土木学会論文集 No. 501／I-29, pp. 153~161, 1994. 10

免震橋用ノックオフ装置の滑動時における破壊機構と最大反力簡易算定法の検討

菊地敏男*・樋口俊一**・後藤洋三***

橋梁の免震設計に積極的なニュージーランドでは，橋桁と橋台の遊間を大きくしないための橋台のノックオフ機構が実用化されている．本研究ではこの機構の日本での実用化を念頭にして，交通密度の高い日本の道路事情等を考慮して改良を加えたノックオフ装置の実証破壊試験とFEMシミュレーションを行い，ノックオフ部滑動時の裏込め地盤の破壊のメカニズムを明らかにして，その滑動抵抗荷重の簡便な算定方法を提案した．

Key Words : seismic isolation, knock-off device, finite element analysis

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数ｾﾝﾁ～数十ｾﾝﾁ大きくなり，道路橋では桁と橋台間や桁同士の間に従来より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インテナンスの費用を増し，走行性を損なう恐れもある．したがって，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，中小の地震による変形は伸縮装置が吸収するが，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，通常の交通荷重によっては損傷を受けたり滑動したりしないが，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Fig.1に示すようなノックオフ装置が実用化されている[1]．しかし，その機能を実証するデータや設計法は報告されていない．わが国や米国ではこの装置の設置例は数少なく[2]，実用的な装置と設計法の開発が待たれている．

本研究では，ニュージーランド流のノックオフ装置に耐久性を考慮してアンカー筋を設置するとともに，すべり面の排水性を改良した装置の1/2模型を用いた実証破壊試験とFEM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検討した．そして，それら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．

2. 実　験

(1) 実験装置および模型の概要

実験装置の概要をFig.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Fig.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の丸鋼棒を450mmピッチで配した．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はFig.4(a)，(b)に示したとおり砂地盤のみの場合とアスファルト舗装の２種類で，砂地盤の模型は実験方法の妥当性の確認及び数値解析のキャリブレーションのために行った．アスファルト舗装は，アスファルト舗装要綱に準じて[3]裏込め部を作製した．

(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載荷速度をパラメーターに計12ケース実施した．動的載荷速度は固有周期1.5秒の免震橋梁が200galで応答するとして，10cm変位した後に橋台と衝突する際の速度としてv=20cm/secを仮定した．比較のために載荷速度v=10,15cm/secについても実験を実施した．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

*正会員　工修　（株）大林組技術研究所企画管理部
（〒204 東京都清瀬市下清戸4-640）
**正会員　工修　（株）大林組技術研究所土木第五研究室
***正会員　工博　（株）大林組技術研究所土木第五研究室

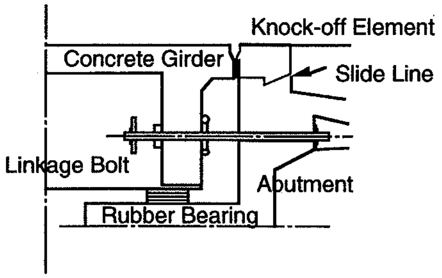
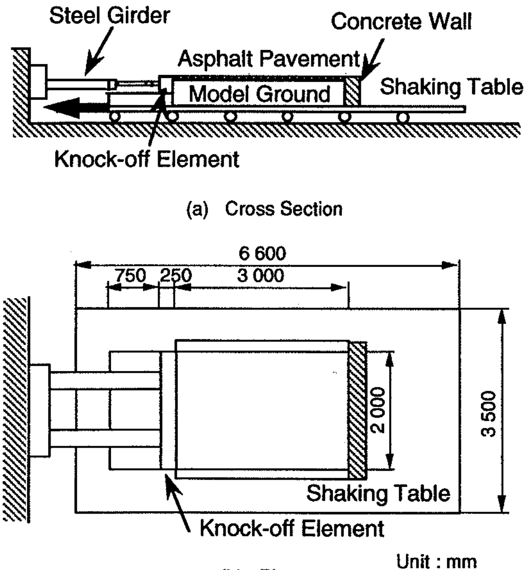


Fig.1 An Abutment with Knock-off Device
(New Zealand, Moon Shine Bridge)[1)]



(a) Cross Section

(b) Plane

Fig.2 Experiment Model

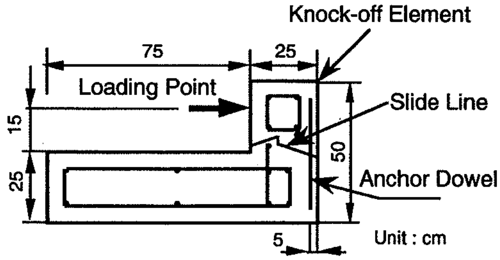
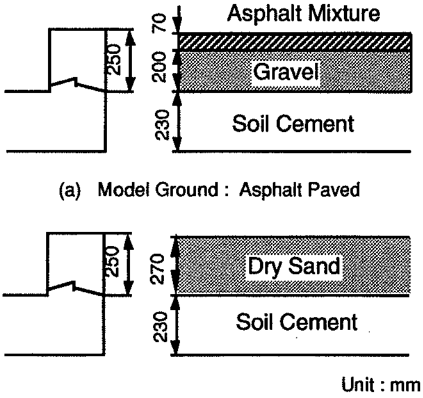


Fig.3 Knock-off Element



(a) Model Ground : Asphalt Paved

(b) Model Ground : Dry Sand

Fig.4 Composition of Model Ground

られたロードセルにより測定し，滑動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．

(3) 実験結果

a) 載荷速度と最大抵抗荷重

Table 1に，載荷実験の条件と最大抵抗荷重を示した．裏込めが乾燥砂の場合には急速載荷時の最大抵抗荷重は，緩速載荷（静的載荷）時のそれに比較して20%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，急速載荷における最大抵抗荷重は緩速載荷のそれに比べて3.4～4.4倍大きく，急速な載荷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，緩速載荷で比較するとアンカー筋がある場合の最大抵抗荷重はない場合の3.5倍程度になることがわかった．

b) 抵抗荷重～変位曲線

裏込め部が乾燥砂とアスファルト舗装の場合の抵抗荷重と変位の関係を**Fig.5**から**Fig.7**に示した．**Fig.5**は乾燥砂における緩速および急速載荷の場合，**Fig.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載荷の場合である．これらの図より，抵抗荷重は変位が0.5cm～2.0cm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．一方，**Fig.7**に示したように，ノックオフ部にアンカー筋があるの抵抗荷重が最大になる時の変位はアンカー筋がない場合よりおよそ4倍大きい．

c) 裏込め部の破壊状況

載荷終了時における裏込め部の破壊状況を**Photo 1**から**Photo 3**に示す．**Photo 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ノックオフ部の位置から75cm～100cmの間に現われ，すべり線の内側が盛り上がっている．すべり線の位置は中央部付近で遠く，両端部でやや近い．この傾向は急速載荷の場合も緩速載荷の場合もまったく同様である．**Photo 2**は裏込め部をアスファルト舗装しアンカー筋なしで緩速載荷をおこなった場合である．ノックオフ部は下部が裏込め側に回転し，変形が進むと舗装部がノックオフ部から30cm付近で上方に折れ曲がって破壊した．一方，**Photo 3**に示すようにアンカー筋ありの条件で急速載荷を行った場合には，ノックオフの下部がアンカー筋により橋台部に拘束されるため，上部が裏込め側に回転する．アンカー筋は伸びるが切断には至らずに引き抜かれ，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，舗装部の破壊はノックオフ部から70cm付近である．

土木学会論文集 No. 501／I-29, pp. 153-161, 1994. 10

Table 1 Loading Test Results

Model Condition		Loading Rate	Max. Strength
Without Anchor Dowel	Without Ground Model	Static	120 kgf
With Anchor Dowel		Static	4 730
Without Anchor Dowel	Ground Model : Dry Sand	Static	1 270
		10cm/s	1 630
		15cm/s	1 550
		20cm/s	1 580
	Ground Model : Asphalt Paved	Static	5 570
		10cm/s	19 100
		15cm/s	21 100
		20cm/s	24 400
With Anchor Dowel	Ground Model : Asphalt Paved	Static	19 000
		10cm/s	38 600

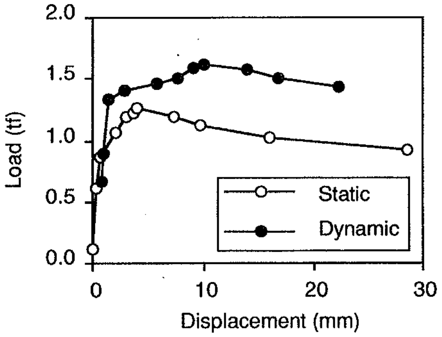


Fig.5 Load-Displacement Curve (Dry Sand ; Without Anchor Dowel)

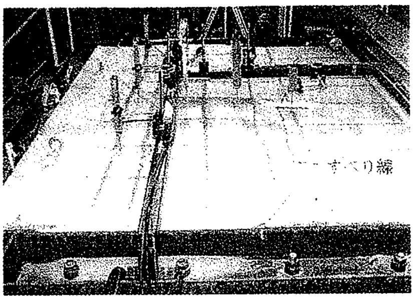


Photo 1 Final Configuration of the Model (Dry Sand ; Dynamic : v=10cm/sec)

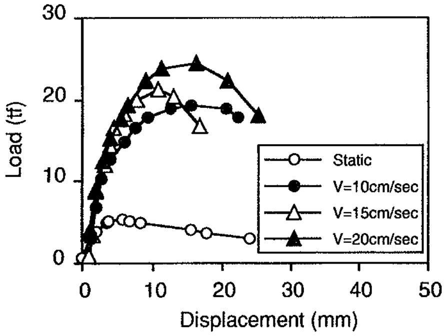


Fig.6 Load-Displacement Curve (Asphalt Paved ; Without Anchor Dowel)

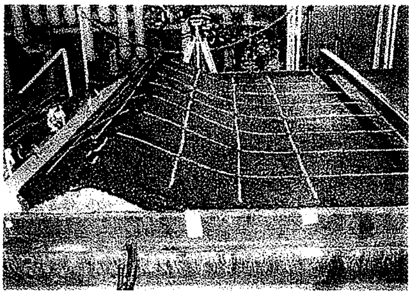


Photo 2 Final Configuration of the Model (Asphalt Paved ; Without Anchor Dowel ; Static)

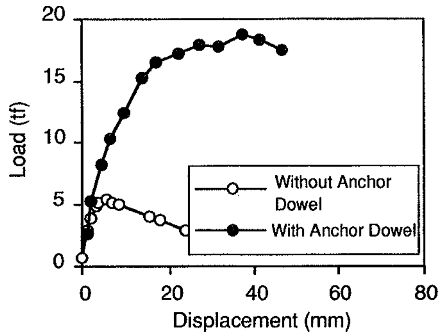


Fig.7 Load-Displacement Curve (Asphalt Paved ; Static)

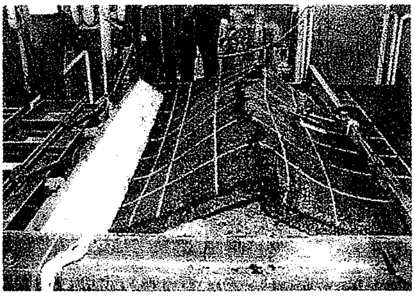


Photo 3 Final Configuration of the Model (Asphalt Paved ; With Anchor Dowel ;Static)

3．FEM解析

(1) 解析の概要

本研究では最も実用的と考えられる裏込め地盤がアスファルト舗装され，アンカー筋が設置されているノックオフ装置について解析した．装置のモデル化に際しては，ノ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，汎用非線形有限要素解析プログラムABAQUSにより解析を行った．

(2) 解析モデル

a）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なってよいと考えられる．そこで，模型の縦断面について**Fig.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．ノックオフ部は剛体要素とし，ノ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（**Fig.9**）．また，アスファルト部の抵抗荷重の速度依存性は，緩速載荷と急速載荷で異なった材料定数を入力してモデル化した．アンカー筋によるノックオフブロックの拘束は，ノックオフ部に付加したバイリニアーのばねによってモデル化した．なお，本解析モデルでは計算の複雑さを避けるため，ノ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．

b）裏込め地盤のモデル化と材料定数の設定

裏込め地盤は下層部が砕石，上層部がアスファルト混合物（いわゆるアスファルト舗装）で構成されている．2.で述べた模型実験より，アスファルト舗装の抵抗荷重が急速載荷時には増大することが確認されたことから，そのモデル化と材料定数の設定については以下の検討を行い決定した．

アスファルト混合物の応力～ひずみ関係については文献等に適当な力学モデルが見いだせなかったため，**Fig.10**のような圧縮に対して強く，引張りに対しては弱いような力学モデルを仮定した．このモデルは圧縮時には非線形挙動を示し，引張り時には弾性挙動を示すがその破壊強度は圧縮時の10％程度になる．圧縮時の非線形挙動についてはHardin-Drnevichモデルでその応力～ひずみ関係を仮定した．Hardin-Drnevichモデルはその形状を規定するために初期弾性定数E_0と終局応力σ_cを必要とする．以下にこれらの定数の決定プロセスを説明する．

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おり，本解析では微小変形領域（$\varepsilon < 10^{-3}$）での変形係数をいわゆる弾性定数と見なした．アスファルト材料については多くの研究がなされており，それらによってアスファルト混合物の変形挙動が載荷時間や温度にかなり影響を受けることが明らかに

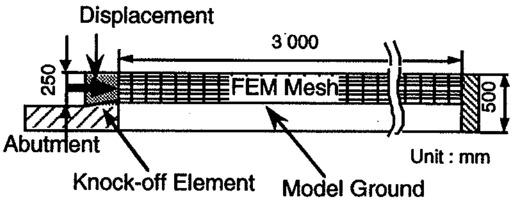


Fig.8 FEM Model

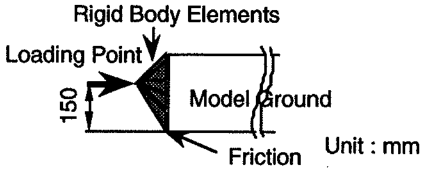


Fig.9 Modeling of Knock-off Element

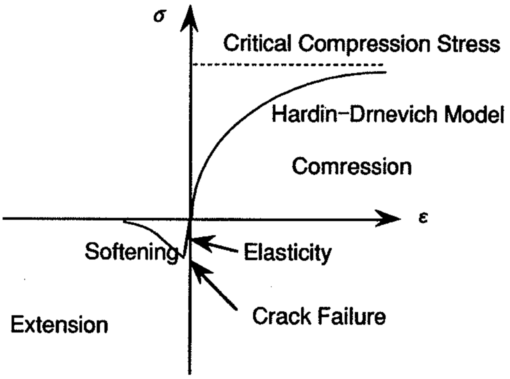


Fig.10 Kinematic Model of Asphalt Pavement

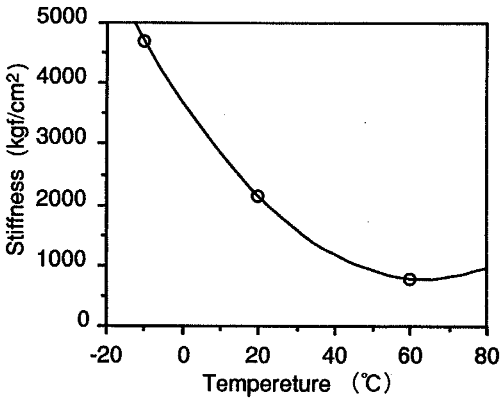


Fig.11 Relation between Stiffness and Tempereture of Asphalt Pavement

なっている．そこで本研究では，異なった温度下での静的な要素試験を実施することにより，アスファルト混合物の微小変形領域での変形係数の温度依存性について調べ，これより実験時（25℃）のアスファルト混合物の静的（緩速載荷時）弾性定数を求めてこれを初期弾性定数E_{0s}と仮定した．**Fig.11**に要素試験で求めたアスファルト混合物の弾性定数と温度の関係を示す．また，終局応力σ_cについても同様の検討を行い，緩速載荷時の終局応力σ_{cs}を決定した（**Fig.12**）．

次に急速載荷時の材料定数E_{0d}及びσ_{cd}について説明する．これらの定数は載荷速度により影響を受けることは明らかであるが，このような材料に対する動的要素試験方法自体が研究課題となるため，今回は動的な要素試験を実施せず，以下のような方法でこれらの材料定数を仮定した．アスファルト混合物の動的性状については，笠原らの行った一連の研究成果[4) 5) 6)]よりその弾性定数と載荷速度及び載荷時の温度との関係が求められている．**Fig.13**は笠原らの求めたアスファルト混合物の弾性定数と載荷時間の関係である．今回は実験時の温度が25℃とし，急速載荷時と緩速載荷時の速度比がおよそ30倍であることから図中の要領で急速載荷時の弾性定数を求めた．また急速載荷時の終局応力σ_{cd}については，緩速載荷時の終局応力σ_{cs}を弾性定数の増大した割合だけ大きくなると仮定した．即ち，

$$\frac{E_{0d}}{E_{0s}}=\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cs}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

である．

下層部の砕石の力学挙動については，要素試験により求められた内部摩擦角及び粘着力をMohr-Coulombの降伏基準にあてはめてその降伏特性をあらわし，弾性域内の挙動については模型地盤内での平均的な拘束圧での要素試験で得られた弾性定数で代表した．**Table 2**に裏込め地盤の材料定数を示す．

c）　アンカー筋のモデル化

模型実験ではノックオフ部が滑動した時にア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．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，**Fig.14**のように載荷面にばねを付加することでモデル化した．これにより，ノックオフ部は時計回りに回転するようになる．アンカー筋のばね特性は，**Fig.15**に示したような鉄筋コンクリート供試体の頭部に水平載荷した時の荷重～変位の関係を参考にして[7)]，**Fig.16**に示したようなバイリニア型とした．図中において，勾配の変化する点は鉄筋が引張り降伏する荷重であり，いわゆる単鉄筋矩形断面の曲げ耐力

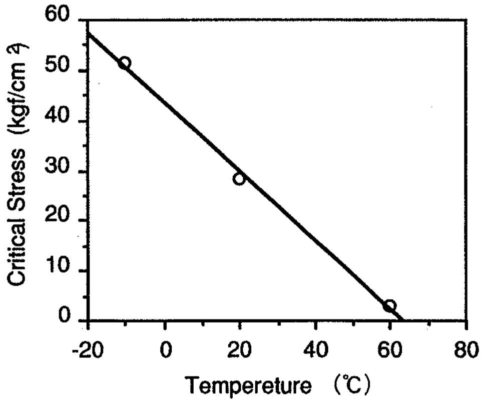


Fig.12　Relation between Strength and Tempereture of Asphalt Pavement

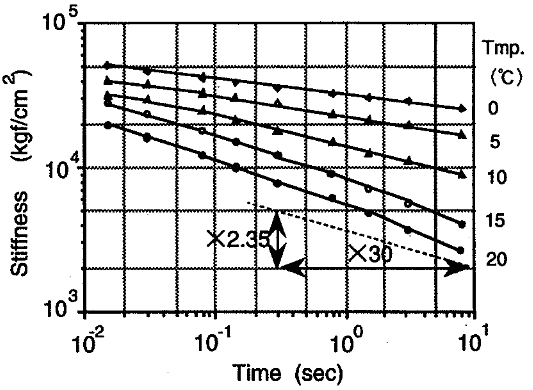


Fig.13　Relation between Stiffness and Loading Rate of Asphalt Pavement *(Kasahara etal.)* [7)]

Table 2　Characteristics of Backfill Materials

Material	Gravel	Asphalt Pavement	
		Static	Dynamic
Stiffness(kgf/cm²)	45	2 000	4 700
Friction Angle (deg)	40	―	―
Cohesion (kgf/cm²)	0.10	―	―
Strength (kgf/cm²)	―	23	57
Unit Weight (kgf/m³)	2 100	2 250	←

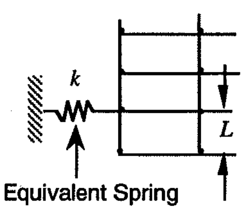


Fig.14　Modeling of Anchor Dowel

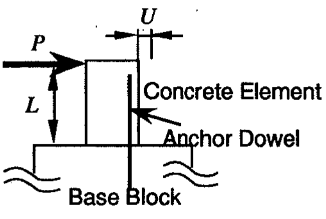


Fig.15　Loading Test Model (Reinforced Concrete Pier)

$$P_y = \frac{\sigma_{sy} A_s (d - x/3)}{L} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

σ_{sy}：鉄筋の引張り降伏応力　A_s：鉄筋の断面積
d：有効高さ　x：圧縮縁から中立軸までの距離
L：片持ち梁の支点から集中荷重の作用点までの距離

で計算される．また，この時の供試体頭部の変位 δ_y は弾性計算によれば，

$$\delta_y = \frac{P_y L^3}{3(E_c I_c + E_s I_s)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3)$$

E_c：コンクリートのヤング率
I_c：コンクリートの断面２次モーメント
E_s：鉄筋のヤング率
I_s：鉄筋の断面２次モーメント

である．しかしながら，上述の文献における載荷実験[7]によれば，鉄筋降伏時の供試体頭部の変位量 U_y には

$$U_y = 10 \cdot \delta_y \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4)$$

なる関係が見いだされている．本研究ではこの結果を用いて

$$k_1 = \frac{P_y}{U_y} = \frac{P_y}{10 \cdot \delta_y} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5)$$

で初期剛性を設定した．また，モデルの２次剛性 k_2 は１次剛性 k_1 の1/10と仮定した．

d）　解析モデルの境界条件

Fig.17に本解析モデルで設定した境界条件を示す．模型実験よりノックオフ部が滑動する際には，裏込め地盤砕石部のノックオフ部下縁付近よりアスファルト舗装下縁にかけてすべり面が発生していると考えられる．そこで裏込め地盤部のノックオフ部付近の底部境界は，水平方向に砕石のせん断特性と等価の特性をもつバイリニア型のせん断ばねで支持し（**Fig.18**），その範囲は試計算により実験結果と整合するように設定した．一方ノックオフ部からある程度離れた領域では，裏込め底部境界に大きな変形は生じないが，裏込め地盤以下の路床材（ソイルセメント）の影響が考えられるため，水平方向に路床材による弾性支持を仮定したせん断ばねを設けた（**Fig.19**）．また，鉛直方向については変形を考慮せず固定とした．裏込め地盤部の土留め壁側については，水平，鉛直両方向について固定とした．

(3)　解析方法

模型実験では各モデルごとに，緩速載荷と急速載荷を行なっているが，本解析においては急速載荷の場合，慣性力の効果は無視して静的な解析を行ない，材料特性に対する速度効果を前述したようにモデルに入力する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おこなった後，ノックオフ部のモデル（剛体要素）をSTEP BY STEPで強制変位させて，滑動を再現する計算を行なった．

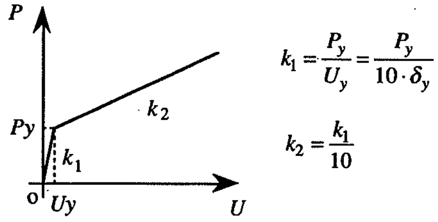


Fig.16　Characteristics of the Anchor Dowel (Bilinear Model)

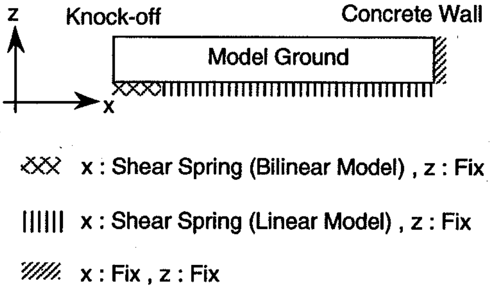


Fig.17　Boundary Conditions of FEM Model

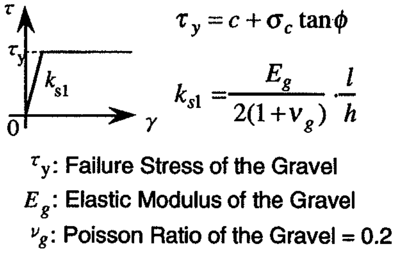


Fig.18　Characteristics of Shear Spring (Bilinear Model)

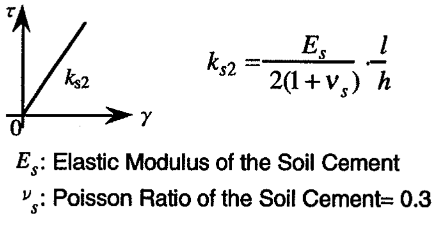


Fig.19　Characteristics of Shear Spring (Linear Model)

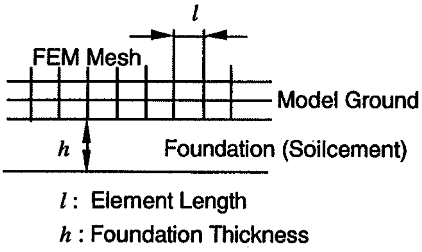


Fig.20　Definitions of l and h

(4) 解析結果

a） 荷重抵抗～変位曲線

解析では抵抗荷重が最大値に近づいたとき，裏込め地盤のノックオフ側に大きな変形が集中し，その付近の有限要素に10数％の変形が起こるため安定性が損なわれ計算続行不可能となった．このような理由から，解析終了時の荷重を最大抵抗荷重と見なすことにした．**Fig.21**は緩速載荷時と急速載荷時の抵抗荷重と変位の関係である．緩速載荷の場合，図中に●で示した実験値と比較すると，最大抵抗荷重の大きさはおよそ26tf（254.8kN）で実験値（19tf;186.2kN）よりかなり大きくなった．最大抵抗荷重を示すときの変位は解析値の方が小さいが，荷重～変位曲線はおおよそ実験の傾向を追従している．一方，急速載荷時の最大抵抗荷重は加力装置の能力的制約から38.6tf（378.3kN）と推測され，計算による最大荷重41tf（401.8kN）とよい一致を示している．

b） 裏込め部の変形状況

Fig.22は緩速載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おり，載荷によってノックオフ部が前方に回転する様子が再現されている．アスファルト舗装は橋台側から60cm付近で最も盛り上がっていて，この点でも実験結果がよく再現されている．ノックオフ部に近い砕石部の要素は膨らむように大きく変形しており，これらがアスファルト舗装部の隆起に影響していると考えられる．

(5) 実物を想定した解析

(4)の解析結果は，模型実験結果をうまく再現しており，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**Fig.8**の解析モデルを実物にスケールアップしたモデルを用いて数値シミュレーションを行い，ノックオフ装置滑動時の最大反力を検討する．

実物の解析対象としたのは，幅員10m，上部工重量1800tfのPC桁免震橋への設置を想定したノックオフ装置（**Fig.23**）である．アンカー筋は，SR24 ϕ 10の鉄筋を250mm ピッチで配筋するとした．

Fig.24は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．これより緩速載荷時の最大反力はおよそ290tf（2.84MN）になることがわかる．一方，急速載荷の場合は，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370tf（3.63MN）である．この反力は，設計水平震度kを0.2と考えた時の上部工の慣性力(1800tf×0.2=360tf)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．

裏込め地盤部の破壊状況は，(4)の解析結果と同様であった．また，ノックオフブロック下側よりアスファルト舗装の橋台側から1.5m付近にかけて大きな塑性変形が

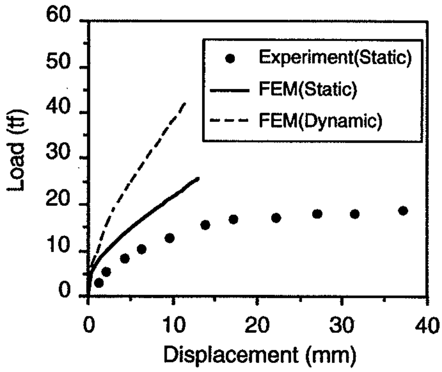


Fig.21 Load-Displacement Curve

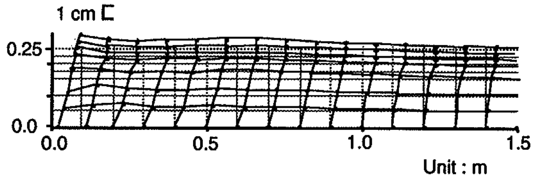


Fig.22 Defomation of Model Ground After Loading

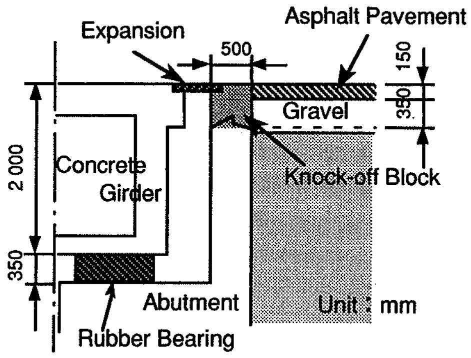


Fig.23 Real Scale Knock-off Abutment (Analyzed Model)

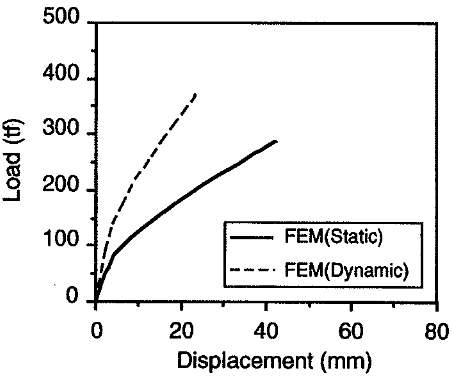


Fig.24 Load-Displacement Curve

現われ変形の範囲は橋台から3m程度に及んでいた．

4．ノックオフ装置の最大反力簡易計算法

模型実験とそのFEMシミュレーション解析より，ノ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ノ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．

等の特徴が見い出された．

本章ではこれらの結果をふまえ，ノックオフ装置の設計への適用を念頭に置いて最大反力の簡易的な計算方法を検討する．

(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．**Fig.25**のような梁の荷重Pと変形yの関係式は式(6)のように表わされる．

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+P\frac{d^2y}{dx^2}+ky=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

ここに，

E：梁（アスファルト舗装）のヤング率

I：梁の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(7)，(8)の関係式が得られる．

$$l=\pi\sqrt{\frac{2EI}{P}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

$$P=2\sqrt{EI\cdot k} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8)$$

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．**Fig.26**に示したようなノックオフ部O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は式(9)のように表わされる．

$$P_a=\frac{1}{h_a}(F\cdot h_F-P_g\cdot h_g) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9)$$

ここに，

F：ノ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（加力位置）

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

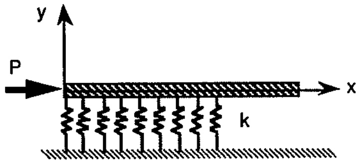


Fig.25 Buckling Model of Asphalt Pavement

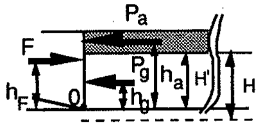


Fig.26 Moment Distribution of the Model when Slipping Occurs

Table 3 Calculation Procedure of Ground Springs

	F (kgf) (Measured)	Ea(kgf/cm²) (Assumed)	Pa (kgf) (Calculated)	l (cm) (Calculated)	k (kgf/cm³) (Calculated)
Static	9 500	2 000	6 400	133	1.78
Dynamic	19 300	4 700	13 200	142	3.21

一方，砕石部の破壊を滑り破壊と考えると，ノ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式(10)のように表わされる．

$$P_g=\frac{1}{2}\gamma_g H'^2\tan^2(45°+\frac{\phi}{2})+2cH'\tan(45°+\frac{\phi}{2}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (10)$$

ここに，

H'：有効砕石層厚（土圧が作用する高さ）

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

式(7)～式(10)とEIおよび実験結果より，座屈長lとばね値kは**Table 3**のように計算される．アスファルト舗装を支えるばね値kは本来速度に依存しない値であるべきなので，ここでは緩速および急速ばね値の平均を取ってk=2.50kgf/cm³（24.5MN/m³）とする．

一方，ばね値kについては砕石部の弾性定数E_gと砕石層厚Hに対して式(11)のような関係が考えられる．

$$k\propto\frac{E_g}{H} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11)$$

これより式(12)を仮定する．

$$k\cdot H=const \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

式(12)にH=20cm，k=2.50kgf/cm³を代入するとkH=50.0kgf/cm²（4.90MN/m²）が得られる．砕石部の締固めの程度や砕石部底面の支持条件が同じであれば，Hを与えることにより式(12)からばね値kを求めることができる．

(2) 計算例

3.(5)の解析例で用いた実物を想定したノックオフ装置において砕石層厚をH=40cmとすると，式(12)の関係より

ばね値がk=50.0/40=1.25kgf/cm³（12.3MN/m³）になる．この値を式(8)に代入し，h_F=30cmを仮定して式(9)，(10)の関係から，ノックオフ装置の総反力Fを計算した結果がTable 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．

Table 4 Max.Strength of the model

	F of eq.(9)	FEM
Static	240	200
Dynamic	370	350

(Unit : tf)

5．まとめ

(1) 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載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載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数値解析でほぼ再現することができた．

(3) 幅員10m，上部工重量1800tf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，大地震時にはノックオフ装置が桁に作用する設計地震力相当の抵抗力で滑動することが示された．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3m程度であることがわかった．

(4) 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ノックオフ滑動時最大抵抗荷重の簡易計算法を提案した．これによって実大ノックオフ装置の最大抵抗荷重求めたところ，材料および幾何非線形を考慮したFEM解析値ともよく整合する．このことから本計算法の実用性が確かめられた．

6．むすび

本研究では破損したノックオフ部に自動車が高速で突入した場合の安全性や，ノックオフ装置の常時の荷重に対する耐久性についてはふれていない．これらの問題はノックオフ装置の構造上の工夫と橋梁の重要度，交通密度とかかわる設計方針上の問題として今後さらに検討する必要があろう．

本研究の内，２．の模型実験と４．の簡易設計法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（平成元年～平成３年）」[8] の一部として実施したものである．

また，模型実験は（株）大林組土木技術本部技術第１部の黒岩正夫氏はじめ多くのスタッフに支援されて実施できた．末筆ながら，関係者各位に深謝の意を表する．

参考文献

1) （財）国土開発技術センター：ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書,1987.

2) Y.Goto,T.Kikuchi:Development of knock-off abutment for base isolated bridges, Proc. of the 10th World Conference of Earthquake Engineering, Madrid/Spain, 1992.

3) （社）日本道路協会：アスファルト舗装要綱, 1988.11.

4) 菅原照雄・笠原篤：アスファルト合材の動的応答と疲労について,道路建設,No.295,pp43-53,1978.

5) 笠原篤・菅原照雄：アスファルト混合物の動的応答に関する研究,土木学会論文報告集, 第215号,pp75-82,1973.

6) 笠原篤・岡川秀幸・菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用, 土木学会論文報告集,第254号,pp107-117,1976.

7) （株）大林組技術研究所：杭頭ヒンジ構造の適用性の研究最終要約報告書,pp4-35,1987.

8) （財）土木研究センター：建設省　道路橋の免震設計法マニュアル（案）,1992.11.

(1993.10.12 受付)

STUDY ON YIELD MECHANISMS OF AN ABUTMENT WITH KNOCK-OFF DEVICE FOR BASE ISOLATED BRIDGE AND PRACTICAL CALCULATION METHOD FOR ITS CRITICAL STRENGTH

Toshio KIKUCHI, Shun-ichi HIGUCHI and Yozo GOTO

In case of introducing seismic isolation system to bridges, relative larger displacement responses of girders must be expected during major earthquake. Knock-off devices are practically used in New Zealand, which were designed to absorb collisions between base-isolated bridge girders and abutments. In this paper, a new type of knock-off device to deal with traffic conditions in Japan is proposed and confirmed its functions through 1/2-scale model experiments. Yield mechanisms of its backfill ground is studied by non-linear FEM simulations. A practical method to calculate its critical strength is proposed.