

コンテナクレーンとジブクレーンの耐震性に関する研究

高梨 成次*, 日野 泰道*

Study on Earthquake Resistibility of Container Cranes and Jib Cranes

by Seiji TAKANASHI* and Yasumichi Hino*

Abstract: The Hyogoken-nambu earthquake, which occurred on January 17, 1995, caused damage not only to buildings but also to a number of large cranes. The collapse of these large cranes did not cause human casualties because the earthquake occurred early in the morning. However, their collapse could have harmed many workers at the harbor. It was also pointed out that the problems with material-handling machinery caused delays in delivering relief goods such as medical products, foodstuffs, and water. In particular, transportation by ship was necessary because damage to roads was severe. This paper deals with the seismic response characteristics of container cranes and jib cranes. Damage observed in container cranes can be classified into two types. One type is damage due to opening of legs by the liquefaction of the ground. The other is buckling of crane legs due to rocking. We researched the damage caused by rocking of the crane with shaking table tests and numerical analysis simulations. We used a 1/15 crane model for the shaking table tests. We presumed that the marks of damage on the pier were due to the rocking of the cranes, and we confirmed that marks of damage were due to such behavior of the cranes by the shaking table tests. The crane response acceleration that can be used as an index for seismic intensity in the design was greatest with the maximum input acceleration of 8.5 m/s^2 . We found that the response acceleration remained constant even if the input acceleration increased further. The maximum axial force in the legs showed similar characteristics, but the maximum bending moment in the legs grew larger as the input acceleration grew. As we were sure that test results could be obtained through numerical analysis simulation, we carried out simulation analyses using seismic waves with various characteristics. We obtained the same results as from the shaking table tests regardless of seismic characteristics. Our test and analysis results show that the axial force and bending moment in the legs can be estimated without non-linear calculation. These stresses obtained by linear calculation give safer side results than the results obtained by non-linear calculation. In addition, we proved with numerical analysis simulations that seismic resistibility can be improved by lowering the container crane's center of gravity.

The most serious damage to jib cranes was the falling of the part above into the roller path. We carried out shaking table tests and numerical analysis simulations in the same way as container cranes. We found through our tests and simulations that dynamic analyses are not necessary for jib cranes because of very high natural frequency. As a result, we concluded that the Construction Code for Cranes, which is simple and in use, is effective for jib crane design.

Keywords; Container crane, Jib crane, Shaking table test, Numerical analysis simulation

* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

1. はじめに

1995年1月17日、午前5時46分に発生した兵庫県南部地震によって、阪神・淡路地区では、建築物のみならず様々な機械構造物に被害が発生した。特に港湾施設であるコンテナクレーン、ジブクレーン等の被害は、甚大であったが、地震発生が早朝であったため、これらの被害が人的な災害に発展することは無かった。産業安全的な見地では、地震によりこれらの大型クレーンが倒壊することによって、オペレータはもちろん、その周辺で作業に従事している作業員に被害が及ぶことが考えられる。社会問題的な見地では、それらの物流機械が機能を失うことによって、医療、食料、防寒具等の救援物資の支援が遅れたことにより被害が拡大したと指摘されている¹⁾。特に、兵庫県南部地震では陸路の被害も大きかったため、海路に対する期待が大きかった。

本研究は、これらクレーンの耐震設計に関する資料を供することを目的とする。

2. 兵庫県南部地震によるクレーンの被害

地震発生直後、クレーンの被害状況の把握と対策に資するため、クレーン構造規格を所管する労働省（現厚生労働省）と日本クレーン協会が合同で現地調査を実施している。クレーンの被害状況を整理した報告書²⁾を基に、地震によるクレーンの種類別の被害件数を整理してFig. 1に示す。

同図より、タワークレーン及び天井クレーンにおける被害件数が多いが、タワークレーンの安全対策に関しては、当研究所の特別研究報告³⁾で既にまとめられ

ている。天井クレーンに関しては、地震発生時に大阪府で約9300機、兵庫県で約8900機の設置届が提出されており⁴⁾、被害率は0.13%であること及び、大きな被害を受けた天井クレーンの損傷は、建物の損傷に起因しているため、本研究では検討対象から除外することにする。橋形クレーンにおいても地震発生時に大阪府で約960機、兵庫県で約950機の設置届が提出されており、被害率は0.42%と少なく比較的耐震性能が高いと判断されるため、本研究では検討対象から除外することにする。本研究においては、倒壊によって人的な被害が非常に大きくなることが予想され、災害時の物資の供給に影響が大きいと考えられるコンテナクレーンとジブクレーンを代表して検討することにする。これらのクレーンは、他のクレーンと同様に揚重能力が数トンのものから100トンを超えるものまでである。また、設置条件やメーカー等の違いにより様々な形態を有しており、その全てを検討することは不可能であるため、特に被害が大きかった機種に限定して検討することにする。

コンテナクレーンは、揚重能力やレールスパンによる分類の他に、剛脚コンテナクレーンと揺脚コンテナクレーンに分類される。揺脚コンテナクレーンは、レール間隔の誤差等による不静定力の発生を防止することを目的としたコンテナクレーンであり、剛脚コンテナクレーンと同様に、兵庫県南部地震によって多大な被害を受けた。しかし、揺脚コンテナクレーンに対しては、前田によって、クレーンの寸法と重心位置だけで決定できる揺脚の開き角度を適切に設定すれば、揺脚関節部の折れ曲がりを防止する効果が期待できることが、明らかにされているので⁵⁾、本研究では、剛脚コンテナクレーンに限定することにする。また、ジブクレーンはダブルリンク式引き込みクレーンで代表させることにした。

3. コンテナクレーンの耐震性能

3.1.1 地震被害

コンテナクレーンの被害形態は、2種類に大別される。ひとつは、コンテナクレーンが設置されている地盤が液状化し、それに伴う側方流動によってコンテナクレーンの脚部が股裂き状に変形し、倒壊あるいは脚部の局部座屈によって部材が損傷したものの。もうひとつは、Fig. 2に示すようにロッキングを起こし、脚部が損傷したというものである。ここでは、後者のコンテナクレーンがロッキングを起こしたために発生した被害について振動台実験及び、数値解析シミュレーションによって検討する。



Fig. 1 The amount of the damage to each type of crane
クレーンの種類別の被害件数

3.2.1 コンテナクレーンの振動台実験用縮小模型

コンテナクレーンの振動台実験用縮小模型の概要をFig. 3に示す。縮小模型は、実大に対する長さの相似比を1/15とし、加速度の相似比を1/1とした⁶⁾。ブームはFig. 3に示すように上下に可動であり、ブームダウン時（作業時）とブームアップ時（休止時）の2通りの検討が可能なモデルとした。Photo. 1に示したように、クレーンモデルは栈橋モデルのレール上に設置し、脚部の浮き上がりを許容した。また、クレーンが設置される栈橋もモデル化し、クレーンをその栈橋上に設置した。クレーンモデル、栈橋モデルの質量は、それぞれ350 Kg, 580 Kgである。

3.2.2 実験概要

Fig. 2で示した被害時のコンテナクレーンの挙動は、栈橋に残された傷跡から推定されたものである。そのため、縮小模型を用いた振動台実験によって被害状況を確認することを実験目的の一つとした。また、その時に部材に発生していた応力の状態を調べること及び、解析モデル⁷⁾の妥当性を検証することも実験目的とした。

振動台実験では、クレーンの加振は、振動台に剛結された栈橋モデルを介して行なった。ここで、栈橋モデルは、現状で比較的多いといわれている固有周期が0.3秒、減衰定数が10%⁸⁾の栈橋とした。振動台に入力した地震波はJMA波のNS成分(最大加速度=8.18m/s²)とし、X方向に対する水平1方向のみの加振とした。Y方向に対しては、コンテナクレーンがレール状を走行するため地震力が逃げてしまう。そのため、地震による被害が無かったので実験においてもY方向に対する加振は省略した。

入力地震動の最大加速度は0.5 m/s²から0.5 m/s²刻みで10.0 m/s²までとした。Fig. 2で示したように脚部が損傷し、この部材がコンテナクレーンの安定性に及ぼす影響が最も大きいので、Fig. 3に示したように脚部に発生する軸力及び曲げモーメントを測定した。

安定した状態におけるブームダウン時とブームアップ

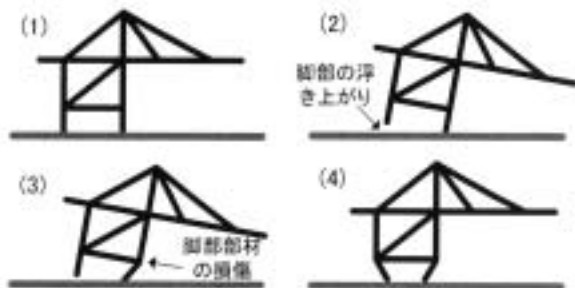


Fig. 2 Lift up phenomenon of container crane.
コンテナクレーンの浮き上がり挙動

時の支点反力をTable 1に示す。縮小模型の制作精度、組立精度によりブームアップ状態においては、陸側、海側の両脚部とも、左右の脚の鉛直反力に約10%の差が発生した、ブームダウン状態では、陸側脚における左右脚部の鉛直反力の差は約1%であったが、海

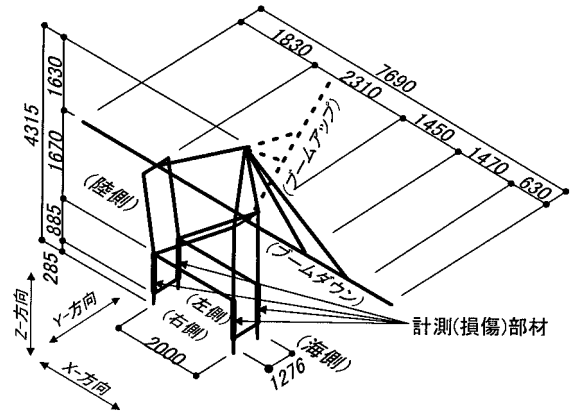


Fig. 3 Container crane model.
コンテナクレーン模型

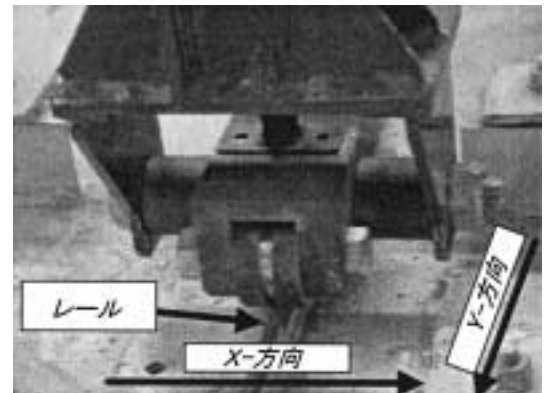


Photo. 1 Rail of container crane model.
コンテナクレーン模型のレール

Table. 1 Supporting point reaction force
支点反力

		(単位:N)	
		陸側	海側
ブームダウン (作業時)	右側	647	990
	左側	725	1088
ブームアップ (休止時)	右側	892	843
	左側	882	725

側脚においては約16%の差が発生した。これらの支点反力はブームアップ時には、4脚とも均等に軸力が作用しているが、ブームダウン時には、陸側脚部の軸力は、海側脚部の66%しか作用しておらず、重心が海側寄りであることが分かる。

3.2.3 実験結果

強制加振実験を実施する前に、振動特性の基本となる固有振動数の確認及び、減衰定数の算出のために自由振動実験を実施した。ブームダウン時、ブームアップ時のそれぞれの1次固有振動数は、2.05 Hz (0.49秒)、1.95 Hz (0.51秒)であり、ブームアップ時とブームダウン時の固有振動数に大差は無かった。これらの振動数は、コンテナクレーンモデル単体の固有振動数ではなく、栈橋モデルとの連成系としての振動数である。また、減衰定数はブームダウン時には0.8%、ブームアップ時には0.9%であり、減衰定数に関してもブームアップ時とブームダウン時において大差が無かった。減衰定数に関しても、栈橋モデルとの連成系の減衰定数であり、栈橋モデルに対する逸散減衰を含んだ値として評価したものである。栈橋モデル単体の振動特性は、固有振動数が9.83 Hz (0.10秒)、減衰定数が1.6%である。

ブームダウン時の振動台への最大入力加速度と栈橋及び、クレーンの重心部分における最大応答加速度の関係をFig. 4に、損傷をうけた脚部に発生した最大軸力及び最大曲げモーメントの関係をFig. 5とFig. 6に示す。Fig. 4より、設計用震度の指標となるクレーンの応答加速度は、最大入力加速度が8.5 m/s²の時に最大となり、入力加速度をさらに大きくしても応答加速度は、ほぼ一定の値となっていることが分かる。これは、脚部の浮き上がりが非常に大きくなったためである。Fig. 5に示した最大軸力も同様の傾向にあるが、Fig. 6に示した最大曲げモーメントでは、入力加速度に概ね比例して大きくなっていることが分かる。また、脚部の浮き上がりによる非線形挙動を示した場合においても、海側と陸側で同等の最大応力となった。脚部の浮き上がりは、長期軸力(静止時の軸力)が小さい陸側脚において先行し、最大入力加速度が5.5 m/s²で発生した。脚部の浮き上がりによる非線形挙動が発生すると、従来の設計で採用されている線形解析による検討はできなくなり、非線形解析による設計によらなければならない。しかしながら、非線形解析はその手法及び結果の評価が複雑となるため、実用的であるとは考えられない。本実験例では、脚部が浮き上がるほどの大きな加振力が入力された場合の最大軸力及び、最大曲げモーメントは、脚部が浮き上がらない程度の小さな加振力が入力された場合に発生した最大応力と概

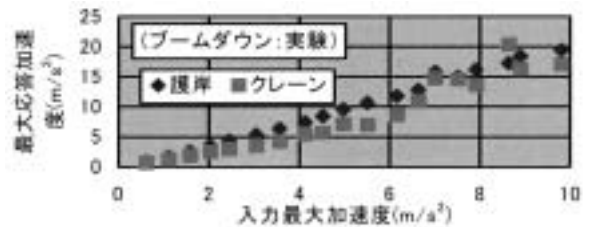


Fig. 4 Relation of input acceleration and maximum response acceleration
入力加速度と応答加速度の関係

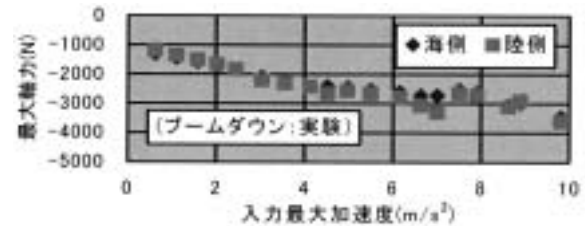


Fig. 5 Relation of input acceleration and maximum axial force
入力加速度と軸力の関係



Fig. 6 Relation of input acceleration and maximum bending moment
入力加速度と曲げモーメントの関係

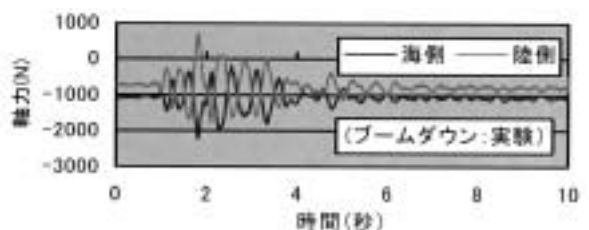


Fig. 7 Time history of axial force
脚部軸力の時刻歴波形

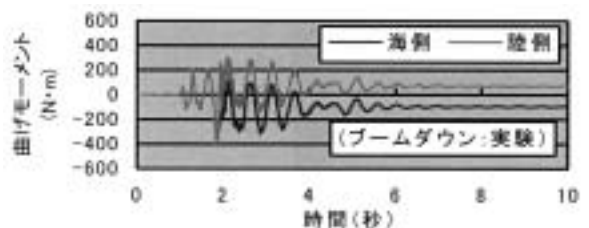


Fig. 8 Time history of bending moment
脚部曲げモーメントの時刻歴波形

ね線形関係あるいは、それ以下の値となっているため、設計時に入力地震動の最大値を決めれば、脚部が浮き上がってしまうような入力地震動を受けた場合においても、線形解析で得られた応力は、経済的には不利側となるが、力学的には安全側の評価を与える。

Fig. 7 及び Fig. 8 に最大入力加速度を 7.5 m/s^2 とした時の脚部に発生した軸力及び曲げモーメントの時刻歴波形を示す。軸力は、長期軸力を考慮して補正しており、圧縮軸力を負値、引張軸力を正值とした。Fig. 7 により、1.85秒で陸側の脚部に大きな引張軸力が発生したことが分かる。この時、陸側の脚部が浮き上がると共に脱輪した。その後、陸側の脚部が着地し、次いで海側脚部が浮き上がり脱輪した。その後も交互に陸側脚と海側脚の浮き上がりが発生した。このことより、兵庫県南部地震発生直後の調査で確認された栈橋の傷跡の説明ができる。

陸側の脚部が浮き上がり、脱輪するまでは、陸側脚部と海側脚部に発生していた曲げモーメントは同一の値を示していたことが Fig. 8 より分かる。陸側脚は、脱輪に伴い海側に移動したため、見かけ上のレールスパンが短くなった。そのため、静的な曲げモーメントが海側脚は正側に、陸側脚は負側に発生している。この脱輪に伴う強制変形によって発生した応力が、加振後の残留応力である。この残留応力は前記したように一種の幾何学的非線形によるものであり、部材の降伏に伴う材料非線形によるものではない。このような、大きな地震力が入力されることによって、実機のコンテナクレーンでは脚部の部材は降伏する等の損傷を受けるが、実験で使用した縮小模型では、実験を安全に遂行するため、強度が高い材料を使用したため、材料非線形の領域には達しなかった。

ブームアップ時の振動台への最大入力加速度と栈橋及びクレーンの重心部分における最大応答加速度の関係を Fig. 9 に、脚部に発生した最大軸力及び最大曲げモーメントの関係を Fig. 10 と Fig. 11 に示す。ブームアップ時は、ブームダウン時に比べ、脚部の浮き上がり量が小さかったため、応答加速度は今回検討した入力加速度の領域において、入力加速度と比例関係にあった。

脚部の浮き上がり現象は、ブームダウン時と同様に、陸側脚において先行し、最大入力加速度が 5.5 m/s^2 で発生した。

Fig. 12 に、振動台加速度と栈橋の加速度それぞれから算出した変位応答スペクトルを示す。比較的周期の短い領域においては、栈橋モデルの応答が増幅されており、特に栈橋モデルの固有周期である 0.1 秒において顕著である。これに対し、クレーンモデルの 1 次モ

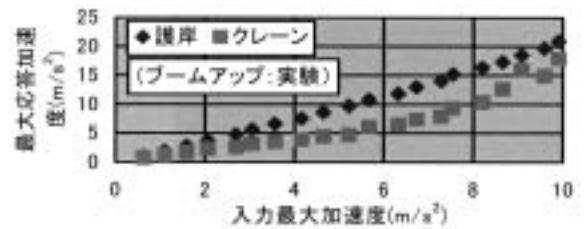


Fig. 9 Relation of input acceleration and maximum response acceleration
入力加速度と応答加速度の関係

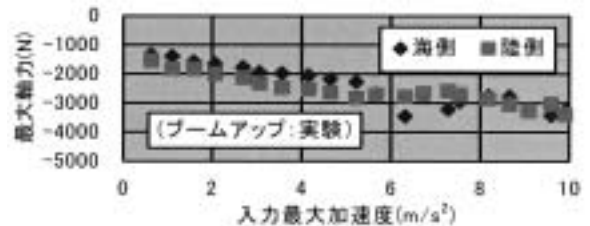


Fig. 10 Relation of input acceleration and maximum axial force
入力加速度と軸力の関係

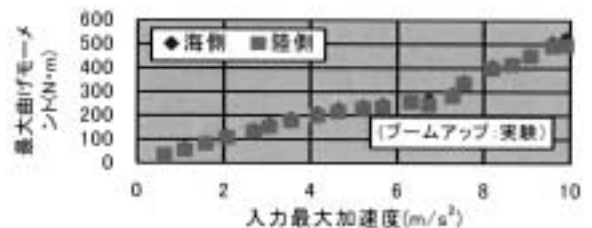


Fig. 11 Relation of input acceleration and maximum bending moment
入力加速度と曲げモーメントの関係

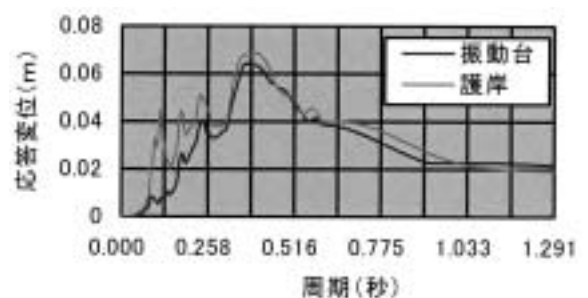


Fig. 12 Response spectrum
応答スペクトル

ードの固有周期である 0.5 秒近傍においては、栈橋モデルの応答は入力である振動台の応答スペクトルを増幅していないことから、本実験で使用したクレーンと栈橋の組み合わせにおいては、クレーンの応答に及ぼす栈橋の影響を配慮する必要が無いことが分かる。

3.3 シミュレーション解析による検討

解析モデルは、**Fig. 3** に示した各部材の交点を質点とした、バネ—質点系モデルとした。各質点の自由度は**Fig. 3** に示したX, Y, Z軸方向の運動及び、それらの軸に対する回転の計6自由度とした。減衰定数は、低次一定とし、自由振動実験で算出した値を用いた。クレーンモデルの応答解析用の入力は、振動台実験で得られた栈橋モデルの応答加速度と重力加速度とした。

海側及び陸側の脚部に生じた曲げモーメントを実験結果と解析結果を比較してそれぞれ**Fig.13**及び**Fig.14**に示す。解析結果は、最大応答値及び、脱輪後の残留応力ともに実験結果と良い適合を示しており、解析モデルの妥当性が検証できた。

この解析手法を用いて、**Table 2** に示す地震波を用いて、最大入力加速度と最大応答軸力及び最大応答曲げモーメントの関係を調べた。入力地震波の特性を表す変位応答スペクトルを**Fig.15**に示す。地震波は地震の発生メカニズム、観測地点の地盤状況、震源深さ、震央距離等が異なるため、それぞれ特性が異なる。ここでは、短周期が卓越する地震波と中、長周期が卓越する地震波を選択した。これらの地震波を用いた地震応答解析結果から得られた最大入力加速度と最大応答軸力及び最大応答曲げモーメントの関係を**Fig. 16**、**Fig.17**に示した。脚部の浮き上がりは、地震波の特性によって異なるが、全ての地震波において 0.4 m/s^2 から 0.6 m/s^2 以上の範囲で陸側の脚部が浮き上がった。**Fig. 4** に示した振動台実験結果と同様に、一定以上の入力加速度となっても、応答は一定値以上に大きくならない、あるいは小さくなる結果となった。これらの結果より、脚部が浮き上がるほどの入力加速度による軸力及び曲げモーメントの最大応答値は、実験で使用した地震波以外の地震波を入力した場合においても、実験結果の評価と同様に脚部の浮き上りを無視した応答解析によって、安全側の評価ができることが分かる。

コンテナクレーンの耐震性能を向上させる目的で、脚部に積層ゴムあるいはリニアベアリング等を配し、免震構造を採用する耐震対策が多数提案されている⁹⁾。免震構造とされたクレーンは、地震波との共振を防ぐことを目的として、周期を4秒から6秒程度に設定されることが多い。これらの提案は2003年9月26日に発生した十勝沖地震の観測以前になされた。十勝沖地震の応答スペクトルを**Fig.18**に示す。**Fig.18**には、**Fig.15**と比較するために、横軸に縮小模型の縮尺に相当した周期、縦軸に縮小模型の縮尺に相当した変位を併記した。また、減衰定数が1%の場合の他、免震構

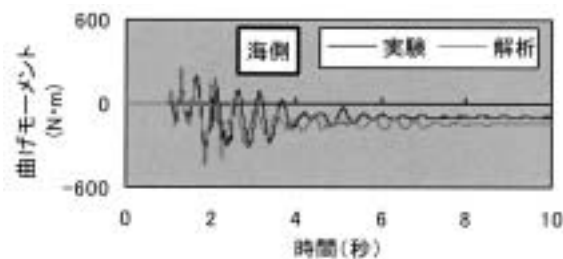


Fig. 13 Time history of bending moment (Sea Side)
海側脚部の曲げモーメントの時刻歴波形

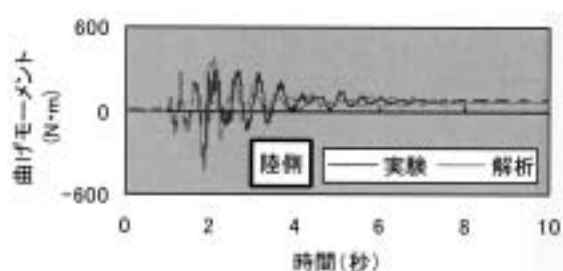


Fig. 14 Time history of bending moment (Land Side)
陸側脚部の曲げモーメントの時刻歴波形

Table 2 Input earthquake wave list
入力地震波一覧

呼称	地震波名称	観測年月日
エルセントロ	Imperial Valley地震	1940/5/18
八戸	十勝沖地震	1968/5/16
JMA	兵庫県南部地震	1994/1/17
ポートアイランド	兵庫県南部地震	1994/1/17
タフト	California地震	1952/7/21
東北大学	宮城沖地震	1978/6/12

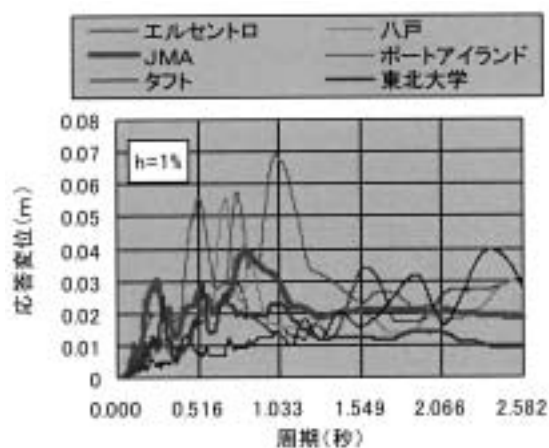


Fig. 15 Response spectrum
応答スペクトル

造の特性を考慮して減衰定数を10%とした場合の計算結果も示した。減衰定数を1%として計算したFig.15と比較すると、十勝沖地震には周期4秒以上の構造物を大きく加振する特性があることが分かる。この周期帯域におけるクレーンの応答は、十分に小さいと考えられるので、変位量は免震装置の変位量とほぼ一致すると見なせる。しかし、免震装置の最大変位は、経済性や装置の納まりを考慮すれば $\pm 0.3\text{m}$ 程度が機構的な限界となる。このため、免震構造のコンテナクレーンに十勝沖地震のような長周期成分が卓越する地震波が入力されると、免震装置の性能を超えてしまう可能性が高い。そのため、免震装置を採用することによって、被害が拡大する危険性があると言える。そこで、次のような耐震対策を検討した。

コンテナクレーンは一般に、つり荷を吊った時の安定を図る目的で、ブームの陸側にカウンターウエイトが設置される。経済性を多少犠牲にすれば、カウンタ

ーウエイトを下方に設置することは可能である。カウンターウエイトは、クレーンの全質量の約30%を占めており、このカウンターウエイトを下方に移動することによって、地震時の転倒モーメントを減少させるこ

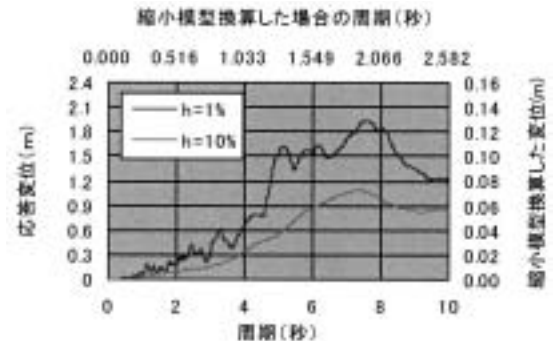


Fig. 18 Response spectrum
応答スペクトル

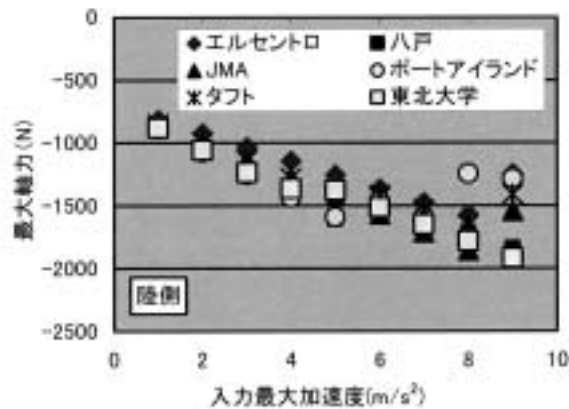


Fig. 16 Relation of input acceleration and maximum axial force
入力加速度と軸力の関係

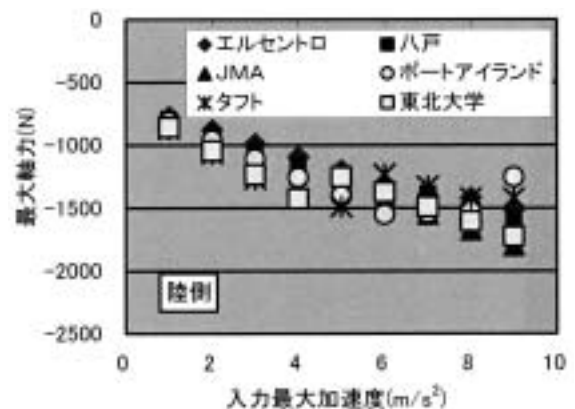


Fig. 19 Relation of input acceleration and maximum axial force
入力加速度と軸力の関係

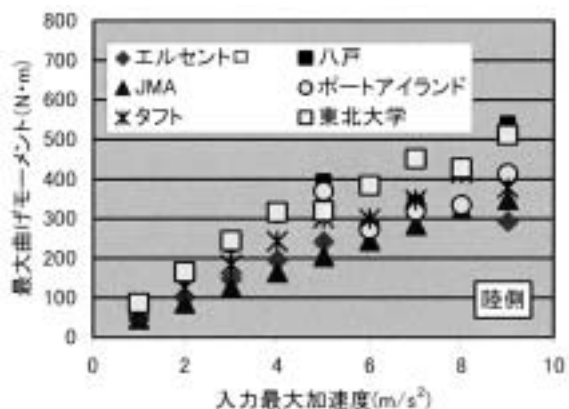


Fig. 17 Relation of input acceleration and maximum bending moment
入力加速度と曲げモーメントの関係

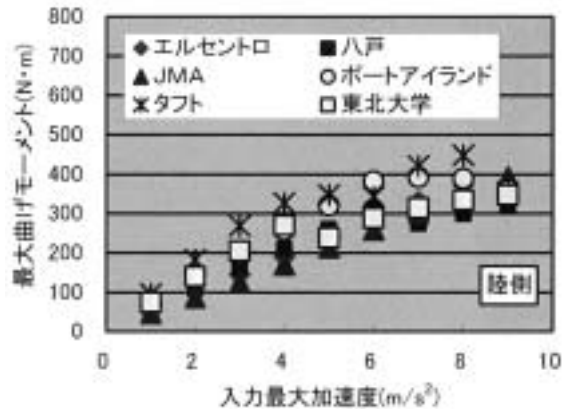


Fig. 20 Relation of input acceleration and maximum bending moment
入力加速度と曲げモーメントの関係

とが可能であると考えられる。解析結果を**Fig.19**, **Fig.20**に示す。本解析例では、カウンターウエイトの質量の約半分を脚部に移動した。このとき解析結果を簡便に比較することができるように、周期の変動を1割以内としている。重心を下げることによる効果は、地震波の特性により異なるが、応答が比較的大きい、八戸及び東北大学の地震波を入力した場合には20%程度の応力低減が確認された。

3.4 静的解析による検討

現状の、クレーンに対する耐震設計は、「クレーン構造規格」¹⁰⁾に基づいた方法で行われており、第10条に「地震荷重の値は、垂直静荷重の20パーセントに相当する荷重がクレーンに対し水平方向に作用するものとして計算し得た値とする。」とされている。一方で、震度法及び修正震度法による設計法が提案されている¹¹⁾が、これらは規則等に定められた設計法ではないため、ほとんど用いられていないのが現状である。ここで、これらの設計法による解析結果の比較を行なう。修正震度法における係数を設置地盤の影響を比較して**Table 3**に示す。ここで、コンテナクレーンの固有周期は、縮小模型の固有周期の0.5秒に相似比である $\sqrt{15}$ を乗じた値とするため1.94秒とした。また、減衰定数は縮小模型では1%にも満たなかったが、実機による自由振動実験の結果¹²⁾を参考に3%と仮定した。これらの数値を用いて、次式により設計水平震度 K_s が算出される。

$$K_s = k_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 \cdot \beta_5$$

震度法による設計水平震度は上式の加速度応答倍率 β_5 を1.0として計算された数値である。現行基準のクレーン構造規格では、クレーンが設置される地盤条件を考慮していないが、震度法及び修正震度法では、地盤条件が考慮されている。コンテナクレーンは港湾施設の一部であるため、一般に埋立地等の比較的地盤条件が悪い場所に設置されることが多い。そこで、第3種地盤に設置されると仮定した場合の設計水平震度を各設計法別に**Table 4**に示す。同表によれば、クレーン構造規格で定められている値と比較して、震度法で2倍、修正震度法では3倍以上の値となる。

これらの設計水平震度を用いて、応力計算を実施すると、修正震度法では基本水平震度を0.2としても、脚部の浮き上がりが発生するため、正確な応力状態を算出することはできない。震度法では、基本水平震度が0.2の場合には、脚部の浮き上がりは発生しないが、基

Table 3 Seismic intensity by ground condition
地盤条件による水平震度の比較

地盤	第1種地盤	第2種地盤	第3種地盤
基本水平震度 K_0	0.2	0.2	0.2
地域別補正係数 β_1	1.0		
地盤種別補正係数 β_2	0.6	0.8	1.0
支持構造の補正係数 β_3	2.0		
すべり補正係数 β_4	1.0		
加速度応答倍率 β_5	0.61	0.85	1.82
設計水平震度 K_s	0.15	0.27	0.73

Table 4 Comparison of seismic intensities by design method
設計方法による設計用水平震度の比較

地盤	第1種地盤	第2種地盤	第3種地盤
クレーン構造規格	0.2		
震度法	0.24	0.32	0.40
修正震度法	0.15	0.27	0.73

本水平震度を20%大きくして0.24とした場合には脚部が浮き上がってしまうという結果となった。

4. ジブクレーンの耐震性能

4.1 地震被害

ジブクレーンの1例を**Photo. 2**に示す。ジブクレーンは港湾で荷役作業に供されるほか、造船所で使用されることも多い。ジブクレーンもコンテナクレーン同様にレール上に設置されることが多いが、兵庫県南部地震による被害では、レールからの脱輪は1件しか確認されていない。部材強度に起因する損傷は、ジブの折損が2件、その他の部位が15件であった。ジブ以外の部位に損傷が確認されたものの殆どは、ローラーパス近傍のセンターフレームに損傷が集中していた²⁾。最も被害が大きい倒壊・全損は4件の確認があり、その全てが旋回装置であるローラーパスより上部が落下したものである。**Photo. 2**に示したように、ローラーパスより上部には運転席がある。また、多くの作業員がクレーンに近接して作業に従事しているため、このような被害が作業時間内に発生していたら、大きな被害になったことが容易に想像される。**Photo. 2**で示したジブクレーンは、ダブルリンク式引き込みクレーンであるが、ジブクレーンの定義は広く、様々な形式のクレーンが存在する。例えば、**Fig.21**に示すような塔型ジブクレーンや、つち形クレーンもジブクレーンの一種と定義されている。これらのクレーンは構造的にダブルリンク式ジブクレーンと類似点が多く、被害形態も類似していた。ジブが損傷したジブクレーンは、**Fig.21**に示した、つち形クレーンのようにジブ

部分がトラス構造になっているものである。通常、ジブクレーンのような、いわゆるトップヘヴィな構造物が地震のような水平荷重を受けると下方の部材が損傷を受けるが、センターフレームの上部が損傷したとの被害報告となっている。このことから、ローラーパスの、可動部分の遊びによって損傷部に局部的な荷重が発生したと考えられる。このような荷重は模型実験では、再現が困難であること及び、センターフレームの損傷による大きな被害が無かったことから、このような局部的な荷重についての検討は省略し、ローラーパスより上部が落下した原因について検討することにした。

4.2 解析による検討

Photo. 2 に示したクレーンと、脚部の形状が異なるダブルリンク式引き込みクレーンをモデル化し、固有値解析を行なった。その結果、得られた固有振動数及び、モード形状を**Fig.22**に示す。モード形状から、ローラーパスより上部に比べ、下部は十分に剛であることが分かる。また、曾我部は**Fig.21**に示したようなジブがトラス構造となっている塔形ジブクレーンにおいて同様の解析的研究¹³⁾を行っており、ローラーパス部の下部よりも上部で、変形モードが卓越することを示している。

検討対象としたダブルリンク式引込クレーンは、コンテナクレーンと同様に、運転席が設置されているレベルにカウンターウエイトが設置されており、カウンターウエイトの質量は、全質量の約20%であり、ローラーパスより下部の質量は、全質量の約70%である。ローラーパスより下部においては、十分に剛な部材が使用されており、ローラーパスより上部の構造は下部に比べ、剛性が低いものの自重に対して十分に剛であると言える。そのため、一次モードにおいても10Hzを超える非常に高い固有振動数を示している。**Photo. 3**に示した縮小模型を用いて自由振動実験を行い、確認を行なったが、実験結果は概ね解析結果と一致した。

一般的に、5 Hz以上の振動数の構造物に対しては、応答による増幅を考慮する必要は無いとされている。このことは、**Fig.15**の応答スペクトルからも明らかである。そのため、このような構造物に対しては、「クレーン構造規格」による簡便な設計法で十分であると言える。しかしながら、基本水平震度の見直しは必要であると考えられる。また、転倒モーメントに対して、ローラーパスが抜け落ちないようにする対策を講じる必要がある。

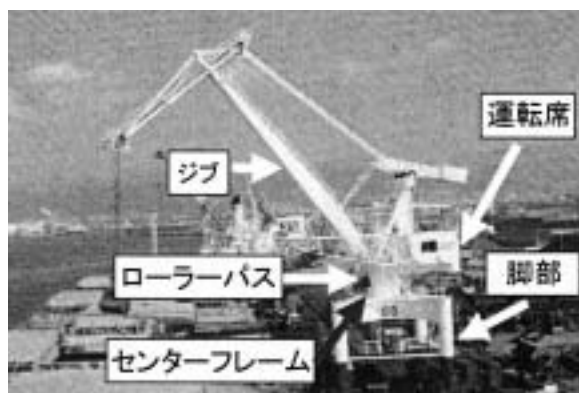


Photo. 2 Level luffing crane with double lever jib
ダブルリンク式引込クレーン

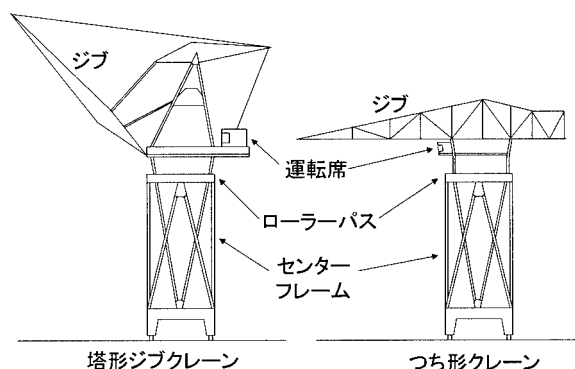


Fig. 21 Jib crane
ジブクレーン

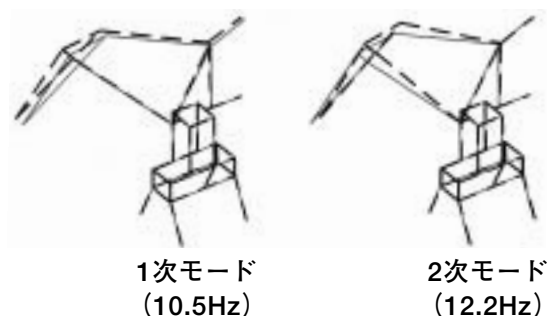


Fig. 22 Mode shapes and natural frequencies
モード形状及び固有振動数



Photo. 3 Model for the shaking table tests
振動台実験用縮小モデル

5. まとめ

兵庫県南部地震によって、多くのクレーンが倒壊する被害が発生した。クレーン作業の目的に応じて、クレーンの規模や形態は様々であるが、コンテナクレーンとダブルリンク式引込クレーンについて検討を行った。

コンテナクレーンは、地震力によってロッキングが発生し、倒壊に到ったものと推測されていたが、縮小模型を用いた振動台実験及び数値解析シミュレーションによって、推測されていた倒壊過程を再現することができた。また、ロッキングを伴う複雑な挙動が発生した場合においても、非線形解析に依らず線形解析の結果から、部材に発生する応力を推定できることを示した。さらに、既に提案されている免震構造としたコンテナクレーンの問題点を指摘すると共に、重心を下げることによって耐震性能の向上が図れることを示した。

ダブルリンク式引込クレーンにおいては、振動特性で最も重視される固有振動数が、非常に高いことが分かった。そのため、地震を受けても構造物に加わる振動エネルギーは殆ど増幅されないのが、現在採用されている最も簡便な耐震設計法で、十分に対応が可能であることが分かった。しかし、設計用外力を引き上げる必要があると考えられる。

本論で検討したコンテナクレーン、ジブクレーンに限らず、検討対象とはしなかった建築用タワークレーン等についても同様であるが、クレーンの耐震設計において、現在採用されている設計では、近年警戒されている東南海地震が発生した時に、兵庫県南部地震発生時と同様の被害が起こることが予想される。そのため、基本水平震度の見直しを行う必要がある。さらにクレーンの動的な特性によっては、震度法または、修正震度法を採用する必要があると考えられる。しかしながら、それらを行なうことによって経済活動に支障をきたす可能性もあるので、耐震安全性及び、経済性の両側面からの検討が必要となる。同時に、既存のク

レーンに対する耐震対策についても早急に検討し、耐震補強を行う必要がある。

参考文献

- 1) 日経BP社 日経アーキテクチュア編, 阪神大震災の教訓.
- 2) 橘内良雄, 兵庫県南部地震によるクレーンの被害状況, クレーン35-3 (1997).
- 3) 産業安全研究所特別研究報告, 地震に対するクレーンの安全対策に関する特別研究.
- 4) 社団法人 日本クレーン協会 クレーン年鑑, 平成7年版.
- 5) 前田豊, ロッキング時におけるクレーン揺客部の折れ曲がり防止法の検討, 日本機械学会第8回交通・物流部門大会講演論文集1999.12.
- 6) 田邊俊郎他, コンテナクレーンの地震時の挙動に関する模型実験, 日本機械学会論文集 (C編) 66巻646号 (2000-6).
- 7) Timoshenko, S., "Strength of Materials, Part I, Elementary Theory and Problems, " Third Edition, D.Van Nostrand, 1955.
- 8) 稲富他, 大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状, 港湾技術研究所報告, Vol.12, No.2, pp.7-32, 1973.
- 9) 例えば, 大久保欣昭他, 免震コンテナクレーン, 日本機械学会第9回交通・物流部門大会講演論文集2000.12.
- 10) クレーン構造規格 (平成7年労働省告示第134号) .
- 11) (社) 日本クレーン協会, クレーン耐震設計指針, 「クレーン」第28巻3号, 1990.
- 12) Tadafumi KANAYAMA, Akihiro KASHIWAZAKI, A study on the dynamic behavior of container cranes under strong earthquakes, PVP-Vol.364, Seismic Engineering, ASME, 1998.
- 13) 曾我部潔, クレーンの振動解析による耐震性の検討状況 (2) 完, 「クレーン」第35巻4号, 1997.

(平成16年12月10日 受理)