示したが、他のブロックでも同様な結果が得られた。

表-11 にブロック毎のエネルギー一定則の検討結果を減衰定

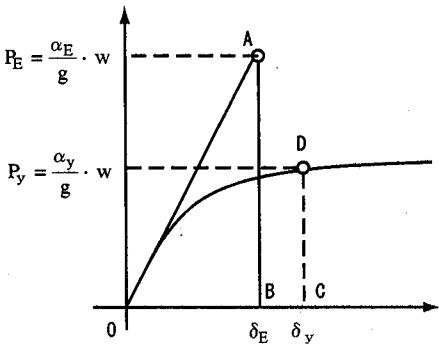


図-34 エネルギー一定則の概念

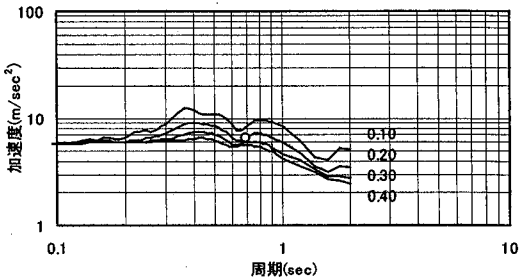


図-35 加速度応答スペクトル(第一ブロック)

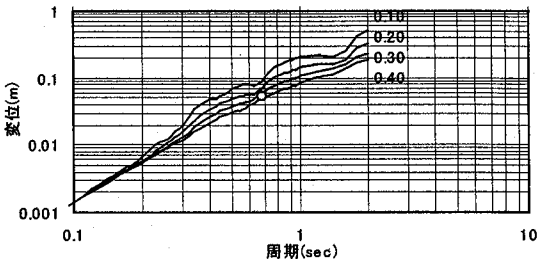


図-36 変位応答スペクトル(第一ブロック)

表-11 弾性応答変位量と加速度

減衰定数	ブロック No.	case 1				case 2			
		α_E (Gal)	δ_E (cm)	α_y (Gal)	δ_y (cm)	α_E (Gal)	δ_E (cm)	α_y (Gal)	δ_y (cm)
01	1	862	105	586	111	862	105	656	101
	2	860	105	576	115	860	105	626	109
	3	858	105	572	118	858	105	610	114
	4	860	105	566	121	860	105	596	119
	Av.	860	105	574	115	860	105	620	111
02	1	684	789	528	771	684	789	584	712
	2	684	788	520	818	684	788	558	785
	3	680	788	514	840	680	788	542	825
	4	687	792	508	865	687	792	530	873
	Av.	684	789	518	826	684	789	554	804
03	1	600	631	492	618	600	631	544	567
	2	602	631	480	657	602	631	516	640
	3	598	633	470	682	598	633	494	681
	4	606	637	462	703	606	637	476	715
	Av.	602	633	476	664	602	633	508	651
04	1	556	520	456	516	556	520	512	479
	2	561	522	442	564	561	522	474	552
	3	557	525	430	586	557	525	446	586
	4	564	527	422	604	564	527	430	621
	Av.	560	524	438	570	560	524	466	563

数別に示した。水平力(P_E, P_y)は加速度(α_E, α_y)で示した。 α_E は加速度応答スペクトルから、 δ_E は変位応答スペクトルから栈橋の固有周期 0.68sec の応答値を求めた。ブロック平均の α_y と δ_y は、第一ブロック～第四ブロックまでを単純平均した荷重－変位曲線から判定したものである。これによると同表着色部の減衰定数 0.30 で α_y と δ_y は、静的解析結果とよく一致する結果となった。図-37に case1, 図-38に case 2 のブロック平均(減衰定数 $h=0.3$)の算定結果を示す。縦軸は加速度で示した。

港湾の技術基準では、保有耐力法に基づく照査用地震動の設定法として、非線形動的解析を行わない場合、栈橋に入力される地震外力は、栈橋建設位置の地盤の動的解析より得られる仮想地表面下 $1/\beta$ の位置での応答加速度より求めた線形加速度応答スペクトルを用いて定めることとしている。

鋼管直杭式栈橋の被災事例を基に、こうした設計手法の適合性について検討した結果、弾塑性応答量は、技術基準で定める海底面下 $1/\beta$ 位置での応答加速度から算定した応答スペクトルから、的確に推定できることが分かった。

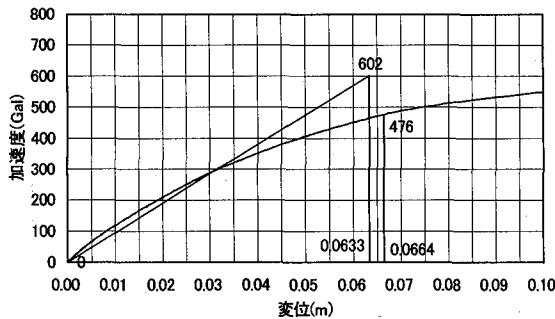


図-37 等価エネルギーの検討(case1, 減衰定数 0.3)

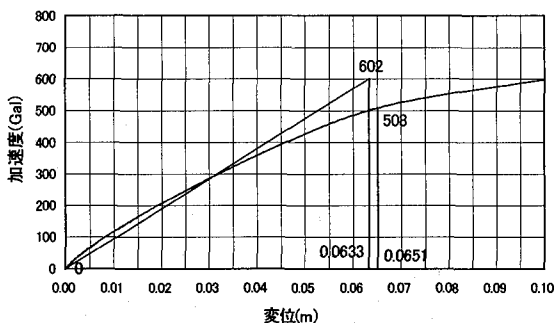


図-38 等価エネルギーの検討(case2, 減衰定数 0.3)

まとめ

本研究の結果、得られた主な結論をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 兵庫県南部地震で被害を受けた栈橋の地盤と構造物を有限要素モデルに置き換え、静的非線形解析を行い、実際の被災事例との適合性について検討し、被災時の作

用震度を推定した。その結果、震度に換算し 0.5(490Gal)で法平梁と杭頭部の損傷イベントが、実際の被災事例によく一致することが分かった。栈橋の弾性限界は、荷重－変位曲線から概ね 500Gal と判定され、ほぼ弾性限界に等しい地震力が作用したものと推定された。被災変位量は約 6cm と判定された。

- (2) 静的弾塑性解析と同じモデルを使用し、非線形動的解析を行い、実際の被災事例との適合性を検証すると共に、静的解析との整合性についても合わせて検討した。その結果、法平梁と鋼管杭頭部の損傷位置は、実際の被災状況とよく一致した。最大加速度は 666Gal(第一ブロック)、最大変位量は 6.39cm であった。変位量は静的解析と一致したが、最大応答加速度は、静的解析と一致しなかった。
- (3) 静的弾塑性解析で求められた荷重－変位曲線から、エネルギー—変位に基づく保有耐力法の適合性を検討した。弾性応答の入力エネルギーは、地盤の一次元モデルで求めた杭の仮想固定点位置の加速度から計算した。その結果、弾性応答エネルギーに等価な弾塑性応答量(δ_y, α_y)は、静的解析ならびに動的解析結果とよく一致し、保有耐力法に基づく耐震設計法の適合性を確認することができた。

謝辞

本研究を進めるに当たり、神戸市にご協力いただき、関係各位に対し、心からの謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説。下巻，pp. 731～759 1994. 4
- 2) 今井常雄 他：日本の地盤における弾性波速度と力学特性，第4回日本地震工学シンポジウム，1975，p. p. 85～95
- 3) W. F. Chen & D. J. Han-Tubular member in offshore structures. Pitman Advanced publishing program, 1985
- 4) 池内智行：鋼材の塑性履歴構成式の定式化と繰り返し外力を受ける鋼構造物の変形能の評価への応用に関する研究，1997 年大阪大学学位論文，1998
- 5) 土木学会：平成8年度 コンクリート標準示方書 設計編，pp. 25

(2000年9月14日受付)