

免震橋用ノックオフ機能付橋台の設計法に関する研究

菊地 敏男 樋口 俊一
後藤 洋三

Study on Design Method for Knock-off Abutment of Base-isolated Bridge

Toshio Kikuchi Shun-ichi Higuchi
Yozo Goto

Abstract

Knock-off abutments are devices for absorbing collisions between base-isolated bridge girders and abutments during major earthquakes. A new type of knock-off abutment to deal with conditions found in Japan, namely, high seismicity and heavy highway traffic, has been studied and its functions confirmed through 1/2-scale model experiments. A design method which considers the post-yield mechanics of the knock-off device is proposed and a nonlinear numerical simulation analysis assures that it is applicable to practical.

概 要

橋梁に免震設計を適用すると、地震における桁の応答変位が従来よりも大きくなる。桁と橋台の遊間をあまり大きくしないための工夫のひとつとしてノックオフ構造がニュージーランドで実用化されている。これは大規模な地震時に桁が橋台と衝突した場合、ノックオフ部の橋台が裏込め地盤の方に適当に移動できるようにしておき、衝突による影響を緩和するものである。

我が国の場合、この装置はまだ設置された例が少なく、設計法も確立されていない。そこで、本研究は、ノックオフ装置の1/2模型による破壊試験とFEMによる数値シミュレーションを実施し、ノックオフ部が滑動する時の裏込め地盤とアスファルト舗装の破壊のメカニズムと抵抗力を明らかにすると共に、その結果に基づいてノックオフ部が滑動する際の抵抗荷重の簡便な算定方法を提案した。

1. はじめに

橋梁に免震設計を適用すると、地震時の桁の応答変位が従来よりも多少大きくなり、道路橋では桁と橋台間や桁同士の間で従来よりは伸縮量の大きなジョイントが必要となる。通常の桁橋に大きなジョイントを取付けるのは高価であり且つメンテナンスの費用がかさみ、走行性を損なう恐れもある。従って、免震橋であっても通常の伸縮装置のなかから比較的許容伸縮量の大きなものを採用する程度とし、中小の地震による伸縮は吸収するが、耐用年数の間に一度生ずるか生じないかというような大規模地震の際には、装置が破損することを許容するとしたほうが合理的といえる。もちろん、破損は部分的に留まり、地震後は速やかに修復できるものでなければならない。このような要件を満たすために考え出されたものがノックオフ装置である。ノックオフ装置は橋台の頂部

に設けられ、通常交通荷重によっては損傷を受けたり滑動したりしない。しかし、地震時に桁が橋台の頂部に衝突した場合には、ノックオフ装置のブロックが裏込め地盤の方へ移動し、変位を吸収するものである。

橋梁の免震設計に早くから積極的なニュージーランドでは図-1に示すようなノックオフ装置が実用化されているが、その機能を実証するデータは報告されていない。また、我が国では、この装置の設置例は当社が設計施工した唐崎橋だけであり、設計法も確立されていない。

そこで、本研究は、ノックオフ装置の1/2模型による破壊試験とFEMによるシミュレーションを行い、ノックオフ部が滑動する時の裏込め地盤とアスファルト舗装の破壊のメカニズムを明らかにし、その結果に基づいて、ノックオフ部の滑動抵抗荷重の簡便な算定方法を提案するものである。

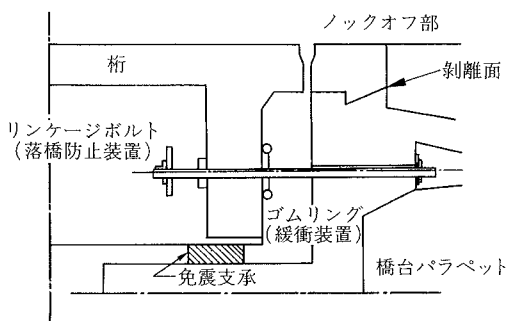


図-1 ノックオフ機能を有する橋台

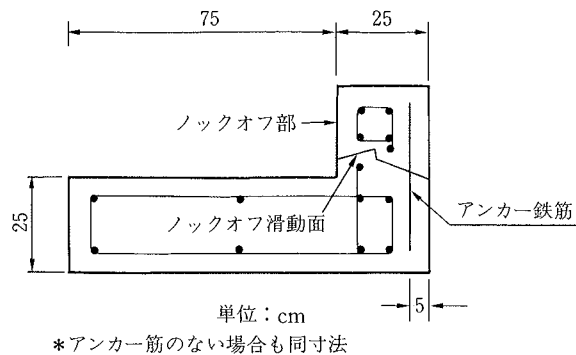


図-3 ノックオフ装置模型

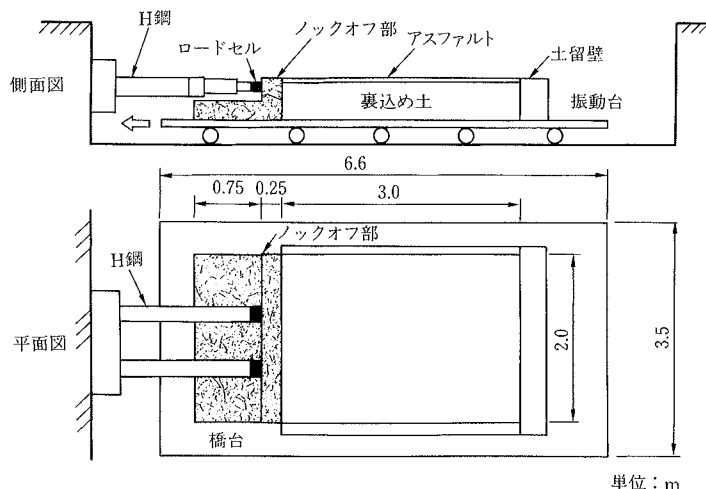


図-2 実験装置の概要

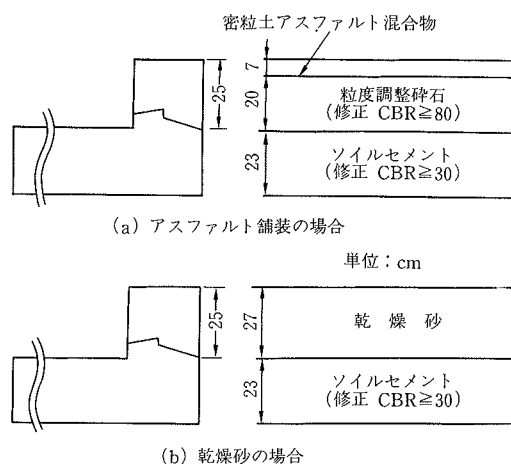


図-4 橋台裏込め部の構成

2. 実験

2.1 実験装置および模型の概要

実験装置の概要を図-2に示す。橋台と裏込め地盤側が振動台の上に設置され、桁側が反力壁に固定されている。振動台を緩速あるいは急速に動かすことにより、ノックオフ部をロードセルが取り付けられた桁端部と衝突させることができる。模型の大きさは実物のおよそ1/2スケールで、ノックオフ部と橋台の材料は鉄筋コンクリートである。橋台とノックオフの接合部は図-3に示すようにアンカー筋のある場合とない場合の2種類とし、アンカー筋はφ10を450mmピッチで配した。また、ノックオフ部におけるコンクリートの縁切りにはビニールシートを用いた。

橋台裏込め部の構成を図-4(a), (b)に示す。砂地盤のみの場合とアスファルト舗装の2種類である。アスファルト舗装の場合は、アスファルト舗装要綱に準じて裏込め部を作製した。

2.2 実験方法

実験はアンカー筋の有無、裏込め部の構成および荷重速度をパラメータに計12ケース実施した。ノックオフ部、裏込め地盤および舗装の破壊した部分は、各実験ごとに取除き、新たに作製した。ノックオフ装置の抵抗荷重は

桁端部に取付けられたロードセルにより測定し、ノックオフ滑动時の水平および上下変位は、ノックオフ部の側面と上面および裏込め地盤上に設置した変位計により測定した。

2.3 実験結果

2.3.1 抵抗荷重～変位曲線 裏込め部が乾燥砂およびアスファルト舗装の場合における抵抗荷重と変位の関係を図-5から図-7に示した。図-5は乾燥砂における緩速および急速荷重の場合、図-6はアンカー筋なしのアスファルト舗装の緩速および急速荷重の場合、図-7はアスファルト舗装・緩速荷重におけるアンカー筋あり・なしの場合である。これらの図より、抵抗荷重は変位が0.5～3cm程度になった段階で最大値に達し、その後は減少していることがわかる。裏込めが乾燥砂の場合、急速荷重の最大抵抗荷重は緩速荷重時のそれに比較して20%程大きくなる程度である。しかし、裏込めがアスファルト舗装されている場合は、急速荷重における最大抵抗荷重は緩速荷重に比べて3.4～4.4倍大きく、急速な荷重に対してはアスファルト部の抵抗力が増大することがわかる。また、緩速荷重でアンカー筋がある場合の最大抵抗荷重は、ない場合に比較して3.5倍程度になることがわかった。

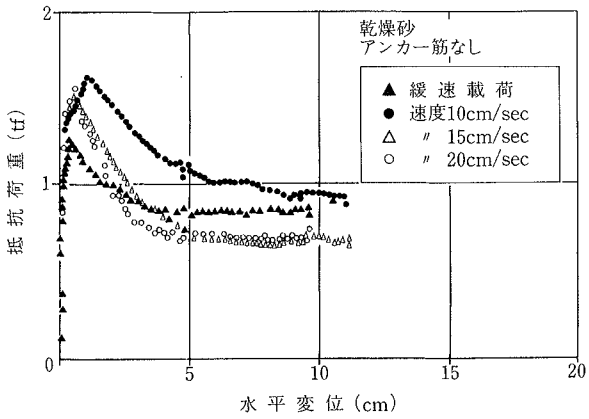


図-5 抵抗荷重～変位曲線（乾燥砂）

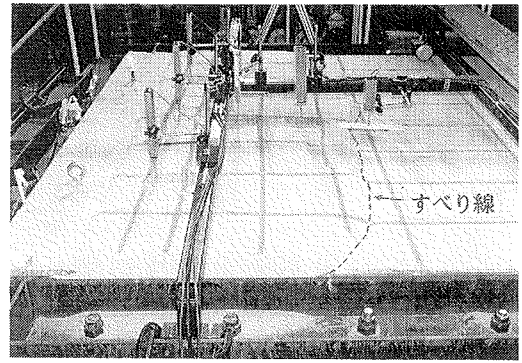


写真-1 乾燥砂によるすべり線の発生状況
すべり線は緩速, 急速によらずほぼ
同じ位置にある。

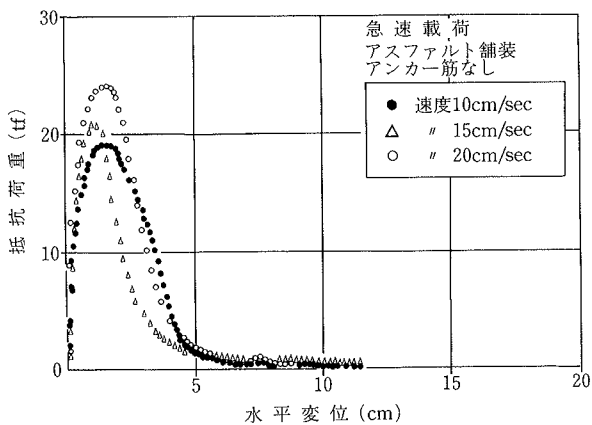


図-6 抵抗荷重～変位曲線（アスファルト舗装）

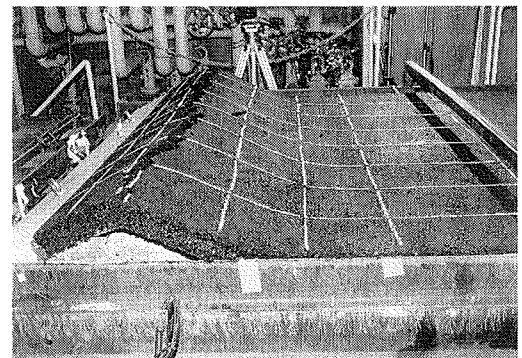


写真-2 緩速荷重における舗装の破損
（アンカー筋がない場合）

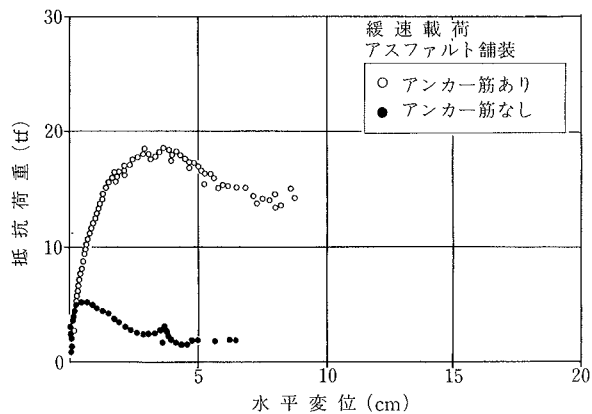


図-7 抵抗荷重～変位曲線（アスファルト舗装）

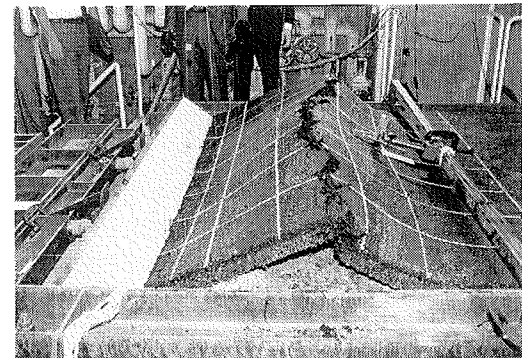


写真-3 急速荷重における舗装の破損
（アンカー筋がある場合）

2.3.2 裏込め部の破壊状況 荷重終了時における裏込め部の破壊状況を写真-1 から写真-3 に示す。写真-1 はアンカー筋なしで乾燥砂の場合である。乾燥砂のすべり線はロックオフ部の位置から75～100 cmの間に現われ、すべり線からロックオフ側が盛り上がっている。すべり線の位置は中央部付近が遠く、両端部はやや近い。この傾向は急速・緩速荷重の場合において、まったく同様である。写真-2 はアンカー筋なしで緩速荷重を行った場合である。ロックオフ部は下部が前方に出る方向に

回転し、舗装部がロックオフ部から50 cm付近で上方に折れ曲がって破壊した。一方、写真-3 に示すようにアンカー筋ありの条件で急速荷重を行った場合には、ロックオフの下部はアンカー筋により橋台部に拘束されるため、上部が前方に回転する。アンカー筋は伸びるが切断には至らず、橋台部のアンカー筋のかぶりコンクリートが破損した。また、舗装部の破壊はロックオフ部から70 cm付近である。

3. FEM 解析

3.1 数値解析の概要

ロックオフ装置のモデル化に際しては、ロックオフ部と裏込め地盤の接触の問題、裏込め材の材料非線形、および実験結果より予想された幾何学的非線形を考慮する必要がある。そこで、解析には汎用非線形有限要素解析プログラム ABAQUS (Ver. 4. 9) を用いた。

3.2 解析モデル

3.2.1 解析モデルの概要 実験に用いられた模型の形状から、解析は二次元平面ひずみ条件で行ってよいと考えられる。そこで、模型の縦断面について図-8のような解析モデルを設定した。裏込め地盤部は弾塑性の連続体と仮定し、4 節点平面ひずみ要素で構成した。ロックオフ部は剛体要素とした。ロックオフ部と裏込め地盤部の接触面にはクーロン摩擦を仮定したジョイント要素を設けた。また、アスファルト部の抵抗荷重の速度依存性は、材料定数の変化させてモデル化した。なお、本解析モデルでは計算の複雑さを避けるため、ロックオフ部と橋台部のコンクリート間の摩擦については考慮しなかった。

3.2.2 解析ケース 解析は裏込め地盤の構成および荷重条件の違いから、表-1 に示した 3 ケース・5 パターンについて行った。

3.2.3 材料定数 裏込め地盤の材料定数のうち、乾燥砂および碎石の材料定数には、要素試験の結果を採用した。

一方、模型実験よりアスファルト舗装の抵抗荷重が急速荷重時には増大することが確認されたことから、その材料定数については以下の検討を行い決定した。

アスファルトの力学挙動については適切な力学モデルが見出せなかったため、完全弾塑性体を仮定した。アスファルトの変形特性を表わす指標としては一般的に変形係数が求められているが、本解析では変形係数をいわゆる弾性定数と見なした。変形係数に関する研究によれば、変形係数は荷重時間と温度によってかなり影響を受けることが明らかになっている。本解析ではアスファルト舗装の緩速荷重時の弾性定数として要素試験から求められた値を採用した。一方、参考文献(10), (11)にはアスファルト舗装の急速荷重時における変形係数を比較的容易に求めるためのノモグラムが作成されており、今回は温度 20°C、荷重速度として $V=10 \text{ cm/sec}$ を想定して、これらより急速荷重時の弾性定数を設定した(表-2)。アスファルト舗装の降伏応力は、緩速荷重時の定数を要素試験より求め、急速荷重時の定数についてはこれに荷重速度の効果を割り増して設定した。

3.2.4 解析モデルの境界条件 ロックオフ部の移動および裏込め地盤の変形状況をうまく表わすために、各解析ケースにおける裏込め部の境界条件は図-9のように設定した。ケース 1 およびケース 3 は、ロックオフ部の上方が前にできるように回転することから、裏込め部の

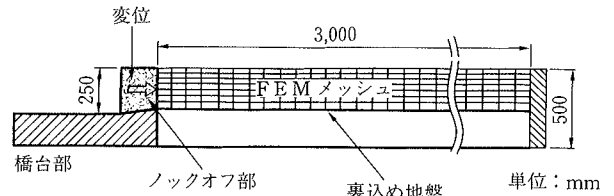


図-8 解析モデルの概要

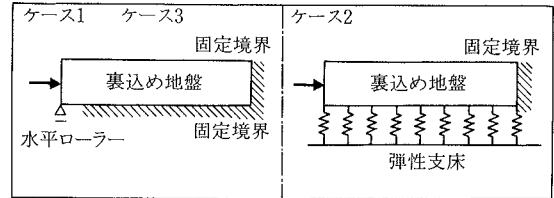


図-9 解析モデルの境界条件

表-1 解析ケース

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
裏込め地盤	砂	アスファルト舗装+碎石	
		アンカー筋なし	アンカー筋あり
荷重条件	(a) 緩速	(a) 緩速 (b) 急速	(a) 緩速 (b) 急速

表-2 FEM モデルの材料定数と構成関係

裏込め材料	砂	碎石	アスファルト	
			緩速	急速
構成関係	弾・塑性	同左	同左	同左
弾性定数(kgf/cm ²)	多孔質弾性体	140	2,000	4,700
降伏応力(kgf/cm ²)	Mohr-Coulomb	同左	5	10
内部摩擦角φ(deg)	36	40	—	—
粘着力c(kgf/cm ²)	0.05	0.10	—	—
単位重量(kg/m ³)	1,520	2,100	1,030	同左

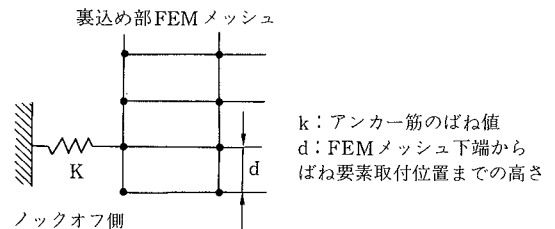


図-10 アンカー筋のモデル化

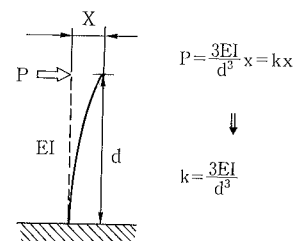


図-11 ばね値の算定方法

滑りが促されるようにノックオフ部近傍の境界に水平ローラーを設けた。一方ケース2はノックオフ部の下方が前方にできるように回転するが、変形が大きくなりすぎるとノックオフ部と裏込め部間のジョイント要素がうまく機能せず計算の安定が損なわれる。そこで、裏込め部ノックオフ側の変形を抑制するため路盤部に弾性支床を設けた。なお弾性支床の弾性定数は、裏込め砕石部と同じ値とした。

3.2.5 アンカー筋のモデル化 本解析では、アンカー筋により滑動時のノックオフ部の変形挙動が拘束される様子を、図-10のように荷重面にばねを付加することでモデル化した。これにより、ノックオフ部が時計回りに回転するような荷重条件が再現されている。また、模型実験ではノックオフ部が滑動した時にアンカー筋は曲げ降伏するとともに、橋台定着部からの引き抜けにより伸張したが、解析では単純化のためばね要素には線形ばねを仮定した。アンカー筋のばね値は、かぶりコンクリートが破損したと想定して図-11のようにアンカー筋を片持ち梁でモデル化して算定した。

3.3 解析方法

模型実験では各モデルごとに、緩速荷重と速度を変えた急速荷重を行っているが、本解析においては急速荷重の効果をモデルの材料定数に反映させている。解析は初めに裏込め地盤の自重解析を行った後、ノックオフモデル（剛体）をSTEP BY STEPで強制変位させて、ノックオフ部の滑動を再現した。

3.4 解析結果

3.4.1 荷重抵抗～変位曲線 図-12はケース1におけるノックオフ部の抵抗荷重と変位の関係である。また、図中には模型実験結果も併せて示している。解析によるノックオフ装置の最大抵抗荷重は1.27tfであり、実験値(1.26tf)とも整合している。

図-13はケース2の緩速荷重、急速荷重を想定したノックオフ部の抵抗荷重と変位の関係である。緩速荷重時の最大抵抗荷重は7.5tfであり、模型実験で確認された最大抵抗荷重5.57tfよりも2.0tf程度大きい。この時の変位も解析値の方が大きい。一方、急速荷重時の最大抵抗荷重は9.5tfと実験値(19.5tf)の約1/2程度であり、この時の変形量は実験値のそれよりもかなり小さい。急速荷重時の解析では最大荷重に達する前に数値計算が不安定になったものと思われる。

図-14はケース3における緩速・急速荷重時の抵抗荷重と変位の関係である。緩速荷重の場合、図中に実線で示した実験値と比較すると、最大抵抗荷重を示すときの変位は解析値の方が小さいものの、最大抵抗荷重の大きさはおよそ20tfで実験値(19tf)とほぼ等しい。急速荷重時の荷重～変位曲線は、実験値が最大値しか得られていないためその形状の比較は出来ないが、最大抵抗荷重39tfは実験値(38.6tf)とよく一致した。

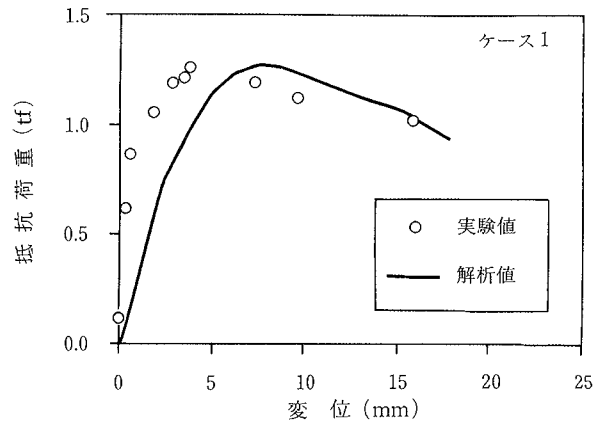


図-12 荷重～変位曲線 (砂の場合)

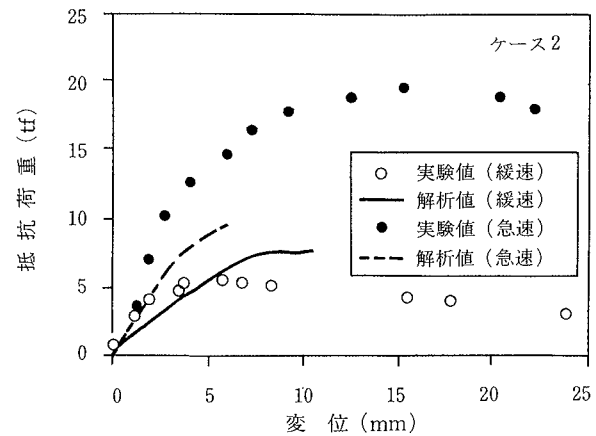


図-13 荷重～変位曲線 (アスファルト+砕石, アンカー筋なしの場合)

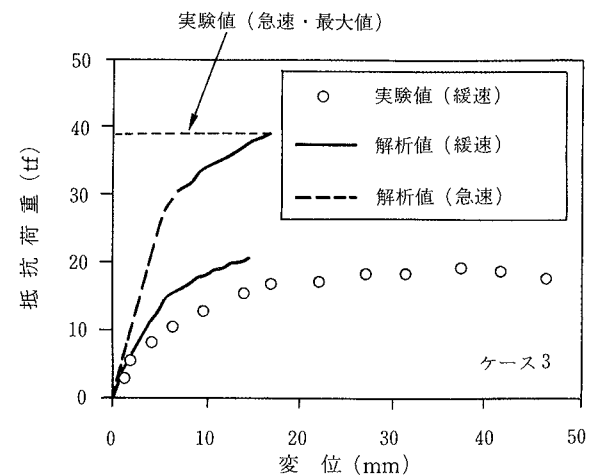


図-14 荷重～変位曲線 (アスファルト+砕石, アンカー筋ありの場合)

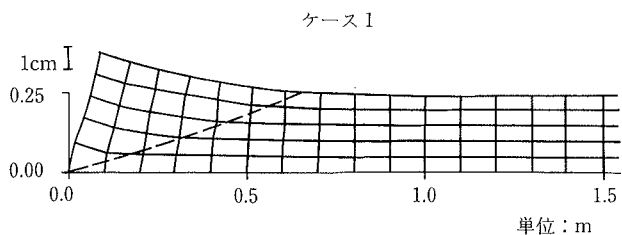


図-15 裏込め地盤の変形図
(砂の場合)

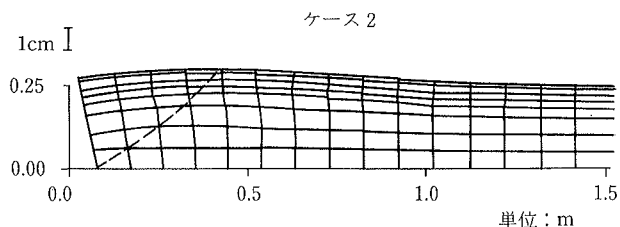


図-16 裏込め地盤の変形図
(アスファルト+砕石, アンカー筋なしの場合)

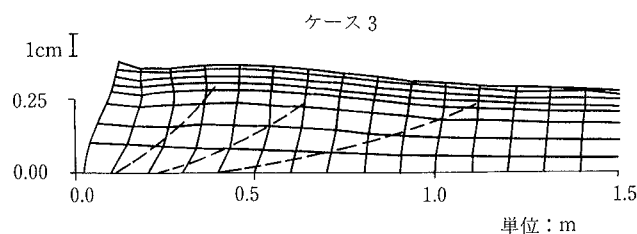


図-17 裏込め地盤の変形図
(アスファルト+砕石, アンカー筋ありの場合)

3.4.2 裏込め部の変形状況 図-15はケース1における裏込め地盤の変形の状況である。図より、ノックオフ部は上部が前方に出るように回転し、地盤はノックオフ背後で上方に盛り上がっている。また、ノックオフ下部から裏込め地盤内にすべり線が発生しており、ノックオフ部から60 cm付近で地盤表面に達している。

図-16はケース2の緩速载荷における裏込め地盤の変形状況である。図より、ノックオフ部の下方が前方に回転するためすべり面が発生し、アスファルト舗装がノックオフ部よりやや離れた部分(30 cm付近)で上方にはらみ出している様子が示されている。この傾向は急速载荷の場合も同様である。

図-17はケース3の緩速载荷時の最大変位が得られた時点での裏込め地盤部の変形状況である。ノックオフ部に接する左端では、上部の変位が先行している。アスファルト舗装の最も盛り上がっている部分は左端から30 cm付近である。ノックオフ部に近い砕石部の要素は膨らむように変形している。また、砕石部にはせん断面もいくつか発生し、これがアスファルト舗装の隆起を引き起こしている。

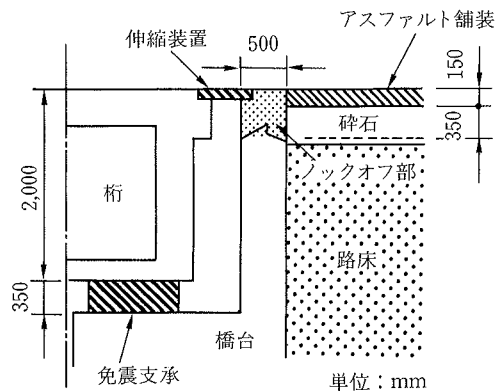


図-18 解析対象としたノックオフ装置

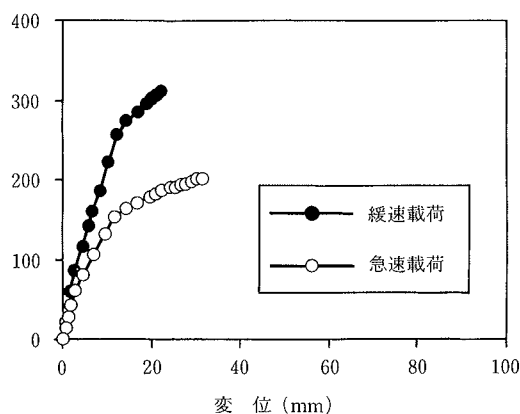


図-19 実物モデルの荷重～変位曲線

3.5 実物を想定した解析

3.4の解析結果は、模型実験結果をうまくシミュレートしており、本解析におけるノックオフ部、裏込め地盤、アンカー筋のモデル化と材料定数の設定は妥当であると考えられる。そこで、本節では図-8の解析モデルをスケールアップした実物想定モデルを用いた数値シミュレーションを行い、ノックオフ装置滑动時の最大反力を検討する。

実物として解析対象としたのは、幅員10 m、上部工重量1,800 tfのPC桁免震橋に設置されるノックオフ装置である(図-18)。装置の大きさは模型の2倍である($l=6$ m, $h=1$ m, ノックオフ部高さ50 cm, 舗装厚15 cm, 砕石厚35 cm)。アンカー筋は、SR24 ϕ 10の鉄筋を250 mmピッチで配筋すると想定した。

図-19に本解析で得られたノックオフ部の変位～抵抗荷重曲線である。これより、緩速载荷時の最大反力はおよそ200 tfになることがわかる。一方、急速载荷の場合は、曲線が平坦にならないうちに解析不能となってしまったが、その時の最大抵抗荷重はおよそ320 tfであり、計算が続行できれば最大反力は350 tf程度になると推定される。

4. ロックオフ装置の最大反力簡易計算法

模型実験のFEMシミュレーション解析より、ロックオフ部滑動時における裏込め地盤の破壊状況について、

① アスファルト舗装はロックオフ部背後で折れ曲がるように破壊する。

② 砕石部にはすべり面が現われる。

などの特徴が見い出された。

本章ではこれらの結果を踏まえて、ロックオフ装置の設計への適用を前提とした最大反力の簡易的な計算方法について検討する。

4.1 最大反力簡易計算法の提案

アスファルト舗装の破壊を、弾性床上の梁の座屈問題としてとらえる。図-20のような梁の荷重 P と変形 y の関係式は(1)式のように表わされる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} + ky = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

E : ヤング率

I : 単位奥行き当たりの断面 2 次モーメント

k : 弾性床のばね値

P : 単位奥行き当たりの座屈荷重

これを最小次の座屈荷重 P について解くと、P を最小にするような座屈長 l と座屈荷重 P について(2), (3)の関係式が得られる。

$$l = \pi \sqrt{\frac{2EI}{P}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$P = 2\sqrt{EI \cdot k} \quad \dots\dots\dots(3)$$

以上に示した関係式と、模型実験で得られた最大反力および解析で用いた EI の関係から、座屈長 l とばね値 k を逆解析する。図-21に示したようなロックオフ部0点まわりにおけるモーメントの釣り合いより、裏込め地盤の総反力 F に対するアスファルト舗装の寄与分 P_a は(4)式のように表わされる。

$$P_a = \frac{1}{h_a} (F \cdot h_F - P_g \cdot h_g) \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、

F : ロックオフ部の単位奥行き当たりの総反力

h_F : F の作用位置

P_a : アスファルト舗装部の単位奥行き当たりの反力

h_a : P_a の作用位置

P_g : 砕石層の単位奥行き当たりの抵抗力

h_g : P_g の作用位置

一方、砕石部の破壊を滑り破壊と考えると、ロックオフ部が滑動する瞬間の砕石層の抵抗力 P_g はランキンの受動土圧式より(5)式のように表わされる。

$$P_g = \frac{1}{2} \gamma_g H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2cH \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(5)$$

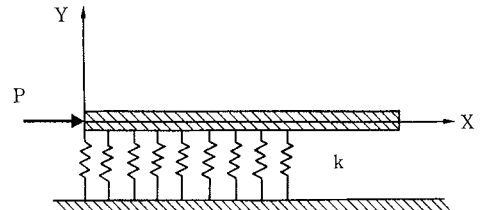


図-20 弾性床上の梁の座屈問題

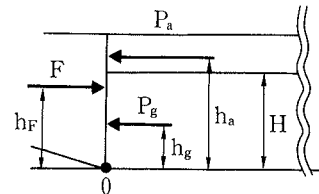


図-21 ロックオフ部のモーメントの釣り合い

表-3 模型実験結果より推定した座屈長 l とばね値 k

	F(kgf)	E _g (kgf/cm ²)	P _a (kgf)	l (cm)	k(kgf/cm ³)
緩速	9,500	2,000	6,400	133	1.78
急速	19,300	4,700	13,200	142	3.21

表-4 実大ロックオフ装置の総反力 (全幅 10 m)

	計算値	FEM
緩速	270	200
急速	390	350

(単位 : tf)

ここに、

H : 砕石層厚

γ_g : 砕石の単位重量

φ : 砕石の内部摩擦角

c : 砕石の粘着力

(2)~(5)式と EI および実験結果より、座屈長 l とばね値 k は表-3のように計算される。これより、アスファルト舗装を支えるばね値 k は、緩速および急速ばね値の平均を取って k=2.50 kgf/cm³ とする。

一方、ばね値 k については砕石部の弾性定数 E_g と層厚 H に対して(6)式のような関係が考えられる。

$$k \propto \frac{E_g}{H} \quad \dots\dots\dots(6)$$

これより(7)式を仮定する。

$$k \cdot H = \text{const} \quad \dots\dots\dots(7)$$

(7)式に H=18 cm, k=2.50 kgf/cm³ を代入すると kH=45.0 kgf/cm² が得られる。

4.2 計算例

3.5の解析例で用いた実物を想定したロックオフ装置では、砕石層厚が H=35 cm であるから、(7)式の関係よりばね値が k=45.0/35=1.29 (kgf/cm³) になる。この値

を(3)式に代入し、(4)、(5)式の関係を用いて、ノックオフ装置の総反力 F を計算した結果が表-4である。この値はFEM解析値とも整合しており、本計算方法の妥当性が示されたと言える。

5. まとめ

① 今回の模型実験では、アンカー筋の周辺のコンクリートは引き抜き力のためその一部が破損した。このため、アンカー筋の根入れ部にはひび割れ防止用の鉄筋を配しておく必要があることがわかった。

裏込め地盤は受働破壊面で滑るため、この範囲の地盤、アスファルトを掘り起こし、再度突固め、アスファルトを再転圧することにより復旧できるものと考えられる。

② 実験では、地震時のような急速载荷に対してアスファルト部の抵抗力が増大する傾向が見られた。このため、FEM解析ではアスファルトの変形係数を変化させることによって急速载荷の影響を考慮した。その結果、ノックオフ部の抵抗荷重および裏込め地盤の変形状況を的確にシミュレートすることができた。

③ 幅員 10 m、上部工重量 1,800 tf の免震橋の橋台にノックオフ装置が設置されていると想定して、その滑動時の数値シミュレーションを行った結果、裏込め地盤の最大反力は緩速载荷に対して 200 tf、急速载荷に対して 350 tf 程度になることがわかった。急速载荷時の最大反力は、設計水平震度 k を 0.2 と考えた時の上部工の慣性力 ($1,800 \text{ tf} \times 0.2 = 360 \text{ tf}$) にほぼ等しく、大地震時にはノックオフ装置が適当な抵抗力で滑動することを示している。この時ノックオフ部の裏込め地盤は破壊するが、数値シミュレーションの結果からその範囲は橋台より 3 m 程度であることがわかった。

④ ノックオフ滑動時における最大抵抗荷重を、裏込め地盤部のすべり破壊およびアスファルト舗装部の座屈破壊を仮定した簡易計算法によって求めると、実験値ならびに FEM 解析値と一致する。このことから、本計算法の考え方が妥当であると言える。

なお、本論文の第 2 章と第 4 章に述べた内容は建設省土木研究所と民間 28 社の共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」として実施したものであることを付記する。

参考文献

- 1) 土木研究所、他 28 社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その 2）、土木研究所共同研究報告書、Vol. 60, p. 331~336, (1991. 7)
- 2) (株)日本道路協会：アスファルト舗装要綱, (1988. 11)
- 3) (財)国土開発技術センター：道路橋の免震設計ガイドライン（案）, (1990. 3)
- 4) (株)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, (1990. 2)
- 5) 土木研究所、他 28 社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その 3）—道路橋の免震設計法マニュアル（案）—, 土木研究所共同研究報告書, Vol. 75, p. 133~148, (1992. 4)
- 6) 菊地敏男, 後藤洋三, 黒岩正夫：ノックオフ機能付橋台の模型実験結果について, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集, 第 1 部, (1991. 9)
- 7) 菊地敏男, 後藤洋三, 黒岩正夫：ノックオフ機能付橋台の模型実験結果について, 土木学会第 21 回地震工学研究発表会, p. 549~552, (1991. 7)
- 8) Y. Goto, T. Kikuchi: Development of knock-off abutment for base isolated bridges, Proc. of the 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid/Spain, p. 2221~2226, (1992)
- 9) 樋口俊一, 菊地敏男, 後藤洋三：ノックオフ装置裏込め地盤抵抗の数値解析による検討, 土木学会第 47 回年次学術講演会概要集, 第 1 部, p. 740~741, (1992. 9)
- 10) C. Von der Pole: A General System Describing the Visco-elastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data, J. Appl. Chem, (1954. 4)
- 11) F. Bonnaure et al: A New Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, AAPT, 36, (1977)