

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386—5878
土木研究所資料第3576号

土 木 研 究 所 資 料

免震橋梁の変位吸収システムの開発に関する研究

平成11年 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (1999) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

免震橋梁の変位吸収システムの開発に関する研究

Research and Development of Displacement Adsorption Joint System for Menshin Bridges

耐震研究室 室長 運上 茂樹
研究員 近藤 益央
〃 大住 道生

要 旨

兵庫県南部地震により道路橋も甚大な被害を受けたことから、平成8年に改定された道路橋示方書では、免震設計の採用が望ましいことが示された。地震エネルギーを支承の変形により吸収する免震橋梁では、桁の地震応答変位が大きくなり、桁の変位が30cmを越えるような場合も生じ得る。このような橋梁においては、30cmを越えるような移動量を有する伸縮装置を使用することが必要となるが、一般に大変位を吸収可能な伸縮装置は高価となる。このため、簡易な構造で、耐久性、保守管理、経済性に優れた変位吸収システムの開発が求められた。

本研究では、常時及び中規模地震時には、従来の伸縮装置により変位を吸収し、大規模地震時には装置全体がアスファルト舗装内に貫入することにより必要な遊間を確保する大変位吸収システムを開発した。本資料は、開発した大変位吸収システムの実用化に向けて実施した実験的検討及び解析的検討結果についてまとめたものである。

なお、本研究は建設省近畿地方建設局からの委託により実施した「免震橋のノックオフ構造の実用化実験」の成果の一部である。

キーワード：免震橋梁、伸縮装置、大変位吸収システム、動的載荷実験、動的応答解析

目 次

1. まえがき	1
2. 検討対象とした橋梁	2
3. 大変位吸収システムの構造形式	5
3. 1 大変位吸収システムに必要とされる性能	5
3. 2 大変位吸収システムの構造形式	6
3. 2. 1 ノックオフ構造	6
3. 2. 2 スライドプレート貫入構造	7
3. 2. 3 インサートプレート構造	8
4. 大変位吸収システムの基本特性に関する載荷実験	9
4. 1 実験目的および実験供試体	9
4. 2 実験ケース	11
4. 3 実験結果	13
4. 3. 1 スライドプレートの摩擦特性	13
4. 3. 2 改質アスファルトを使用したモデルの実験	16
4. 3. 3 グースアスファルトを使用したモデルの実験	20
4. 3. 4 地震波を入力した実験	21
4. 3. 5 実験結果のまとめ	23
5. 大変位吸収システムの抵抗特性が免震橋の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討	27
5. 1 検討目的	27
5. 2 対象橋梁の地震時の橋桁速度に関する検討	27
5. 2. 1 解析目的	27
5. 2. 2 解析条件	27
5. 2. 3 解析結果	30
5. 3 大変位吸収システムの地震時抵抗特性が免震橋梁の地震時応答特性に及ぼす影響	39
5. 3. 1 解析目的	39
5. 3. 2 解析条件	39
5. 3. 3 衝突力、示承変位に着目した入力位相差の条件	41
5. 3. 4 解析結果	43
5. 4 大変位吸収システムが他の部材に及ぼす影響	48
5. 4. 1 解析目的	48
5. 4. 2 解析条件	48
5. 4. 3 解析結果	53
5. 5 橋全体をモデル化した動的解析	57
5. 5. 1 解析の目的	57
5. 5. 2 解析条件	57
5. 5. 3 解析結果	59
6. 大変位吸収システムの設計法(案)	62
6. 1 大変位吸収システムの構造形式	62
6. 2 設計パラメータ	63
6. 3 大変位吸収システムに作用する力	64
6. 4 スライドプレート貫入構造の有する大変位吸収システムの設計方法	67

6. 4. 1	プレート	67
6. 4. 2	アンカーボルト	74
6. 4. 3	L型アングル	76
6. 4. 4	伸縮装置	78
6. 4. 5	構造細目	79
6. 5	桁間の相対変位抑制構造	83
7.	謝辞	86
	参考文献	87

付属資料
実験計測データ集

1. まえがき

平成7年1月17日の兵庫県南部地震では、道路橋も甚大な被害を受けたことから平成8年12月に改訂された道路橋示方書では、弾性ゴム支承や免震支承の使用を推奨している。地震エネルギーを支承の変形により吸収する免震橋梁では、桁の地震時応答変位が大きくなり、桁遊間が30cmを超えるような場合がある。このような橋梁においては、30cmを超える可動量を有する伸縮装置を使用することが必要となる。しかしながら、大変位に対応する伸縮装置を使用した場合には、経済性から合理的でない場合が多い。

そこで、温度収縮等の常時変形による変形量および中規模地震による変位量については伸縮装置により桁の変位を吸収し、兵庫県南部地震クラスの大規模地震時には舗装やパラベットの一部を損傷させて桁遊間を確保する大変位吸収システムの開発が必要とされた。本システムの開発にあたっては、簡易な構造で大規模地震時にも桁の変位を吸収できる構造とし、免震橋梁全体の応答特性に悪影響を及ぼさない、すなわち免震支承の変形性能を損ねないことを条件とした。

本報告は、大変位吸収システムに要求される性能およびその考え方、構造形式の提案、動的載荷実験による動作性の検証および抵抗特性の把握、動的解析による免震橋梁全体系への影響の検討を行い、大変位吸収システムの設計法（案）としてとりまとめたものである。

なお本報告は、建設省近畿地方建設局において設置された「米原 B・P 天野川高架橋ノックオフ検討会」において土木研究所耐震研究室が担当した内容をまとめたものである。

2. 検討対象とした橋梁

本検討では、滋賀県米原バイパスに建設中の天野川高架橋をモデル橋とした。天野川高架橋は、図-2.1に示すように、3, 3, 6, 17, 3, 16 径間連続免震橋が連続している橋長 1283.5m の橋である。設計条件を表-2.1、橋梁形式を表-2.2に示す。地盤条件は全区間にわたってⅡ種地盤である。

表-2.1 設計条件

箇所名		一般国道
区間	起点名	近江町顔戸
	終点名	彦根市佐和山
	延長	7.9km
設計条件	道路の区分	第3種 第1級
	設計速度	80km/h
	設計活荷重強度	B活荷重
	車線数	4車線(暫定時2車線)
	設計延長	完成 1.9km 暫定 1.3km
	車線幅員	3.5m
	最小曲線半径	440m
	最急縦断勾配	4.0%

表-2.2 橋梁形式

上部構造	〈本線部〉	
	P1~P4 径間	3 径間連続鋼箱桁橋 (L=146.0m)
	P4~P10 径間	6 径間連続 PC 中空床版橋 (L=149.7m)
	P10~P27 径間	17 径間連続 PC 中空床版橋 (L=423.3m)
	P27~P30 径間	3 径間連続 PC 箱桁橋 (L=92.0m)
	P30~A2 径間	16 径間連続 PC 中空床版橋 (L=389.0m)
	〈ランプ部〉	
下部構造	P1(ON・OFF)	3 径間連続鋼箱桁橋 (L=83.5m)
	P10(ON・OFF)	3 径間連続鋼箱桁橋 (L=74.7m)
基礎構造		RC 橋脚
		場所打ち杭 φ1200

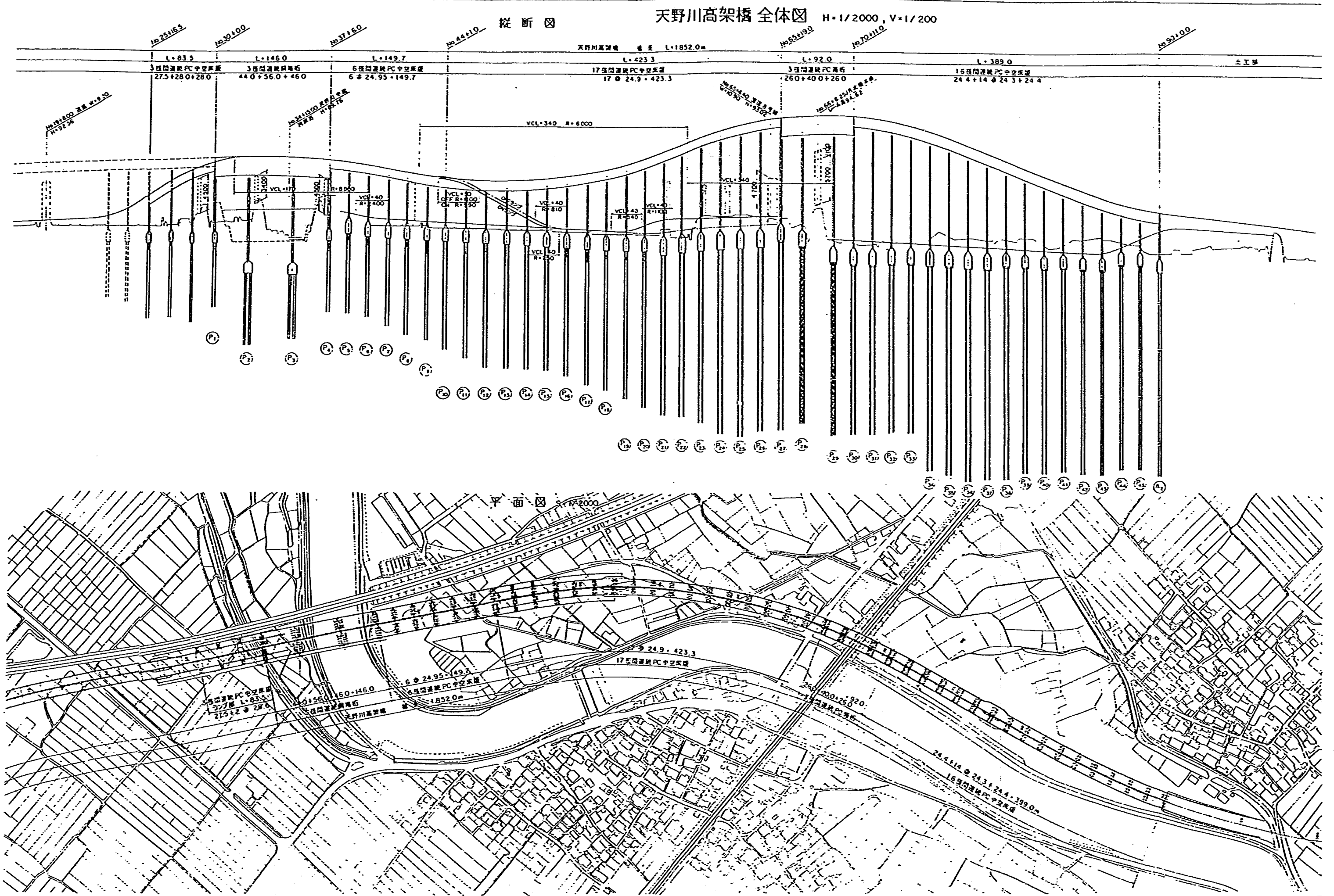


図-2. 1 天野川高架橋全体図

3. 大変位吸収システムの構造形式

3. 1 大変位吸収システムに必要とされる性能

大変位吸収システムは、震度法レベルまでの中規模程度の地震に対しては、伸縮装置により変形を吸収し、震度法を越える大規模地震に対しては構造部材の一部を損傷させて桁の衝突を回避するシステムである。

大変位吸収システムの構造形式の考案に際しては、下記の要求性能を設定した。

- ①構造がシンプルで、大規模地震時に確実に作動すること
- ②交通荷重に対して、浮き上がりや滑動を起こすことがなく、長期間にわたって安定した構造であること
- ③保守・点検が比較的容易な構造形式であるとともに、アスファルト舗装のクラック発生頻度の増大等、保守・管理上大きな負担増にならない構造であること
- ④システムの作動時に免震橋梁の免震特性に悪い影響を与えない構造であること
- ⑤システムの作動時に、通行車両等に重大な障害とならない構造であること。本研究では、路面段差を 10cm 以下、路面空間幅を 20cm 以下を目標値とすること
- ⑥大規模地震後も交通を遮断（大型車両規制等も含む）することなく、仮復旧（簡易舗装や踏み掛け板の設置等）により、通常時に近い交通の確保が可能であり、また本復旧に際しても交通遮断を行わずに（車線規制は可能とする）復旧工事が行えること
- ⑦システムの構造部材として特殊なものを使用していないこと。大規模地震時もしくは保守点検で交換補修が必要となった場合でも、容易に材料（加工部材を含む）が調達出来るものから構成されていること

3. 2 大変位吸収システムの構造形式

大変位吸収システムは、常時及び中規模地震による変位は伸縮装置により吸収し、大規模地震時における伸縮装置の変位吸収範囲を越える変位については、変位吸収システムにより吸収する構造である。構造形式として、次のようなものを考えた。

- ①ノックオフ構造
- ②スライドプレート貫入構造
- ③プレートインサート構造

3. 2. 1 ノックオフ構造⁹⁾

ノックオフ形式の大変位吸収システムは、桁と橋台が衝突する場合にノックオフ部が後方へ移動できるような構造を有するものである。ニュージーランドでは、図-3. 1. 1 に示すノックオフ橋台が実用化されている。ノックオフ橋台とは、橋台バラベットの上部をその下と切り離しておき（上部の切り離した部分をノックオフ部と呼ぶ）、大地震が生じて桁が大きく振動して橋台と衝突した際、ノックオフ部が裏込め地盤の方向に移動できる構造を有している。これにより、橋台バラベット全体に損傷を生じること防止し、ノックオフ部の裏込め地盤への移動にともなう地盤の変形により振動エネルギーを吸収しようとするものである。

本形式では、ノックオフ部の裏込め地盤方向への移動にともなう地盤の変形により振動エネルギーを吸収しようとするものであることから、橋台上への採用は可能であるが、桁と桁の衝突の場合にはノックオフ部を舗装面上に移動させる必要がある。この場合には、舗装面に大きな段差が発生することが予想されることから、形式的には望ましいものではない。

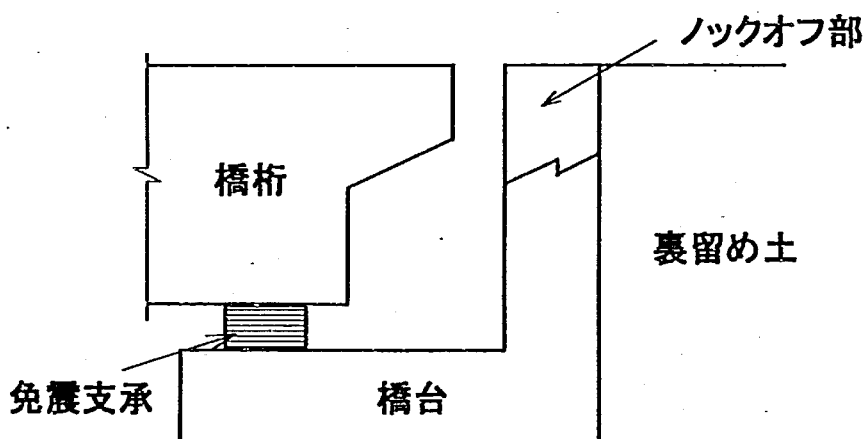


図-3. 1. 1 ノックオフ構造⁹⁾

3. 2. 2 スライドプレート貫入構造

スライドプレート貫入構造は、図-3. 2. 1に示すように床版上にスライドプレートを設置して、大規模地震による振動をスライドプレートを実アスファルト舗装内に貫入させることで吸収するシステムである。本構造には、図-3. 2. 1に示したように片持ち梁形式の両側移動方式、片持ち梁形式の片側移動方式、両端支持の片側移動方式が考えられる。

スライドプレートは、伸縮装置により連結し、桁間が狭くなった場合にはスライドプレート同士が衝突してアスファルト内に貫入し、桁間が広くなる場合には伸縮装置によりスライドプレートを引き出す構造である。スライドプレート先端部にはテーバーをつけることにより、アスファルト舗装内への貫入を容易にしている。また、スライドプレートの貫入によりアスファルト舗装を伸縮装置上に乗り上げる構造的特徴を有している。したがって本形式の変位吸収システムは、桁間のみならず桁と橋台との間においても設置可能となる。

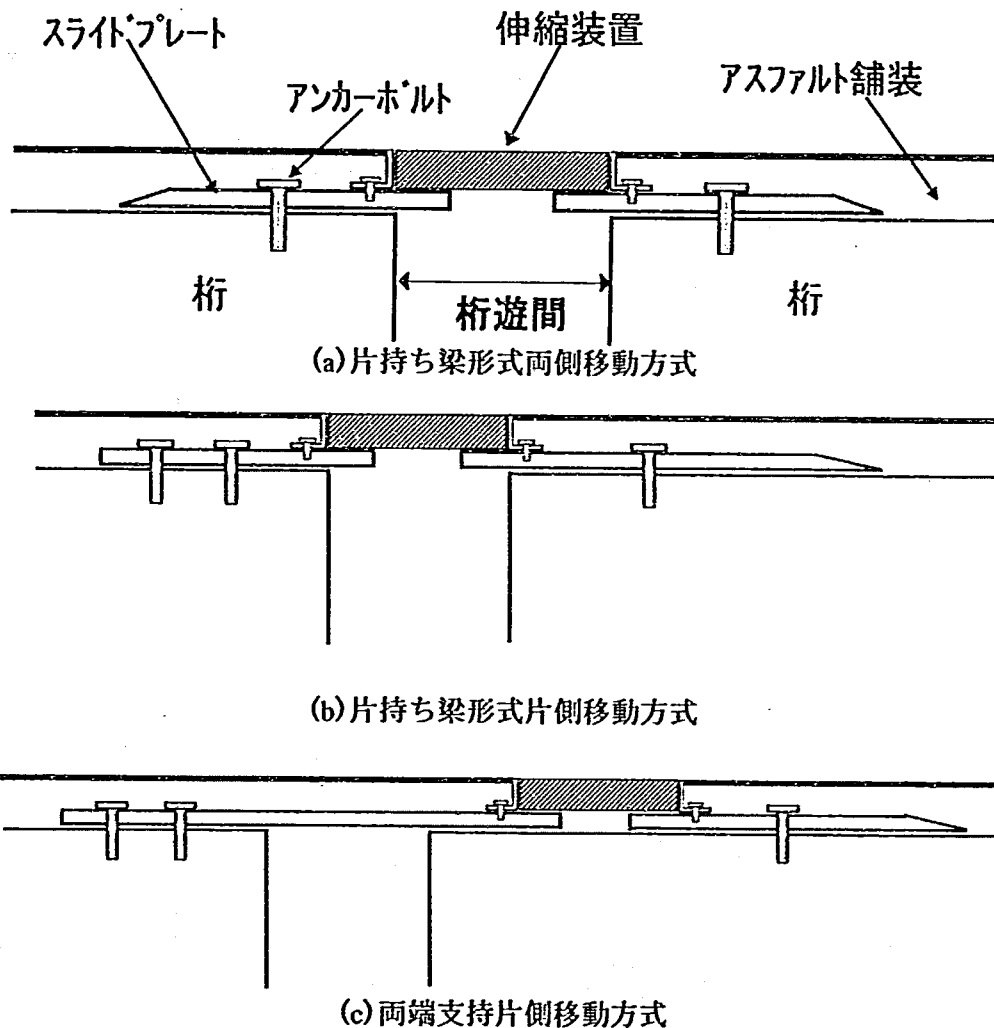


図-3. 2. 1 スライドプレート貫入構造

3. 2. 3 インサートプレート構造

図-3. 2. 2スライドプレート貫入構造はプレートがアスファルト舗装内に貫入するのに対して、インサートプレート構造はアスファルト舗装下に設置されたボックス内にスライドプレート貫入させるものである。本構造は、スライドプレートがアスファルト舗装と直接的に設置しないため、アスファルトの付着抵抗及び貫入抵抗がないために、スライドプレート貫入構造より小さな力で変位を吸収する事が出来る。ただし、ボックス内の防錆や交通荷重によるたわみ量の抑制など考慮すべき事項も多い。

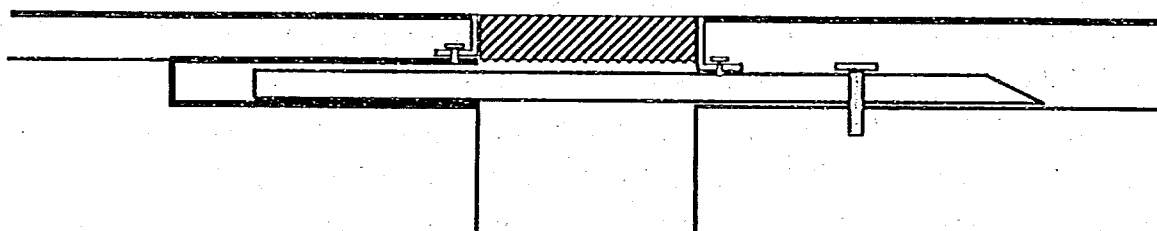


図-3. 2. 2 インサートプレート構造

4. 大変位吸収システムの基本特性に関する載荷実験

4.1 実験目的および実験供試体

大変位吸収システムの有効性、アスファルトの隆起量、解析に反映させる諸データの収集を目的として、図-4.1.1に示す実験供試体を使用して1/1スケールの載荷実験を実施した。実験に際して、検討対象橋梁が連続高架橋であり、大変位吸収システムの設置予定箇所が桁間であることから、スライドプレート貫入構造を対象とし、実際に施工されるであろうシステムと同一の条件を再現する事として、システムの幅を1mとして実験供試体を作成した。また、スライドプレートとコンクリート床版との間には、5mm厚のゴム板と1mm厚のテフロン板を配置すると共に、スライドプレートに設けられた長穴にアスファルトの混入を防ぐカバープレートにも1mm厚のテフロン板を設置して、スライドプレートの摩擦抵抗力の削減に努めた。実験は、土木研究所部材耐震強度実験施設に設置されている大変位加振機（最大変位ストローク±500mm、最大載荷荷重1.47MN(150tf)）を使用して実施した。

舗装用アスファルトは、橋梁上で一般的に使用される改質アスファルトを2段階施工し、アスファルト打設後24時間以上の状態で実験を実施した。また、鋼床版上のアスファルト舗装では、床版のたわみ変形等によるアスファルトのひびわれを防ぐことを目的として、基部にグースアスファルトが使用される。本システムにおいては、スライドプレートがコンクリート床版上に設置されていることから、鋼床版上の舗装の場合とは条件が異なるものの、グースアスファルトの2次的効果である防水性及び突起物（アンカーボルト）周辺での均一な締め固めも必要となる場合があるので、グースアスファルトの有無による貫入抵抗値及びアスファルト舗装の破壊形状を確認する実験を実施した。さらに、アスファルトの隆起量を道路交通に支障のない範囲に限定するためには、アスファルト舗装がスライドプレートと剥離して、ジョイント部に乗り上げるような破壊形態が理想型と考え、このような破壊形態を誘導するためにジョイントとアスファルトとの境界部に設置する鋼材厚を変化させ、スライドプレートの貫入抵抗及びアスファルトの破壊形状との関係を確認するためのケースも実施した。

なお、実験では温度収縮等の静的な動きに着目して載荷速度を0.5cm/sec(0.5kine)に、地震時の桁同士の衝突に着目して載荷速度を100cm/sec(100kine)に設定した。桁同士の衝突速度としては、事前に実施した大変位吸収システムを考慮しない場合の動的解析で、桁同士の衝突速度が最大で150cm/sec(150kine)であったが、載荷試験装置の能力限界のため100cm/sec(100kine)での実験とした。また、載荷変位はスライドプレートの最大移動量である250mmとした。

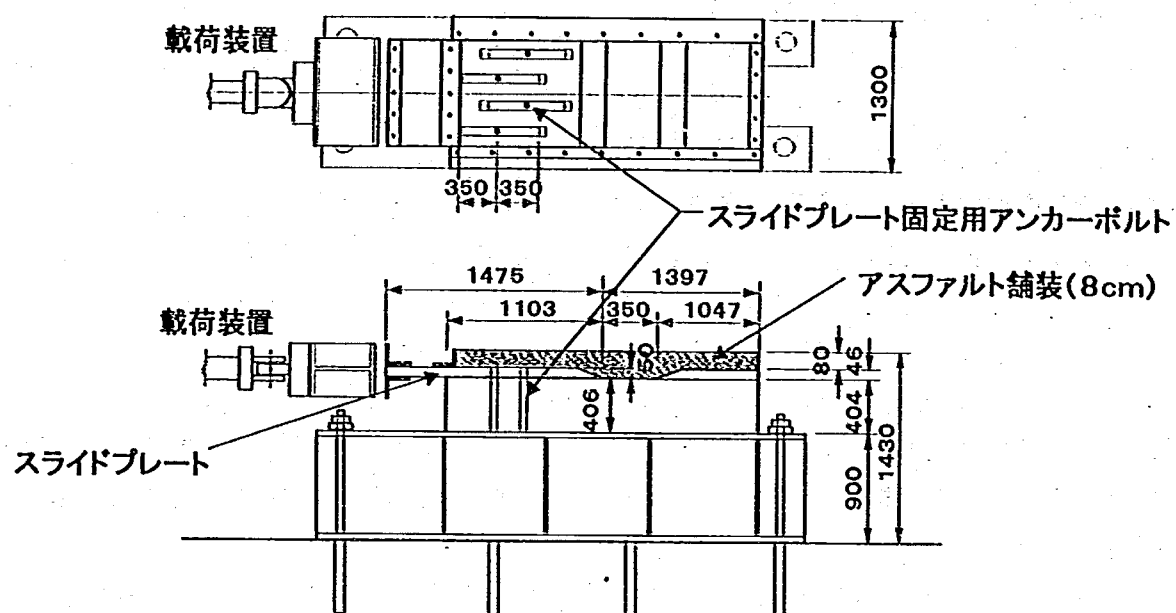


図-4.1.1 実験供試体



写真-4.1.1 実験供試体

4.2 実験ケース

実験では表-4.2.1に示すとおり19ケースの実験を実施した。

以下の事項を目的に実験ケースを決定した。

- 1) スライドプレート構造の動作性及び再現性
- 2) 載荷速度による影響
- 3) アンカーボルトの締め付け力の影響
- 4) アスファルトへの貫入・引き抜き力の計測
- 5) アスファルトの隆起量及び変形形状

スライドプレートの載荷速度による影響を把握するために、CASE-3～6として載荷速度0.5, 25, 50, 100cm/secの4ケースについて実験を実施した。アンカーボルトの締め付け力の影響を把握するために、CASE-1, 2, 3, 6, 7, 8としてアンカーボルトの締め付け力を49kN(5tf), 98kN(10tf), 147kN(15tf)の3段階についてそれぞれ載荷速度を0.5と100cm/secの2速度について実験を実施した。さらに、実モデル状態(アスファルト舗装が施されている状態)では、大変位吸収システムに作用する力は、スライドプレートのすべり抵抗、アスファルトとスライドプレートの付着力、アスファルトの圧縮抵抗に分解出来るので、それぞれの抵抗力を検討するためにアスファルトへの貫入・引き抜き力の計測をCASE-9～15の7ケースについて実施した。アスファルトとスライドプレートの付着力を検討する目的でCASE-12, 13の2ケースをそれぞれ載荷速度を0.5と100cm/secの2ケースについて実験を実施した。また、アスファルトの圧縮抵抗を検討する目的でCASE-9～11の5ケースをそれぞれ載荷速度を0.5, 50, 100cm/secの3ケースと、アスファルト舗装と伸縮装置の境界部に設置される鋼材厚さを6, 7, 13mmと変化させてCASE-9, 14, 15の3ケースについて実験を実施した。さらに、鋼床版上で使用されるグースアスファルトを下部舗装に使用したCASE-17, 18の2ケースを実施した。

表-4.2.1 実験ケース

実験ケース	アスファルトの性状	グー-アスファルトの性状	載荷速度	ボルト締め付け力	載荷方法	アングルの強度
CASE- 1	無	無	0.5cm/sec (0.5kine)	49kN (5tf)	押し込み	無
CASE- 2	無	無	100cm/sec (100kine)	49kN (5tf)	押し込み	無
CASE- 3	無	無	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	押し込み	無
CASE- 4	無	無	25cm/sec (25kine)	98kN (10tf)	押し込み	無
CASE- 5	無	無	50cm/sec (50kine)	98kN (10tf)	押し込み	無
CASE- 6	無	無	100cm/sec (100kine)	98kN (10tf)	押し込み	無
CASE- 7	無	無	0.5cm/sec (0.5kine)	147kN (15tf)	押し込み	無
CASE- 8	無	無	100cm/sec (100kine)	147kN (15tf)	押し込み	無
CASE- 9	有	無	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	押し込み	層間(7mm)
CASE-10	有	無	50cm/sec (50kine)	98kN (10tf)	押し込み	層間(7mm)
CASE-11	有	無	100cm/sec (100kine)	98kN (10tf)	押し込み	層間(7mm)
CASE-12	有	無	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	引き抜き	層間(7mm)
CASE-13	有	無	100cm/sec (100kine)	98kN (10tf)	引き抜き	層間(7mm)
CASE-14	有	無	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	押し込み	剪断(6mm)
CASE-15	有	無	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	押し込み	剪断(13mm)
CASE-16	有	無	—	98kN (10tf)	ランダム	層間(7mm)
CASE-17	有	有	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	押し込み	層間(7mm)
CASE-18	有	有	0.5cm/sec (0.5kine)	98kN (10tf)	引き抜き	層間(7mm)

4.3 実験結果

4.3.1 スライドプレートの摩擦特性

スライドプレートのみ摩擦特性を把握することを目的として、表-4.2.1に示した実験ケースのうちスライドプレートのみでの載荷実験8ケースについて実施した。図-4.3.1に載荷荷重とスライドプレートの変位量との関係の一例を示す。同図によれば、スライドプレートの移動により載荷荷重が徐々に増加し、スライドプレートの変位が約15mmに達した時点で最大載荷荷重を示した後荷重が徐々に減少し、その後載荷荷重が約25kN(2.55tf)で安定している。これは、実際の大変位吸収システムではスライドプレートがボルトにより固定されるものの、実験ではこのボルトに作用する張力を計測するため、コンクリート床版を貫通するP C鋼棒を使用したためと考えられる。さらに、コンクリート床版に設けたアンカーホールは、P C鋼棒に設置したひずみゲージ及びリード線が取り出せるようP C鋼棒に対して十分余裕のあるアンカーホール径としたため、スライドプレートの移動にともないP C鋼棒がアンカーホール内で移動もしくは傾きが生じ、このためアンカーボルトの張力が変化している。

また、図-4.3.2にアンカーボルトの締め付け力とスライドプレート変位との関係を示す。同図でも図-4.3.1と同様に、スライドプレートの変位が約15mmに達した時点で最大張力を示しており、その後急激に張力が減少し一定値(約45kN)となっている。したがって、アンカーボルトの張力はスライドプレートをコンクリート床版に押しつける力であることから、各実験ケースを比較する際にはアンカーボルトの張力を考慮した上で評価する必要がある。これを確認するため、4本のアンカーボルト張力より求めた平均張力と載荷荷重の関係を示したのが図-4.3.3である。同図によれば、載荷速度0.5cm/sec(0.5kine)の静的載荷時と載荷速度25cm/sec(25kine)以上の動的載荷時の2つにグループ化出来ることがわかる。また、どちらの載荷速度においても線形的な比例関係にあり、これにより平均化されたアンカーボルト張力により載荷荷重を補正することができる。したがって、実験時に異なるアンカーボルト張力下で実施された載荷実験結果を一定のアンカー

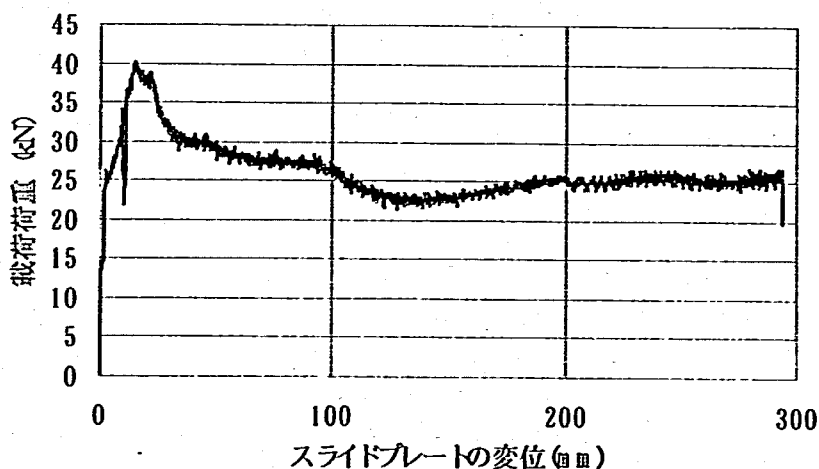
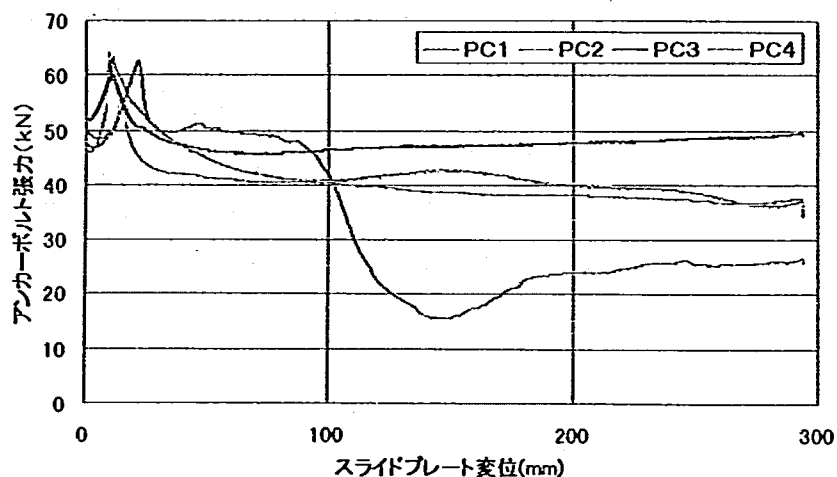
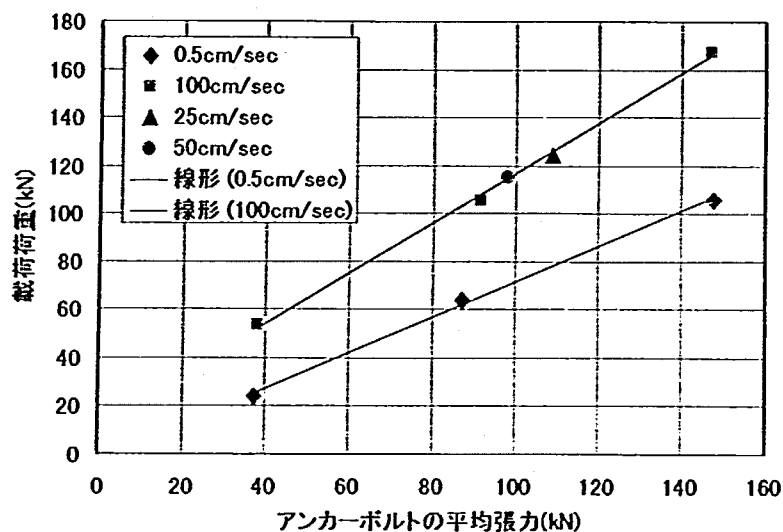


図-4.3.1 載荷荷重とスライドプレート変位との関係 (Case-1)



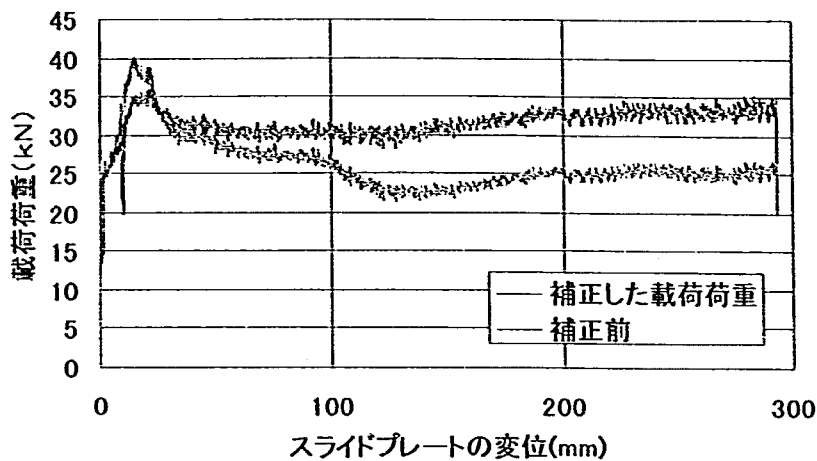
図－4.3.2 アンカーボルト張力とスライドプレート変位との関係 (Case-1)



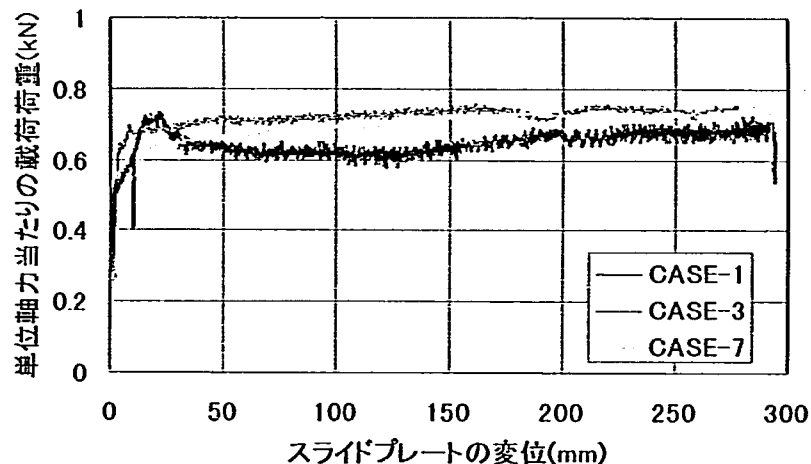
図－4.3.3 アンカーボルト張力と載荷荷重との関係

ボルト張力下でも実験結果として検討できる。また、載荷実験中に変動しているアンカーボルト張力を、載荷実験中はアンカーボルト張力が一定となるように載荷荷重の補正も可能となる。したがって、アンカーボルトの張力が実験中変動しているため、所定のボルト締め付け力においてスライドプレートを滑らすための荷重（補正した載荷荷重）として以下の式により算出した。

$$\text{補正した載荷荷重} = \frac{\text{本来のボルト張力}}{\text{ボルト張力の平均}} \times \text{載荷荷重} \quad \text{----- (4.1)}$$



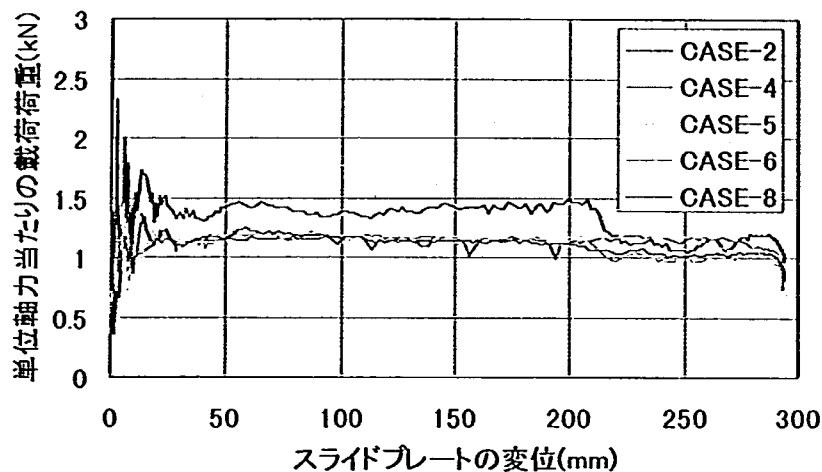
図－4.3.4 補正した載荷荷重とスライドプレート変位との関係 (Case-1)



図－4.3.5 単位軸力当たりの載荷荷重とスライドプレート変位との関係
(載荷速度 0.5cm/sec)

図－4.3.4に、補正した載荷荷重とスライドプレート変位との関係を示す。実験中はアンカーボルトの締め付け力が 49kN(5tf)一定として補正した場合、スライドプレートの移動により若干の荷重変動は認められるものの、スライドプレートのみを移動させるための載荷荷重は概ね 33kN(3.4tf)であるといえる。これに対して、図－4.3.3の近似式から求めた載荷速度 0.5cm/sec(0.5kine)、アンカーボルト締め付け力 49kN(5tf)の時の載荷荷重は 34kN(3.5tf)であり、実験により計測補正した値と大差がないことが確認された。

図－4.3.3のように、アンカーボルトの締め付け力の影響が明らかになったことから、単位軸力あたりの載荷荷重を求めると図－4.3.5のようになる。単位軸力あたり 0.9kN(90kgf)程度のばらつきはあるが、スライドプレートの変位量とよい相関関係にあることがわかる。図－4.3.5に示すとおり、スライドプレートの変位が 20mm 程度までは、ブ



図－4.3.6 単位軸力当たりの載荷荷重とスライドプレート変位との関係
(載荷速度 25cm/sec 以上)

レートとボルトのなじみ等の影響により荷重がばらついているが、0.75kN(0.077tf)に向かって増加し、その後はほぼ一定値を示している。このことから、静的な載荷に近い載荷速度 0.5cm/sec の場合には、スライドプレートの摩擦抵抗はアンカーボルトの締め付け力 1kN (0.102tf) 当たり 0.75kN(0.077tf) 程度であることがわかった。同様に、載荷速度が 25cm/sec (25kine) 以上の実験結果についても整理すると図－4.3.6 となる。同図では CASE-2 が他の実験結果より大きい値を示しているが、他の 4 ケースについては、ほぼ同一の値を示している。載荷速度が 25cm/sec 以上の動的な載荷では、スライドプレートの摩擦抵抗はアンカーボルトの締め付け力 1kN 当たり 1.15kN(0.117tf) 程度であることがわかった。

4. 3. 2 改質アスファルトを使用したモデルの実験

4.3.1 でアスファルトのない状態でのスライドプレートの滑り抵抗力を求めた。そこで、スライドプレートとアスファルトの付着力、アスファルトの抵抗力を求めるために、スライドプレート上に実舗装と同様に 2 段階で改質アスファルトを打設し、スライドプレートの貫入・引き抜き実験を実施した。また、アスファルトの盛り上がり等の変形を計測するために、図－4.3.7 に示すとおり変位計を設置した。

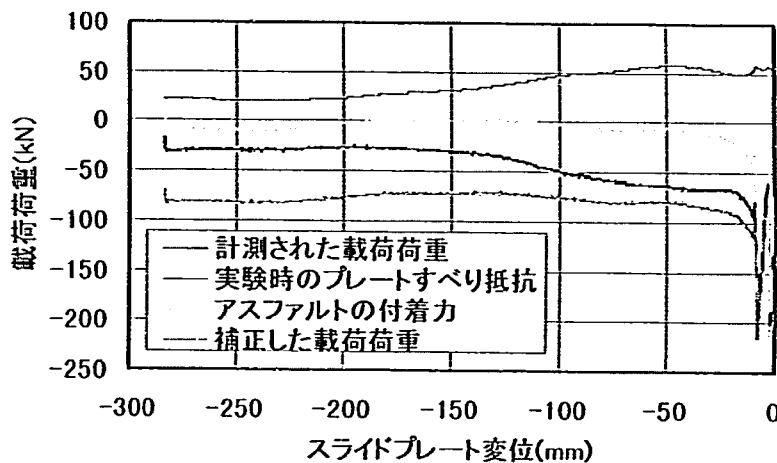
(1) 引き抜き試験

アスファルトを打設した実験では、アクチュエーターにセットされた荷重計により計測される載荷荷重には、スライドプレートの滑り抵抗力、アスファルトの付着力、アスファルト抵抗力が一緒に計測されていることになる。スライドプレートの滑り抵抗については、4.3.1 で示した方法により算出し、アスファルトの付着力はプレートを引き抜いた時の載荷荷重からスライドプレートのすべり抵抗を除去した値として求めることができる。図

－ 4.3.8 に載荷速度 0.5cm/sec(0.5kine)による引き抜き実験結果（アンカーボルトの締め付け力を 98kN(10tf)一定として補正したもの）を示す。スライドプレートの滑り抵抗力は 74kN(7.5tf)であるので、プレートを引き抜く際のアスファルトの付着力は $217\text{kN}(22\text{tf}) - 74\text{kN}(7.5\text{tf}) = 143\text{kN}(14.5\text{tf})$ となる。同様に、載荷速度 100cm/sec(100kine)での実験結果から動的な載荷状態での付着力を求めると、 $284\text{kN}(29\text{tf}) - 113\text{kN}(11.5\text{tf}) = 171\text{kN}(17.5\text{tf})$ であった。

（２）貫入試験

スライドプレートをアスファルトに貫入した場合のアスファルト抵抗を算出する。貫入する場合のアスファルト抵抗は、アスファルトの変形抵抗とスライドプレート先端部での貫入抵抗が考えられる。スライドプレートをアスファルトに貫入させた場合、アスファル



図－ 4.3.8 引き抜き試験における載荷荷重の補正(CASE-12)

ト舗装部と伸縮装置の境界部に位置する鋼材が変形して、アスファルトが伸縮装置上に乗ったケースと、アスファルトが曲げ変形したケースに分かれた。アスファルトが伸縮装置上に乗ったケースでは、スライドプレートがアスファルトに貫入した時の載荷荷重は、スライドプレートのすべり抵抗、アスファルトの付着力、鋼材の曲げ耐力、スライドプレート先端部での貫入抵抗に分けることができる。鋼材の曲げ耐力およびスライドプレート先端部での貫入抵抗を求めるには、補正した載荷荷重からスライドプレートのすべり抵抗とアスファルトの付着力を引いたものであり、各抵抗力に分解した結果が図－ 4.3.8 である。実験結果から鋼材の曲げ耐力およびスライドプレート先端部での貫入抵抗を求めると $302\text{kN}(30.8\text{tf})$ (貫入時の最大荷重) $- 143\text{kN}(14.5\text{tf})$ (アスファルトの付着力) $- 74\text{kN}(7.5\text{tf})$ (スライドプレートのすべり抵抗) $= 85\text{kN}(8.8\text{tf})$ となる。また、アングルの曲げ耐力を塑性モーメントより計算すると、

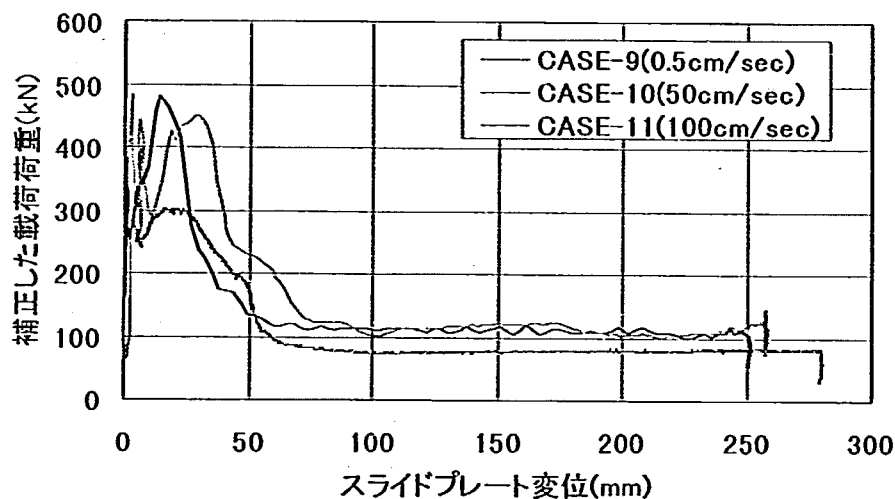
$$\text{塑性断面係数} \quad Z = b \cdot t^2 / 4 = 100 \times 0.7 \times 0.7 / 4 = 12.25$$

$$\text{塑性モーメント} \quad M_p = \sigma_y \cdot Z = 24.54 \times 12.25 = 300.62$$

アングルの中心高さに集中荷重として外力が作用して、塑性モーメントを発生させるための集中荷重は、

$$\text{変形作用荷重} \quad Q = 2 \times M_p / 7.5 = 80.17 \text{kN} (8.2 \text{tf})$$

となる。これは、実験結果から誘導した鋼材の曲げ耐力 85kN(8.8tf)と概ね一致しており、大変位吸収システムがアスファルト舗装内に貫入する際に必要な作用外力を前述したような方法により誘導することが妥当であるといえる。また、ここでは、貫入時の載荷荷重から引き抜き時の載荷荷重を引くことにより、鋼材の曲げ耐力を算出しているが、スライド



図－4.3.9 載荷速度による影響

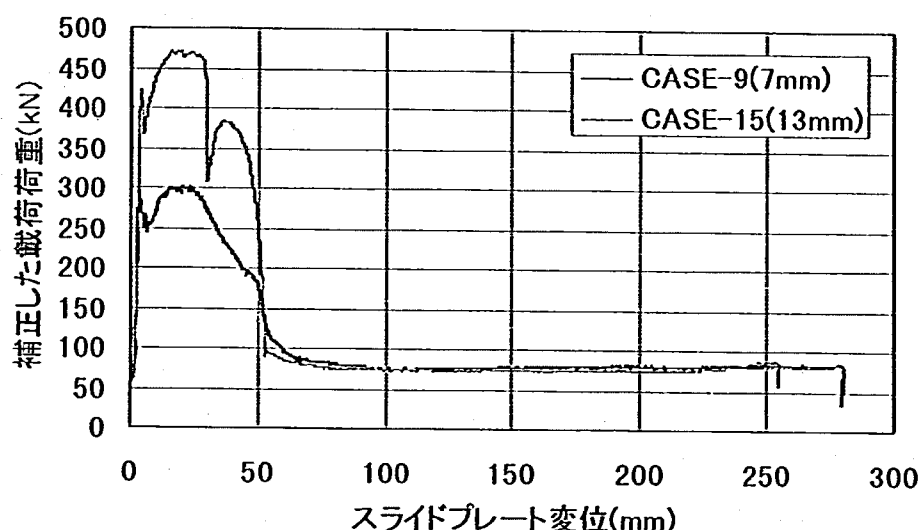
プレートをアスファルト内に貫入させる際には、スライドプレート先端部における貫入抵抗も発生することになる。しかし、図－4.2.2に示したとおり、実験時の安定荷重すなわち鋼材が変形しアスファルトが伸縮装置に乗り上げた後では、スライドプレートの摩擦力とプレート先端部の貫入抵抗が載荷荷重として記録されることになるが、4.3.1で推定したスライドプレートの摩擦力相当分しか計測されていないことから、スライドプレート先端部の貫入抵抗はないものと推定できる。

なお、アスファルトを打設した実験ケースでは、アンカーボルトの軸力が所定値と異なった状態であり、またプレートが滑っている際に軸力が変動していることから、次のような補正を行った。

- ・ロードセルで計測された載荷荷重から、アンカーボルトの平均軸力の影響を受けるスライドプレートのすべり抵抗力を除去して、アスファルト抵抗力及び付着力を算出する。

- ・スライドプレートのすべり抵抗力を当初予定の軸力で補正する。
- ・補正したすべり抵抗力和アスファルトの付着力及びアスファルト抵抗力の和を補正した載荷荷重とする。

このような補正を行った実験結果を図－4.3.9に示す。CASE-10 と 11 で若干の誤差があるものの、静的な載荷である載荷速度 0.5cm/sec(0.5kine)の実験結果では載荷荷重が 300kN(30.6tf)、動的な載荷である載荷速度 50cm/sec(50kine)以上の実験結果では載荷荷重が 475kN(48.5tf)であった。CASE9 ～ 11 の 3 ケースでは、アスファルト舗装部と伸縮装置境界部に設置した鋼材の厚さを 7mm として実験を実施した。鋼材厚が 7mm の場合には、前述したとおり鋼材が曲げ変形をおこし、この変形した鋼材にアスファルトが乗り上げるような破壊形態を示したが、アスファルトが座屈変形するような被害形態を示すケース (CASE-15) 及び鋼材がより変形しやすいケース (CASE-14) についても実験を行った。図－4.3.10 に鋼材が曲げ変形した CASE-9 の結果と鋼材が曲げ変形せずにアスファルトが座屈変形した CASE-15 を示す。CASE-9 では、スライドプレートが約 10mm 移動した時に最大荷重にほぼ等しい載荷荷重値である 300kN(30.6tf)を示しているが、CASE-15 では、約 15mm 移動した時に最大荷重にほぼ等しい載荷荷重値である 470kN(48tf)を示している。これは、境界部に設置した鋼材が CASE-9 の場合より曲げ剛性が高いため、曲げ変形が起こらず、より大きな載荷荷重によりアスファルト部が圧縮変形しているためと考えられる。その後、アスファルトの耐力を越えたことによりスライドプレートの先端部付近より折れ曲がるような形態で破壊している。CASE-15 で使用した鋼材の曲げ耐力を同様な方法で算出すると 490kN(50tf)となり、実験で計測された載荷荷重を上回っているため、鋼材が曲げ変形してアスファルトが乗り上げるような形態の破壊ではなく、アスファルトが座屈し



図－4.3.10 破壊形態の違いによる載荷荷重の影響

たように折れ曲がる形態の破壊を示したと考えられる。

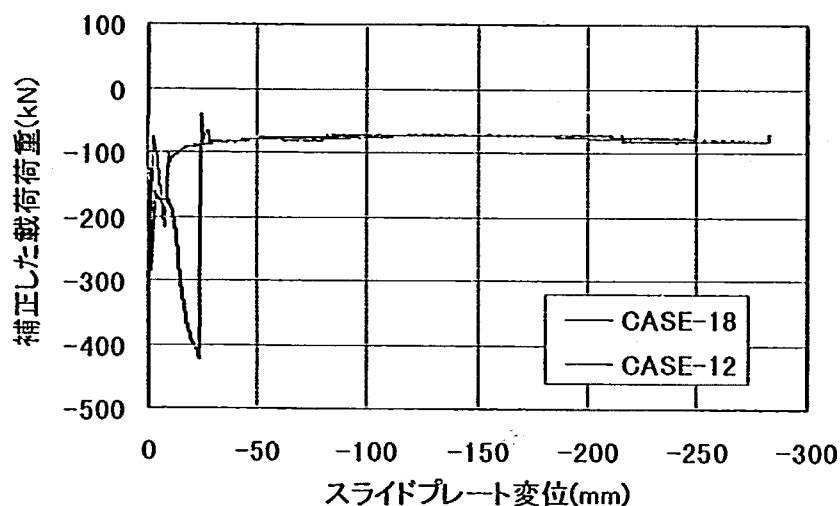
従って、本システムにおいては鋼材を曲げ変形させて、アスファルト舗装が伸縮装置上に乗り上げるような破壊形態を誘導することが望ましいことから、鋼材の曲げ耐力がアスファルトの座屈抵抗より小さいことが必要条件となる。実験の結果では、13mm 厚の鋼材の曲げ耐力とアスファルトの座屈抵抗がほぼ同じという結果になったが、アスファルトの劣化やひび割れ等により座屈抵抗が大きく変わる可能性があることから、伸縮装置とアスファルトとの境界部に使用する鋼材は極力薄いものを使用することが望ましい。ただし、ここで使用する鋼材は、アスファルト舗装の転圧時における荷重が、伸縮装置に作用することを避けることを目的として設置するものであることから、転圧機の荷重に抵抗でき強度を有することも必要となる。

4. 3. 3 グースアスファルトを使用したモデルの実験

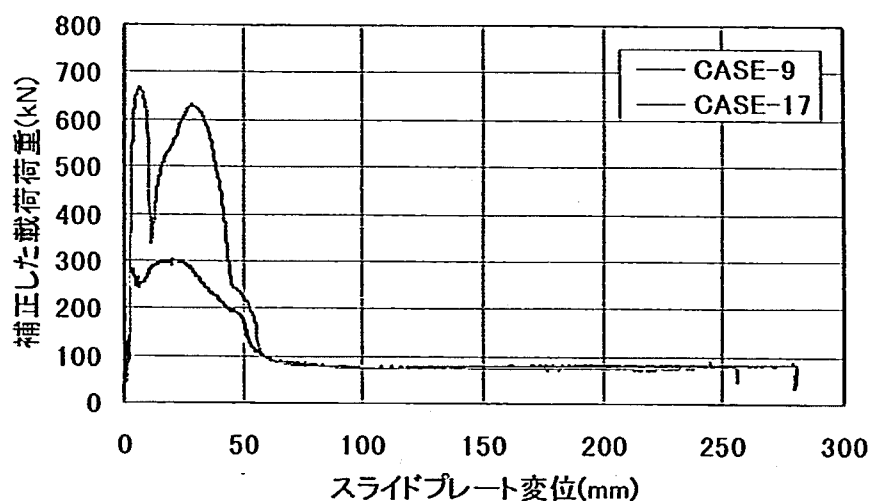
鋼床版上では、鋼材の変形にともなうアスファルトのクラック発生予防及び浸透水による鋼材の腐食防止の観点から、基部舗装にグースアスファルトが使用される。グースアスファルトは流動性が高いことから、通常のアスファルトのように十分な転圧を必要としないことが特徴の一つといえる。このため、前述した効果以外にもボルトの敷設箇所等の転圧が十分行えないような箇所においては有効な舗装となる。

今回検討した大変位吸収システムでは、コンクリート床版上でスライドプレートが使用され、これを固定するためにアンカーボルトが使用されている。従って、スライドプレートのたわみによるアスファルト舗装のクラックの発生やアンカーボルト位置における舗装の転圧不足も懸念される。このため、基部舗装にグースアスファルトを使用したケースの実験も行った。

CASE-17, 18 は、CASE-9, 12 と同じ条件で、基部舗装をグースアスファルトとしたケースである。引き抜き実験の結果は図-4.3.1 1 に示すとおり、CASE-12 では載荷荷重が 217kN (22tf) であったのに対して、グースアスファルトを使用した CASE-18 では 410kN (41.8tf) と大きくなっている。また、同じ条件でスライドプレートの貫入を行った CASE-17 では、図-4.3.1 2 に示すとおり、最大荷重が 660kN (67.3tf) に達している。CASE-17 では、載荷荷重が一端上昇した後、荷重が減少して再び増加している。これは、グースアスファルトとスライドプレートの付着力が大きく、プレート先端部のアスファルトが圧縮により座屈・剥離したためめくれあがり、アスファルトの抵抗荷重が大きく減少したが、グースアスファルトにアンカーボルトが固定されたように付着しており、このためスライドプレートの貫入に伴う荷重反力が鋼材に作用し、鋼材を変形させたものと思われる。なお、前述した鋼材の曲げ耐力を大きく越えているのは、改質アスファルトの 2 段階施工では曲げモーメントの作用位置がアングルの 1/2 高さに作用していると推定しているが、グー



図－4.3.1.1 アスファルト材料の違いによる載荷荷重の影響（引き抜き方向）



図－4.3.1.2 アスファルト材料の違いによる載荷荷重の影響（貫入方向）

スアスファルトを基部舗装に使用した場合には、変形量の小さいグースアスファルト部に曲げモーメントが作用したと考えられる。

4.3.4 地震波を入力した実験

CASE-16 では、事前に実施した動的解析により得られた、桁の応答変位を入力した実験を行った。実際の大変位吸収システムでは、 ± 8 cmの範囲では伸縮装置により変形が吸収されるため、スライドプレートの移動は発生しないが、実験においては桁の応答変位をそのまま入力した。

図－4.3.1.3にスライドプレートの応答変位波形を、図－4.3.1.4に応答荷重の時

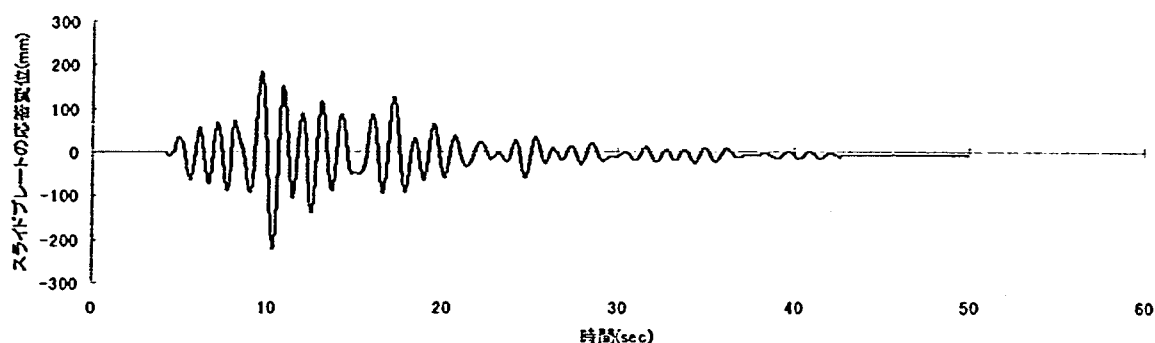


図-4.3.13 スライドプレートの時刻歴応答変位波形

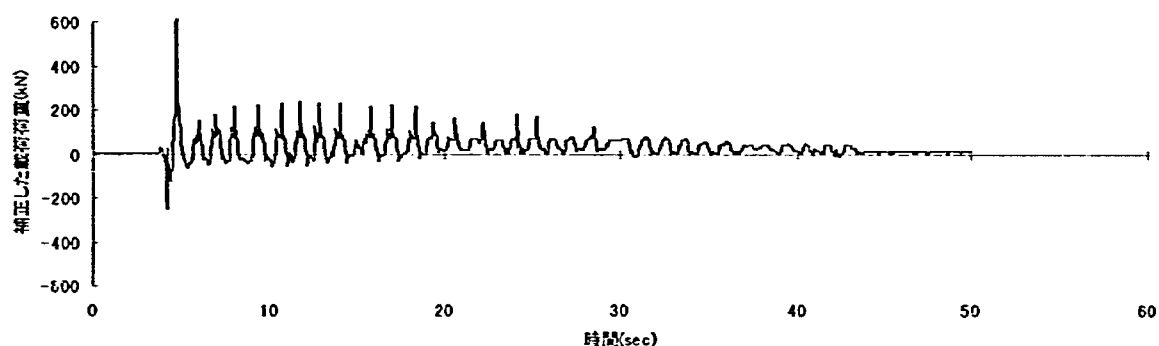


図-4.3.14 補正した載荷荷重の時刻歴波形

時刻歴波形を示した。今回入力した波形では、第1波がスライドプレートを引き抜く方向に作用し、第2波が貫入方向に作用している。第1波で、スライドプレートの引き抜き試験(CASE-13, 載荷速度 100cm/sec)の際に計測された最大載荷荷重にほぼ等しい 250kN (25.5tf) の荷重が計測されている。これにより、スライドプレートとアスファルトとの付着はほぼなくなっているものと推測される。また、第2波目以降でスライドプレートが貫入する方向に載荷された時には、600kN (61tf) を越える大きな荷重が計測されている。これは、鋼材とアスファルトが激しくぶつかった際の衝撃的な荷重であり、第3波以降での鋼材とアスファルトの衝突では、衝突と同時にアスファルトが持ち上がることで荷重が解放され、衝突荷重は最大でほぼ 200kN (20tf) となっている。

また、第1波の引き抜きにより、スライドプレート先端部付近のアスファルトにクラックが発生し、3波目以降ではこの位置でアスファルトが引きちぎれている。このため、スライドプレートの貫入に際して、分離したアスファルトがスライドプレート上を飛び跳ねるような動きを示した。分離したアスファルト片がスライドプレート上を大きく跳ね上がっているため、本システムに大規模地震が作用した場合には、アスファルトが分離することを防ぐ必要がある。これには、アスファルトを2段階施工する際に、基部層と表層との

間に、補強ネット等を敷設することによりアスファルトの分離を防ぐことが可能と考えられる。

4. 3. 5 実験結果のまとめ

今回の実験から下記の事項が確認された。

- (1) スライドプレートの滑り抵抗は、アンカーボルトの締め付け力に比例して増加する。
- (2) スライドプレートの滑り抵抗には、載荷速度の影響が確認された。実験の結果では静的な載荷に近い 0.5cm/sec と動的な載荷に近い 25cm/sec 以上の 2 つのグループ化できることが確認できた。
- (3) スライドプレートをアスファルト舗装内に貫入した場合、アスファルト舗装の破壊形状は次の 3 つが確認された。
 - ① ジョイントとの境界部に位置する鋼材を変形させて、アスファルトがジョイント上に乗り上げる破壊
 - ② アスファルトが圧縮荷重により座屈・剥離する破壊
 - ③ ①と②の複合型
- (4) 大変位吸収システム作動後のアスファルトの隆起量を 100mm 以下に押さえるためには、ジョイントとの境界部に位置する鋼材を変形させて、アスファルトがジョイント上に乗り上げる破壊パターンを誘導する必要がある、これは鋼材の強度を調整することにより可能である。
- (5) 大変位吸収システムが作動する時の抵抗荷重（プレートの締め付け力が 98kN の場合）は以下のとおりである。
 - ① スライドプレートのみの場合

載荷速度 0.5cm/sec	73.5kN (7.5tf)
載荷速度 25cm/sec 以上	112.7kN (11.5tf)
 - ② アスファルト舗装を施した状態での貫入に必要な荷重
 - ・アスファルトが伸縮装置上に乗り上げる形態

改質アスファルト	載荷速度 0.5cm/sec	302kN (30.8tf)
	載荷速度 25cm/sec 以上	475kN (48.5tf)
 - ・アスファルトを座屈して折れ曲がる形態

改質アスファルト	載荷速度 0.5cm/sec	470kN (48tf)
----------	----------------	--------------
 - ・複合的な破壊形態

グースアスファルト	載荷速度 0.5cm/sec	660kN (67.3tf)
-----------	----------------	----------------
 - ③ アスファルト舗装を施した状態での引き抜きに必要な荷重
 - ・改質アスファルト

載荷速度 0.5cm/sec	217kN (22tf)
載荷速度 25cm/sec 以上	284kN (29tf)
 - ・グースアスファルト

載荷速度 0.5cm/sec	410kN (41.8tf)
----------------	----------------



写真-4.3.1 CASE-9(破壊形状)



写真-4.3.2 CASE-9(鋼材部の変形)

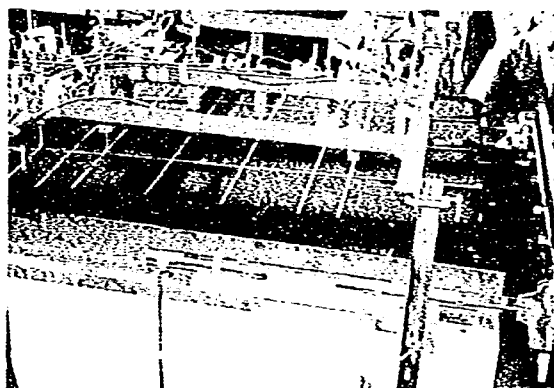


写真-4.3.3 CASE-11(破壊形状)

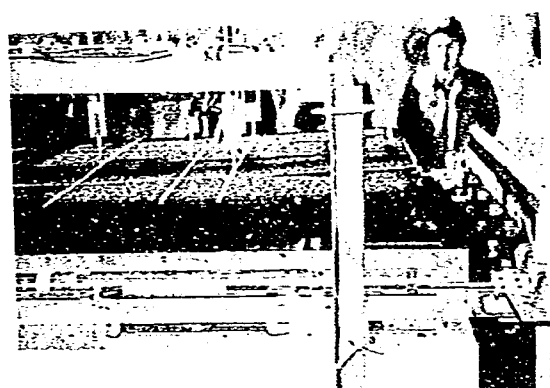


写真-4.3.4 CASE-11(鋼材部での隆起)

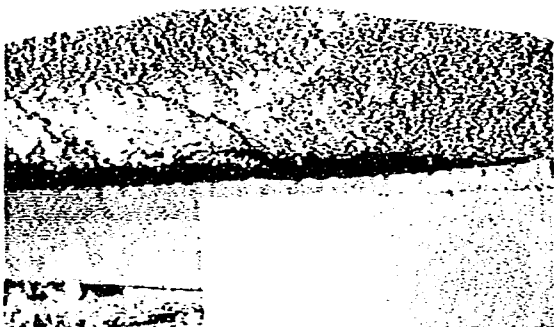


写真-4.3.5 CASE-11(舗装前面の状況)

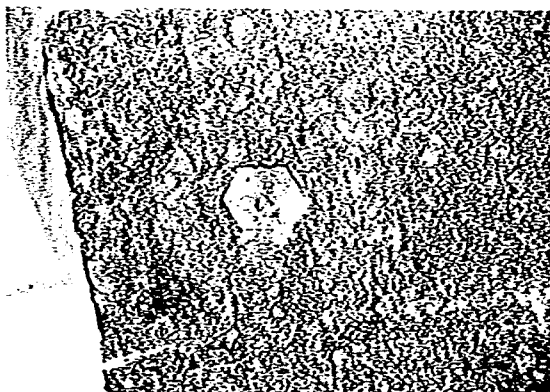
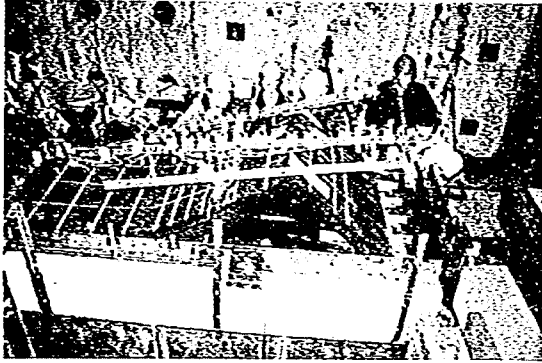


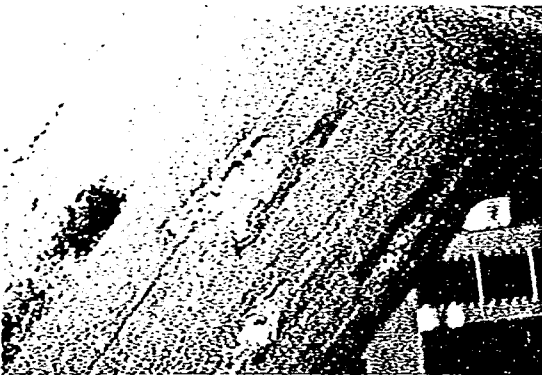
写真-4.3.6 CASE-11(舗装裏面 及び 外部)



写真－4.3.7 CASE-15(破壊形状)



写真－4.3.8 CASE-15(鋼材部の状況)



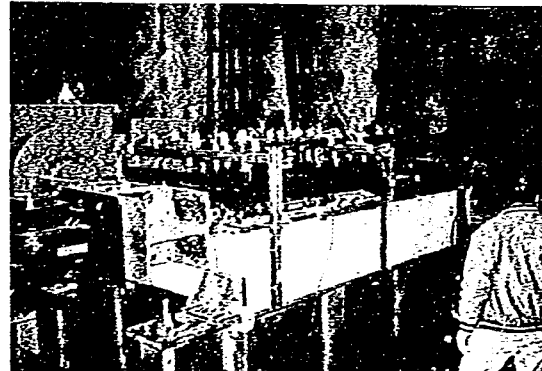
写真－4.3.9 CASE-15(舗装裏面 外側部)



写真－4.3.10 CASE-15(舗装裏面 スライドプレート先端部)



写真－4.3.11 CASE-15 (アスファルトの隆起状況)



写真－4.3.12 CASE-17 (破壊形状)

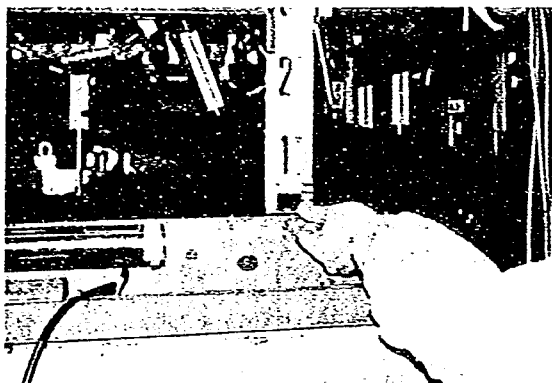


写真-4.3.13 CASE-17 (アスファルトの隆起状況)

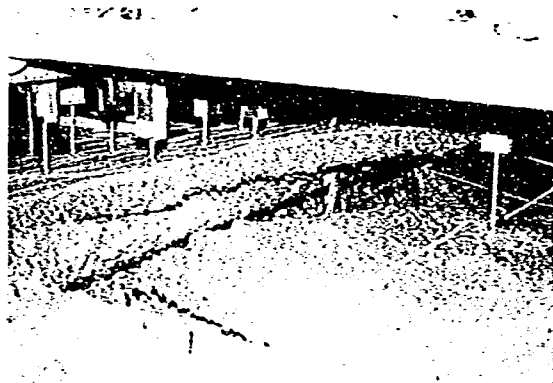


写真-4.3.14 CASE-17 (アスファルトの隆起状況)



写真-4.3.15 CASE-17 (鋼材部でのアスファルトの隆起状況)

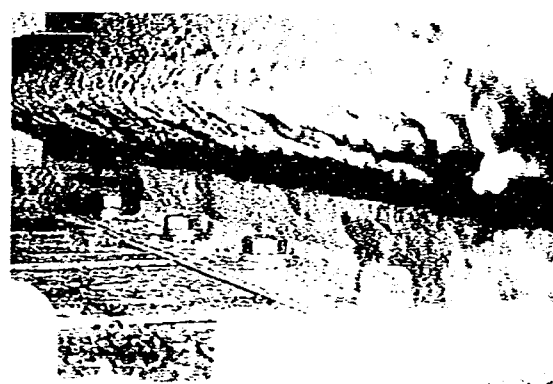


写真-4.3.16 CASE-17 (鋼材部)

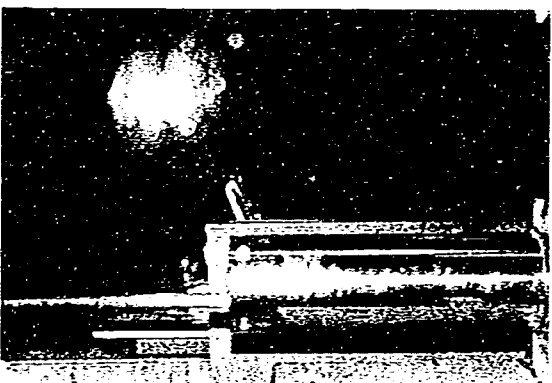


写真-4.3.17 CASE-16(鋼材部の変形)

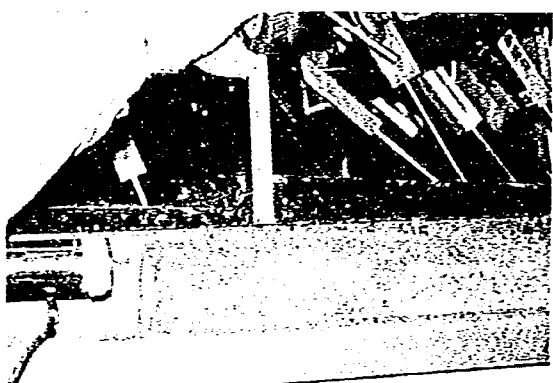


写真-4.3.18 CASE-17 (スライドプレート先端部でのアスファルトの隆起状況)

5. 大変位吸収システムの抵抗特性が免震橋の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討

5. 1 検討目的

大変位吸収システムは、大規模地震時に生じる橋桁の変位を吸収するシステムであるが、その際、橋桁に抵抗力を及ぼすため、免震橋の地震応答に影響を及ぼすことが予想される。そこで、本章では、以下の3つの目的で解析を行うこととした。

- 1) 大変位吸収システムが免震支承の変位に及ぼす影響
- 2) 大変位吸収システムに生じる抵抗力により、橋桁端部に生じる衝撃力の影響
- 3) 大変位吸収システムが免震橋群全体の変位に及ぼす影響

5. 2 対象橋梁の地震時の橋桁速度に関する検討

5. 2. 1 解析目的

多径間連続免震橋の架け違い部に設置した大変位吸収システムが免震橋梁の地震時応答、地震時断面力に及ぼす影響を解析するのに先立ち、大変位吸収システムの抵抗特性を把握する必要がある。模型実験によれば大変位吸収システムの作動抵抗は、衝突速度の関数となっていることが分かっており、本節では設計地震動を入力したときの桁同士の相対速度を求めることを目的とする。

5. 2. 2 解析条件

第2章に示した天野川高架橋の3径間連続部、16径間連続部を対象として、それぞれを図-5. 2. 1に示すように1次の卓越振動モードに代表される1質点系にモデル化した。天野川高架橋の設計に基づき、解析定数を表-5. 2. 1に示すように定めた。

最大衝突速度は、以下のように求めた。まず、各桁間に衝突が生じないと仮定した場合の桁の地震応答を個別に求める。次に、桁の相対速度を求めるにあたって、入力地震動の位相差が影響を及ぼすため、3径間連続部、16径間連続部それぞれの応答速度の最大値（3径間側は+、16径間側は-）となる時間差を位相差として与えた場合の相対速度、およびその半分を位相差として与えた場合の相対速度を求める。また、桁の遊間が衝突時の相対速度に影響を与えるので、遊間の値を変化させる。

以上の方法により本対象橋で想定される最大相対速度を求めた。

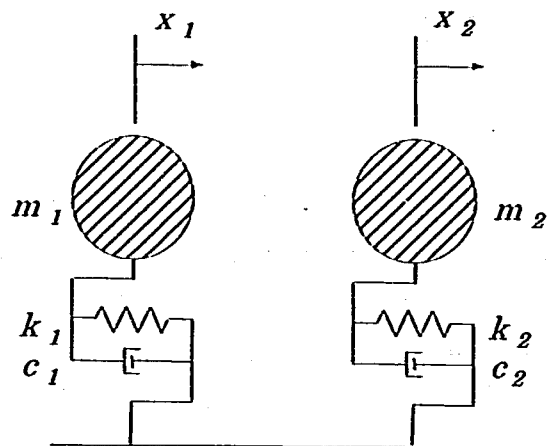


図-5. 2. 1 解析モデル

表-5. 2. 1 解析定数

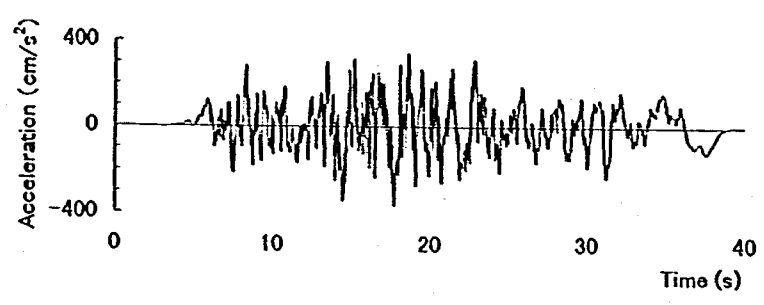
	質量 $M_i(\text{Mg(t)})$	等価バネ定数 $K_i(\text{MN/m(tf/m)})$	等価減衰定数 $h_i(\%)$	1 次の固有周期 $T_i(\text{s})$
3 径間連続部	285.0	72.342(7376.8)	14.1	1.235
1 6 径間連続部	938.1	201.963(20594.5)	13.7	1.341

入力地震動は、平成8年道路橋示方書に示されるⅡ種地盤のタイプⅠ、タイプⅡ地震動の標準波各3波を用いた。入力地震波形リストを表-5. 2. 2に、その加速度波形を図-5. 2. 2に示す。

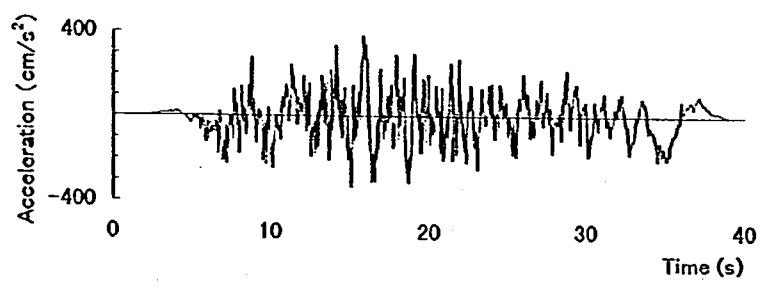
表-5. 2. 2 入力波形リスト

記号	地震波形名称	継続時間 (s)	最大加速度 ($\text{cm/s}^2(\text{gal})$)
I-1	I-II-1 1968 ITAJIMA BRG. LG.	40	-362.617
I-2	I-II-2 1968 ITAJIMA BRG. TR.	40	384.925
I-3	I-II-3 1994 ONNETTO BRG. TR.	65	-364.849
II-1	II-II-1 1995 JR TAKATORI STA. N-S	40	686.831
II-2	II-II-2 1995 JR TAKATORI STA. E-W	40	-672.639
II-3	II-II-3 1995 OGAS FUKIAI N27W	40	736.334

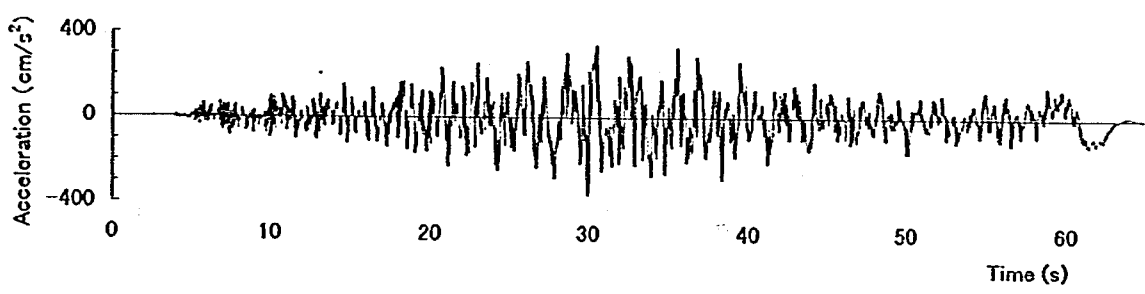
I - 1



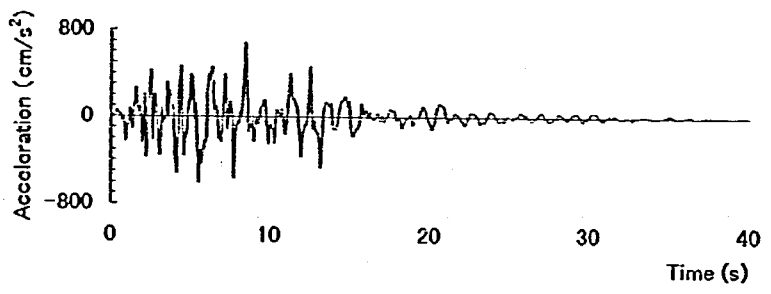
I - 2



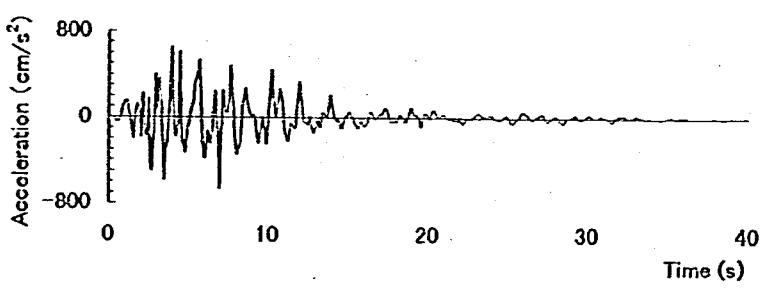
I - 3



II - 1



II - 2



II - 3

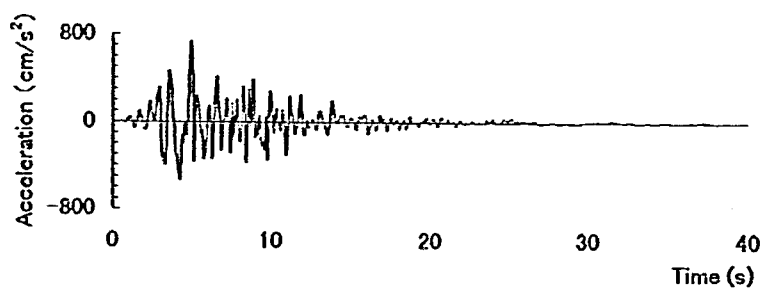


图-5. 2. 2 入力加速度波形

5. 2. 3 解析結果

タイプⅠ、タイプⅡ入力地震動に対する1質点系モデルの時刻歴応答変位をそれぞれ図-5. 2. 3、図-5. 2. 4に、最大応答値を表-5. 2. 3に、最大相対応答値を表-5. 2. 4に示す。各入力波ごとに3径間連続桁と16径間連続桁の時刻歴応答変位は類似しており、16径間連続桁の応答の方が大きくなる傾向がある。

遊間と相対速度の関係を求めるために、以上の1質点系モデルによる解析結果から、相対速度が最大となるような位相差を選定した。その位相差の設定値を表-5. 2. 5に示す。

各位相差に対する遊間と衝突時の相対速度（衝突速度）の関係を表-5. 2. 6、表-5. 2. 7および図-5. 2. 5、図-5. 2. 6に示す。

この結果、タイプⅠ地震動では最大相対速度 149cm/s、タイプⅡ地震動では最大相対速度 382cm/s に達する。ただし、大変位吸収システムの伸縮装置部分は、震度法により求められる変位まで吸収できればよいので、実際に衝突を想定する伸縮装置遊間はあまり大きくなることはないと考えられる。今回適用を想定している天野川高架橋を例にとると、設計における伸縮装置遊間は 8cm である。この場合、相対速度は最大でもタイプⅠで 5～50cm/s、タイプⅡで 20～200 cm/s 程度である。

ばらつきが大きい結果となっているが、模型実験によると大変位吸収システムの地震時抵抗特性は 25～100 cm/s ではほぼ一定である。前章までの検討で、大変位吸収システムの抵抗の要因は以下の3点によることがわかっている。

- ①スライドプレートと床版（テフロンシート）間の摩擦
- ②スライドプレートとアスファルトの付着
- ③アングルの変形

このうち抵抗力の速度依存性は①、②にあり、それぞれ載荷速度 25～100 cm/s では抵抗力はほぼ一定である。このことから、衝突速度が 200 cm/s 程度に大きくなっても 100 cm/s のときと比較して大きく異なることはないと考えられる。従って、次節以降の解析では 100 cm/s のときの実験値を用いて、大変位吸収システムの抵抗特性をモデル化することとした。

なお、参考のために大変位吸収システム無しで桁と桁が衝突した場合に発生する最大変位、最大加速度、最大衝突力を表-5. 2. 8に示す。ここで、桁の衝突現象は川島の研究⁴⁾を参考に、両質点を衝突バネで連結することにより近似し、衝突バネ定数は川島の研究を参考に、16径間連続桁の剛性から求めた。衝突バネの特性は式(5. 2. 1)に示すように、桁同士が接触すると同時に反力が生じるモデルとした。

$$S = k_I \langle r \rangle r \dots\dots\dots (5.2.1)$$

$$\langle r \rangle \equiv \begin{cases} 1 & r < 0 \\ 0 & r \geq 0 \end{cases}$$

ここに、

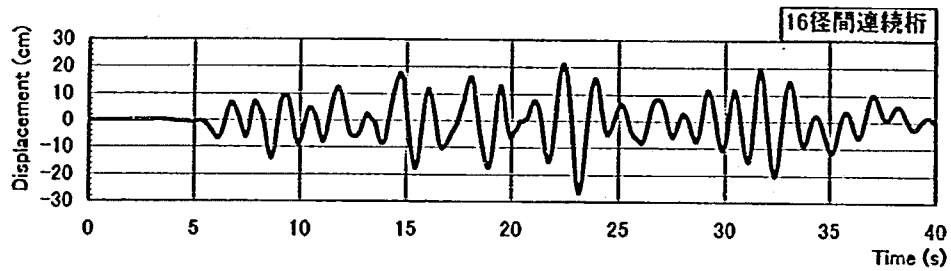
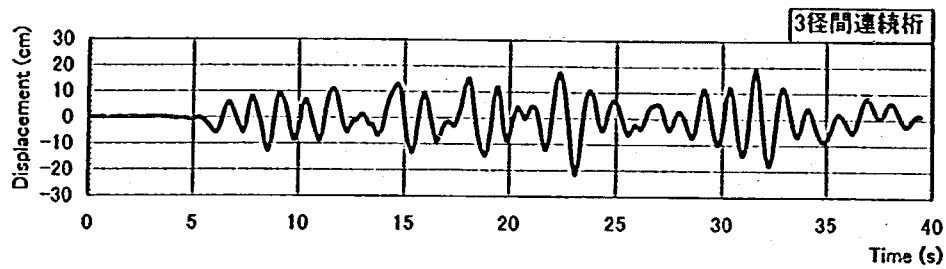
S : 衝撃力 (MN)

k_I : 衝突バネ定数 (MN)

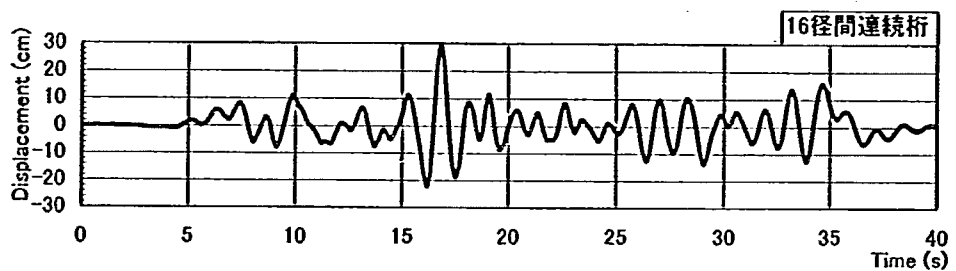
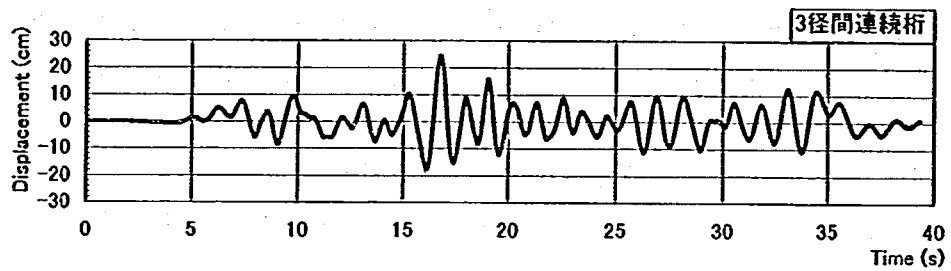
r : 桁間相対変位 (cm)

本解析のように衝突現象をモデル化する場合、衝突バネ定数の設定法が問題であるが、本解析によれば、表-5.2.9に示すように最大衝突力による軸圧縮応力度は2つの入力で桁の許容応力度をわずかに越える結果となっており、桁が損傷する可能性を表している。

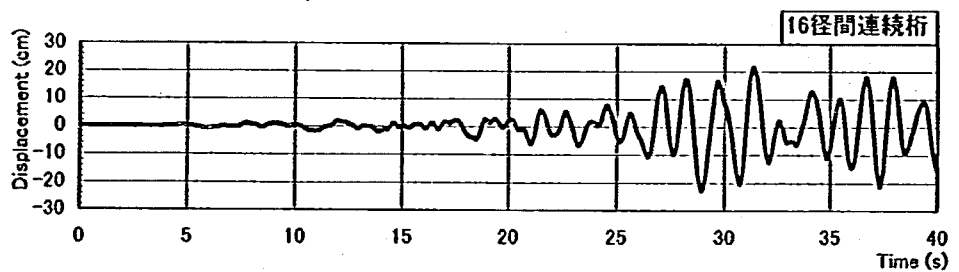
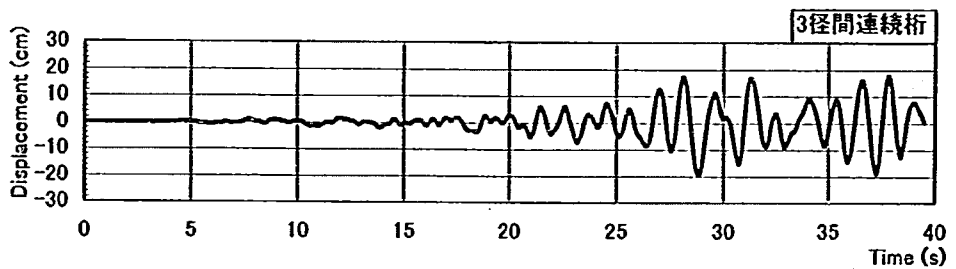
桁同士が衝突しない場合、および衝突する場合の桁の応答変位の一例を図-5.2.7に示す。(c)の図で、応答変位が交差している部分が衝突している状態を示している。この図から、桁同士の衝突により3径間側の桁の変位が衝突により大きくなっていることが分かる。



(a) I-II-1

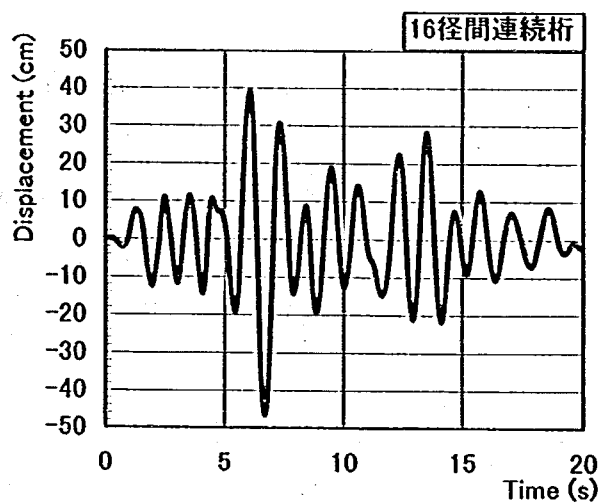
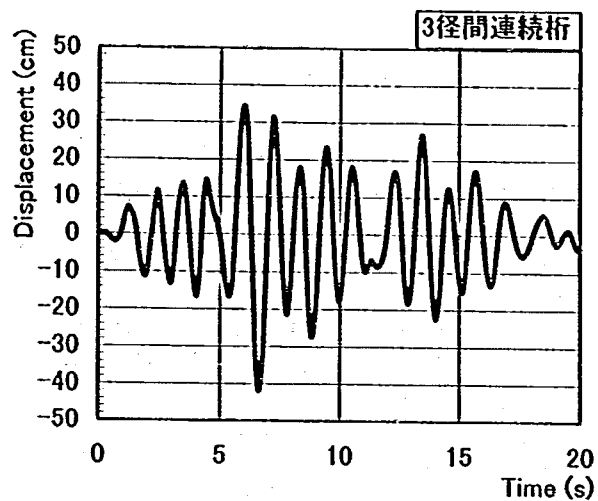


(b) I-II-2

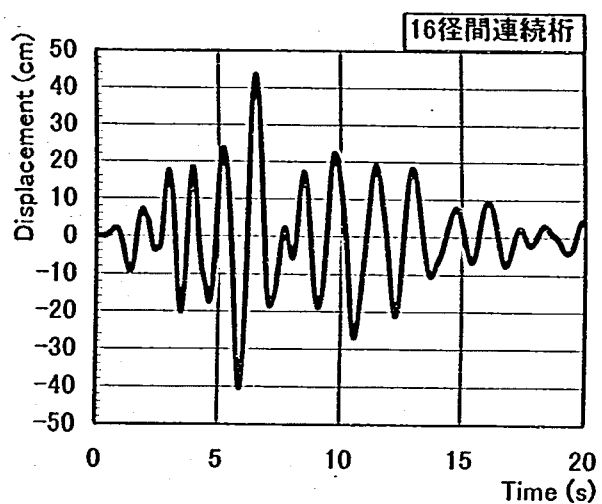
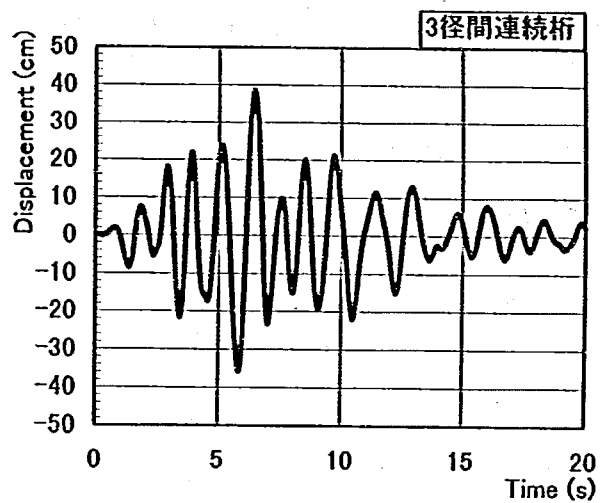


(c) I-II-3

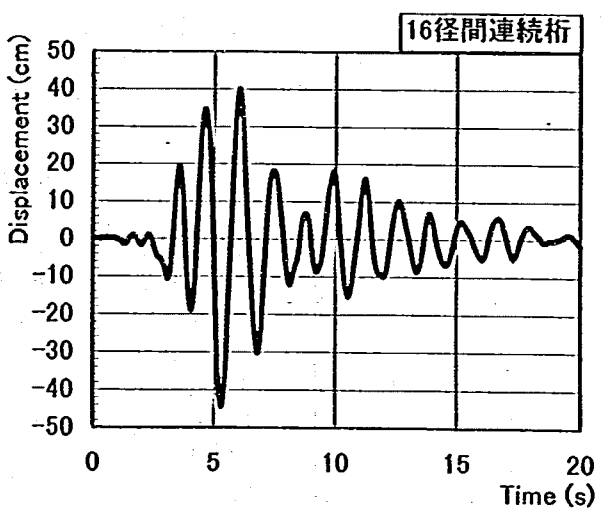
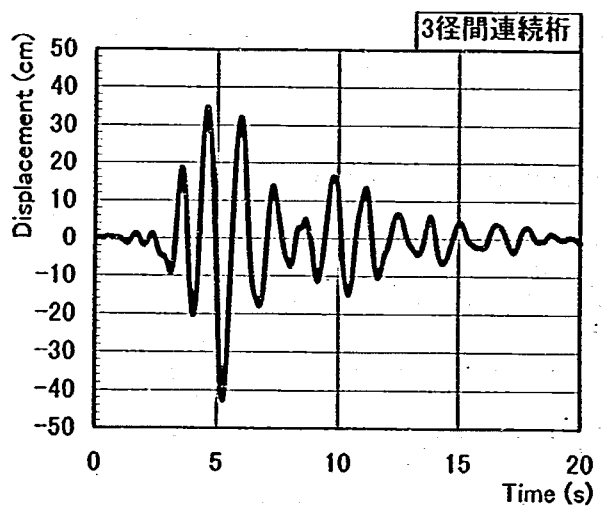
図-5. 2. 3 タイプI地震動による各質点の応答変位



(a) II-II-1



(b) II-II-2



(c) II-II-3

図-5. 2. 4 タイプII地震動による各質点の応答変位

表－５．２．３ 各１質点系が独立に応答する場合の最大応答値とその時間

入力地震動	３径間連続桁			１６径間連続桁		
	最大変位 (cm)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	最大変位 (cm)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)
I - 1	-21.31 (23.11s)	-88.81 (31.92s)	575.488 (23.05s)	-26.48 (23.16s)	-107.193 (22.89s)	603.04 (23.103s)
I - 2	24.34 (16.81s)	-109.07 (17.09s)	-654.20 (16.75s)	29.16 (16.87s)	119.41 (16.54s)	-663.19 (16.80s)
I - 3	-19.37 (28.84s)	97.48 (37.53s)	513.93 (28.78s)	-22.57 (28.95s)	105.80 (31.01s)	509.25 (28.90s)
II - 1	-41.69 (6.62s)	195.59 (6.34s)	1119.83 (6.56s)	-45.47 (6.70s)	-218.53 (6.40s)	1056.94 (6.64s)
II - 2	38.3188 (6.45s)	201.45 (6.13s)	-1021.29 (6.40s)	43.42 (6.55s)	209.27 (6.18s)	-983.80 (6.49s)
II - 3	-42.62 (5.23s)	-196.406 (5.02s)	1162.30 (5.17s)	-44.32 (5.30s)	-221.29 (5.06s)	1008.32 (5.23s)

表－５．２．４ 最大相対応答値とその時間

入力地震動	最大相対変位 (cm)	最大相対速度 (cm/s(kine))	最大相対加速度 (cm/s ² (gal))
I - 1	-9.16 (32.61s)	42.36 (32.94s)	204.33 (32.62s)
I - 2	-9.42 (17.76s)	-43.98 (17.43s)	203.10 (17.76s)
I - 3	9.09 (38.19s)	44.89 (37.88s)	-223.32 (38.19s)
II - 1	-17.33 (6.94s)	86.29 (7.26s)	-419.38 (7.57s)
II - 2	17.74 (6.78s)	-82.51 (7.09s)	-405.76 (6.80s)
II - 3	17.96 (6.25s)	80.09 (5.92s)	-393.85 (6.25s)

表－５．２．５ 相対速度が最大となる位相差

入力地震動	最大応答速度(cm/s(kine))		最大位相差 (s)	1/2 位相差 (s)
	３径間連続桁	１６径間連続桁		
I - 1	81.18 (23.42s)	-107.193 (22.89s)	0.53	0.26
I - 2	102.06 (16.48s)	-115.08 (17.13s)	0.65	0.32
I - 3	97.48 (37.53s)	-91.31 (37.02s)	0.51	0.25
II - 1	191.58 (6.94s)	-218.53 (6.40s)	0.54	0.27
II - 2	201.45 (6.13s)	-188.12 (6.82s)	0.69	0.34
II - 3	162.97 (4.33s)	-221.29 (5.06s)	0.73	0.36

表-5. 2. 6 遊間と最大相対速度の関係 (タイプⅠ地震動)

入力地震動 遊間(cm)	最大相対速度(cm/s(kine))								
	Ⅰ-1			Ⅰ-2			Ⅰ-3		
	最大 位相差	1/2 位相差	位相差 なし	最大 位相差	1/2 位相差	位相差 なし	最大 位相差	1/2 位相差	位相差 なし
2	38.83	25.22	6.06	10.99	29.06	4.17	9.19	3.53	7.46
4	41.04	27.57	9.73	52.76	30.35	13.08	27.45	26.51	12.84
6	40.26	23.14	27.41	48.83	23.53	33.48	13.62	40.95	28.48
8	37.48	5.41	17.79	44.81	13.74	22.29	47.60	29.44	17.15
10	25.13	40.65	0	39.03	15.63	0	36.04	54.78	0
12	21.22	72.70	0	27.23	12.99	0	85.48	53.65	0
14	92.23	60.47	0	79.14	101.64	0	79.92	45.14	0
16	84.59	38.80	0	72.57	95.89	0	73.31	19.70	0
18	76.33	31.51	0	66.13	80.00	0	61.71	49.70	0
20	61.40	26.54	0	59.10	69.88	0	45.53	14.78	0
22	34.90	72.87	0	47.08	45.89	0	20.01	19.80	0
24	50.44	61.65	0	39.12	0	0	64.42	80.15	0
26	14.22	34.68	0	16.06	0	0	33.98	65.26	0
28	30.30	0	0	149.35	0	0	54.40	34.08	0
30	35.28	0	0	140.82	0	0	29.48	0	0
32	77.86	0	0	123.81	0	0	75.03	0	0
34	52.17	0	0	115.72	0	0	53.01	0	0
36	8.22	0	0	99.34	0	0	70.28	0	0
38	0	0	0	81.62	0	0	27.84	0	0
40	0	0	0	54.60	0	0	0	0	0

表-5. 2. 7 遊間と最大相対速度の関係 (タイプⅡ地震動)

入力地震動 遊間(cm)	最大相対速度(cm/s(kine))								
	Ⅱ-1			Ⅱ-2			Ⅱ-3		
	最大 位相差	1/2 位相差	位相差 なし	最大 位相差	1/2 位相差	位相差 なし	最大 位相差	1/2 位相差	位相差 なし
2	35.3	23.7	12.75	30.8	30.1	1.70	11.9	13.8	29.04
4	36.0	26.7	4.73	34	30.9	18.97	15.4	29.3	22.02
6	31.5	18.7	11.65	35.5	27.3	53.25	29.3	207	65.79
8	21.1	74.9	67.56	19.1	18.1	48.83	34	204	62.34
10	110	62.1	62.80	156	158	42.18	29.9	200	57.37
12	108	49.7	56.55	156	154	30.95	139	194	48.61
14	103	39.9	46.09	155	150	26.72	135	188	34.74
16	96.1	22.3	30.06	153	137	0	127	181	7.88
18	86.6	49	0	151	130	0	122	173	0
20	68.9	118	0	144	122	0	112	165	0
22	46.9	104	0	140	113	0	101	146	0
24	29.1	61.5	0	130	94.9	0	89.1	136	0
26	205	141	0	124	85.4	0	75.2	126	0
28	200	135	0	108	66.2	0	48.6	103	0
30	194	122	0	87	47.4	0	382	77.3	0
32	188	107	0	62.8	0.162	0	378	35.5	0
34	180	98.6	0	103	56	0	372	160	0
36	172	69.3	0	91.9	40.4	0	372	157	0
38	164	34.6	0	51.6	21.6	0	364	151	0
40	156	217	0	206	45.4	0	364	147	0

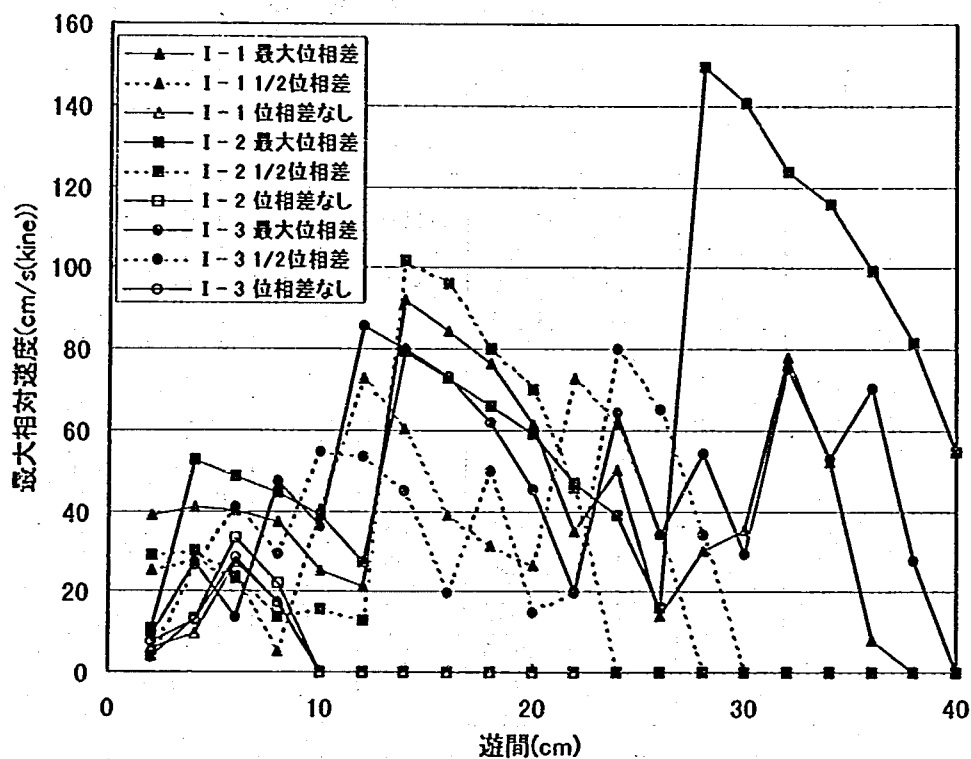


図-5. 2. 5 遊間と相対速度の関係 (タイプI地震動)

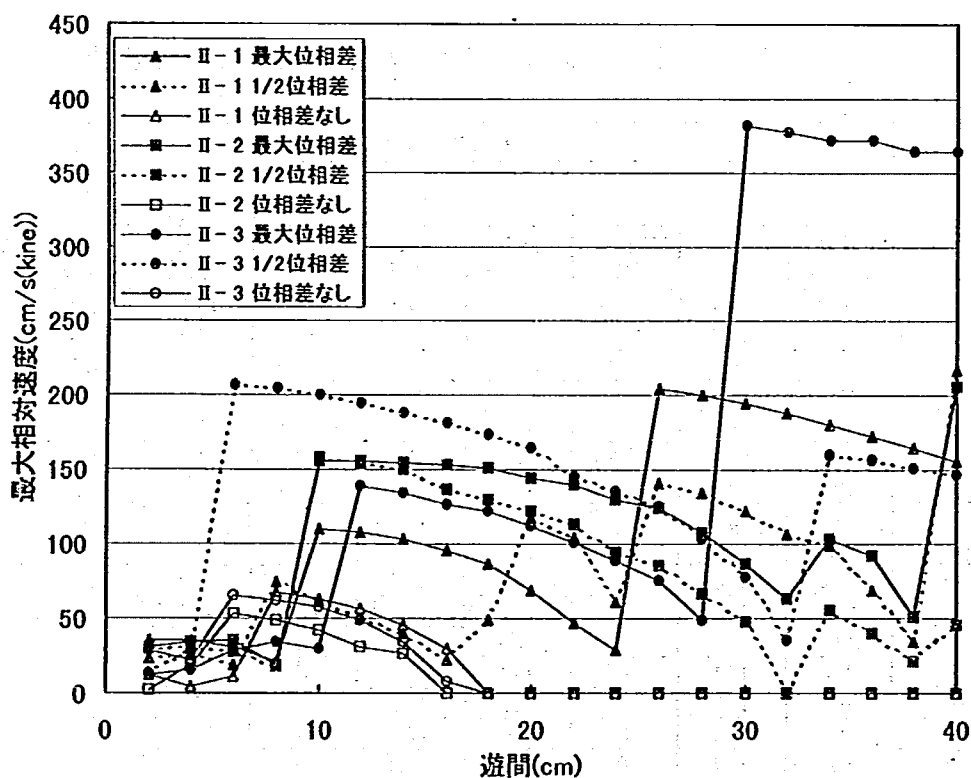


図-5. 2. 6 遊間と相対速度の関係 (タイプII地震動)

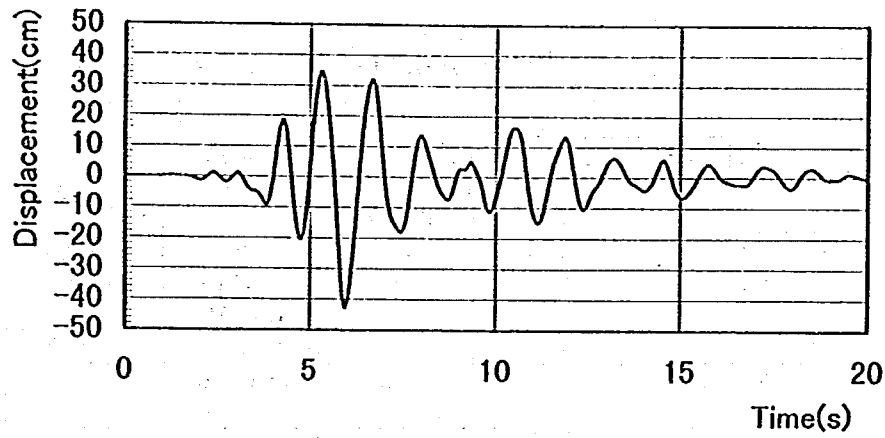
表－５．２．８ 桁と桁が衝突した場合の最大応答

入力 地震動	位相差 (s)	衝突バネ定数 (MN/cm) (tf/m)	最大変位 (cm)		最大衝突力 (MN) (tf)	最大加速度 (cm/s ² (gal))	
			3 径間	16 径間		3 径間	16 径間
Ⅱ-1	—	0	-41.7	-46.5	0	-1215.6	-1093.3
	0.54	5.1×10^9 5.2×10^4	-73.8	40.0	1.3×10^2 1.3×10^4	-4588.5	1439.4
Ⅱ-2	—	0	38.3	43.4	0	1293.0	1101.5
	0.69	5.1×10^9 5.2×10^4	-49.5	37.0	9.3×10 9.5×10^3	-3748.8	1657.3
Ⅱ-3	—	0	-42.6	-44.3	0	1533.5	1349.7
	0.73	5.1×10^9 5.2×10^4	-68.7	39.3	1.3×10^2 1.3×10^4	-4258.3	1281.0

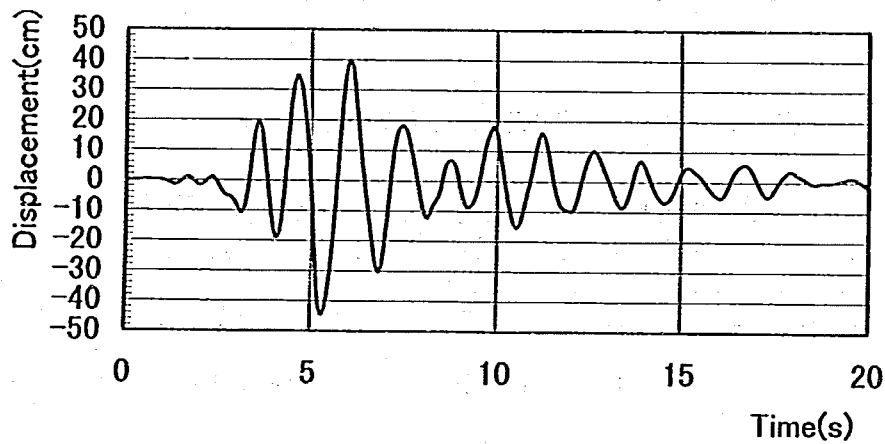
表－５．２．９ 桁間衝突による軸圧縮応力度の照査

入力地震動	最大衝突力 (MN)	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	許容軸圧縮応力 (N/mm ²)	判定
Ⅱ-1	130	14.98	10.79	OUT
Ⅱ-2	93	10.71	10.79	OK
Ⅱ-3	130	14.98	10.79	OUT

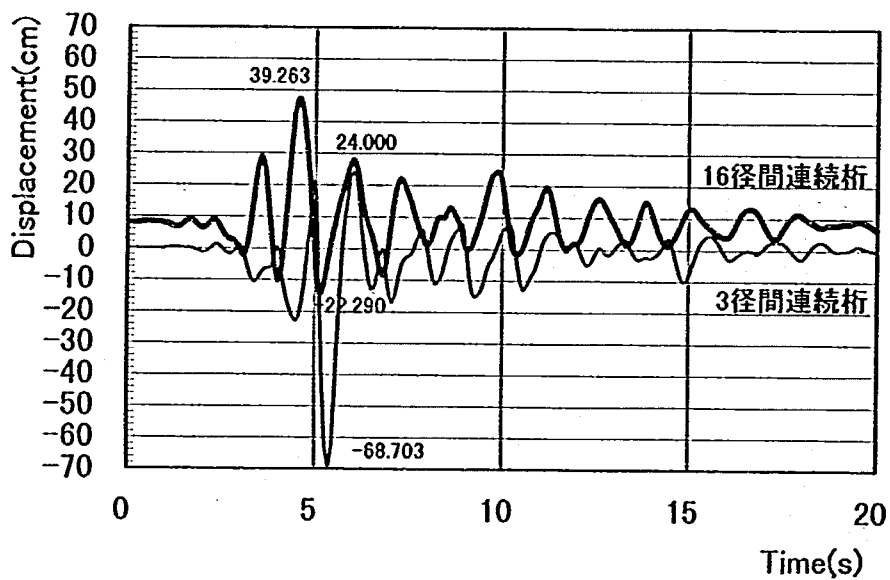
ただし、断面積は小さい方の１６径間連続桁の断面積 8.68m²を用いた。



(a) 3径間連続桁の応答変位



(b) 16径間連続桁の応答変位



(c) 衝突を考慮したときの各桁の応答変位

入力地震動: II-3 遊間: 8cm 位相差: 0.73s 衝突バネ定数: $5.1 \times 10^2 \text{ MN/m}$

図-5. 2. 7 桁の応答変位

5. 3 大変位吸収システムの地震時抵抗特性が免震橋梁の地震時応答特性に及ぼす影響

5. 3. 1 解析目的

大変位吸収システムは、作動する際に摩擦、付着、アングルの曲げ変形等の抵抗力が働くため、桁本体にもこの反作用としての水平力が作用する。この水平力により免震橋梁として設計当初に見込んでいた免震性能が損なわれることがあってはならない。大変位吸収システムにより発生する水平力により、地震による慣性力のみから算出される変位と比較して、免震支承の最大変位が大きくなる可能性がある。免震支承は履歴特性が非線形であるため、変位が大きくなることにより減衰定数が低下する。免震橋の設計においては、橋の減衰定数により設計水平震度を定めるため、免震支承の減衰定数が過度に小さくなることは避ける必要がある。また、上部構造の変位の増大により橋脚天端幅、大変位吸収システムの可動幅の割り増しが必要となる恐れもある。さらに、支承の変位が増加することにより、支承、橋脚、基礎に作用する水平力も増加することになる。

そこで本解析では、実験により明らかとなった抵抗特性を用いて、天野川高架橋をモデルにした動的解析を行い、大変位吸収システムの抵抗特性が免震支承の変位に及ぼす影響を検討した。

5. 3. 2 解析条件

2章において示した天野川高架橋の3径間連続部、16径間連続部を対象として、それぞれを図-5. 3. 1に示すように1次の卓越振動モードに代表される1質点系を変位吸収システムの抵抗特性を有するバネで結んだモデルとした。解析定数は表-5. 2. 1に示したものと等しく定めた。ただし、動的解析における積分時間は0.002sとした。

入力地震動は、平成8年道路橋示方書に示されるⅡ種地盤のタイプⅡ地震動の標準波を用いた。その加速度波形は図-5. 2. 2に示したとおりである。

変位吸収システムの抵抗特性は実験結果に基づき、図-5. 3. 2に示すように設定した。想定した抵抗特性は、実験を行った最大30cm移動する両側移動タイプの変位吸収システムである。また、変位吸収システムの抵抗特性には速度依存性があることが実験より明らかとなっているが、前節で大変位吸収システムを設置しない場合の桁の地震応答解析により衝突速度を調べた結果、大変位吸収システムの抵抗特性は衝突速度100cm/sの場合の実験結果を用いて近似できることが分かったため、100cm/sのときの抵抗特性を元にモデル化を行った。

押し込み側については、伸縮装置の遊間が0になったときに大変位吸収システムに抵抗が生じ始め、摩擦抵抗、付着抵抗、曲げ変形抵抗の和である抵抗値を最大値とし、その後は摩擦抵抗のみになる特性を表すものとした。引き抜き側については、伸縮装置の設計変位量分だけ延伸したときに変位吸収システムに抵抗が生じ始め、摩擦抵抗、付着抵抗の和である抵抗値を最大値として、スライドプレートが滑りだすような抵抗特性とした。ただし、付着抵抗、曲げ変形抵抗は一度最大値になったらそれ以降は作用しないこととした。

抵抗モデルの作成にあたっては、基本ケースとして幅 10m の桁全体で貫入抵抗の最大値が 4.90MN(500tf)、引抜き抵抗の最大値が 2.45MN(250tf)、安定抵抗値が 1.18MN(120tf) であるとして抵抗特性を定め、貫入抵抗の最大値および引き抜き抵抗の最大値が 2 倍であるケース（以下 2 倍ケースと呼ぶ）、貫入抵抗の最大値を 4 倍にし、かつ引き抜き抵抗の最大値を 2 倍にしたケース（以下 4 倍ケースと呼ぶ）の 3 種類の抵抗モデルを仮定した。基本ケースは、表層、基層ともに改質アスファルトを敷設した供試体による実験結果に基づいた基準供試体の抵抗特性であり、2 倍ケースはアスファルトの付着、変形抵抗が大きくなった場合を想定しており、グースアスファルトを用いた実験結果に基づき設定した。4 倍ケースは 2 倍ケースの条件に加えて、アングルの板厚が厚くなった場合や、アングルに作用する圧縮力の作用位置が下がった場合等、アングルの曲げ変形抵抗も大きくなった場合を想定した。

いずれの場合も付着、曲げ変形が最大抵抗を超えた後はスライドプレートと床版の摩擦抵抗のみを見込んでいる。また、押しから引き、引きから押しに変化するときの抵抗は、伸縮装置が機能しているとして、伸縮装置の設計移動量（伸縮装置遊間の 2 倍）分は抵抗値 0 で推移すると仮定した。

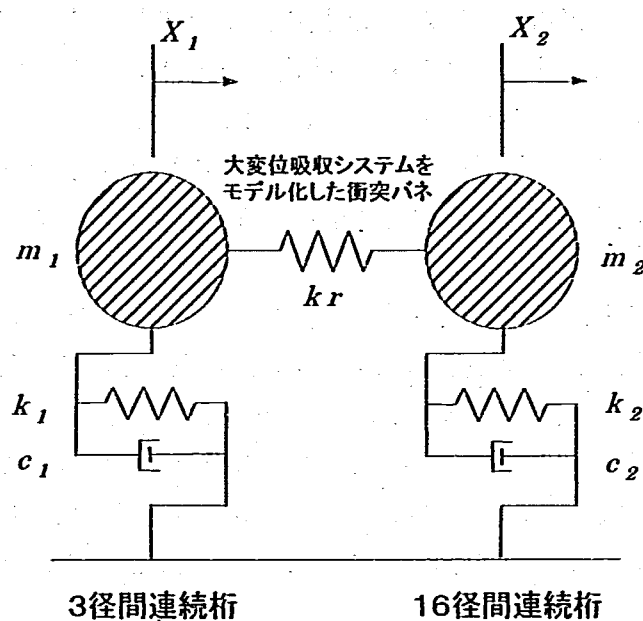
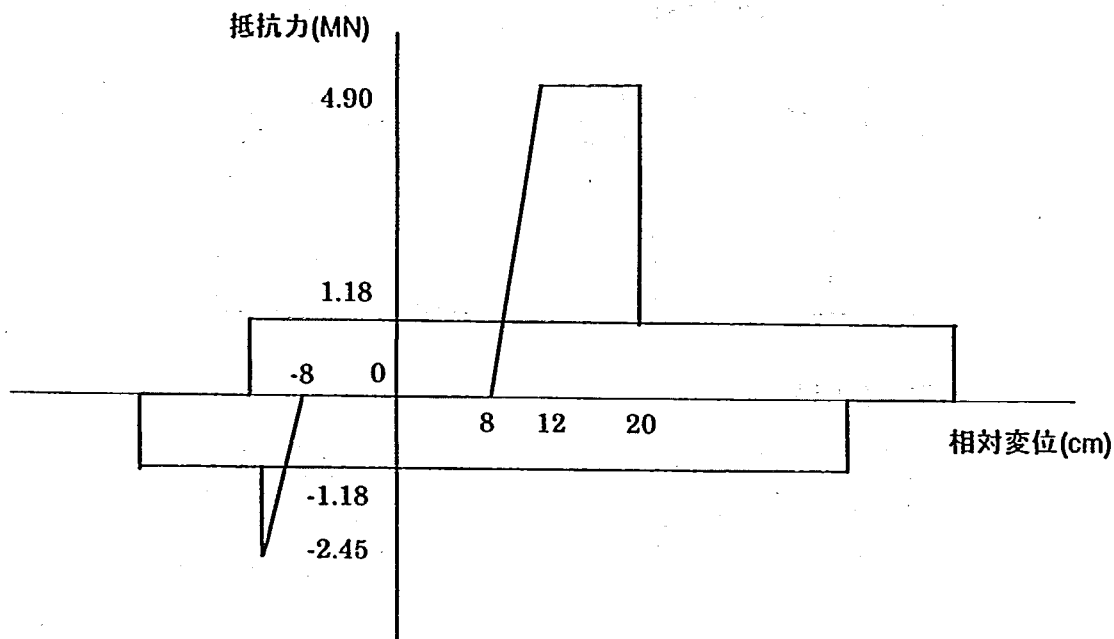


図-5.3.1 解析モデル



図－5. 3. 2 大変位吸収システムの抵抗力－変位関係のモデル

5. 3. 3 衝突力、支承変位に着目した入力位相差の条件

衝突のパターンとしては図－5. 3. 3に示すように、2つのパターンが考えられる。

①2つの質点が逆位相で衝突する場合

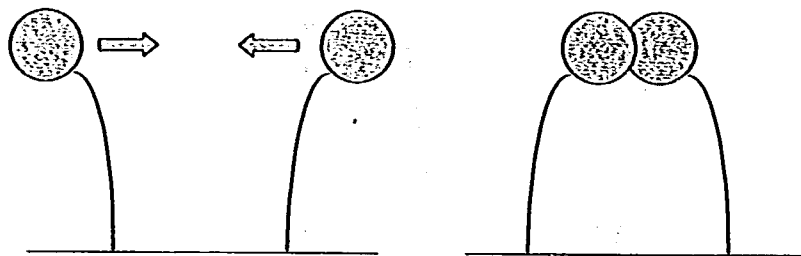
②一方の質点が他方に追突する場合

①の場合は、桁の衝突速度は一般に速くなり、大変位吸収システムの抵抗値は比較的大きくなりやすいが、②の場合は、衝突速度は比較的小さいが、追いつかれる方の桁の速度方向と衝突により受ける力の方向が等しいため、桁の応答変位は大きくなりやすい。

ここで、3径間連続部、16径間連続部の間の衝突速度が最大となる場合、および応答変位が最大となる場合について入力位相差を求めると表－5. 3. 1のようになる。ここで、衝突速度最大となる入力位相差は、衝突がない場合の各質点の最大相対速度が生じる時間とした。支承変位が最大となる入力位相差は、入力位相差を 0.01s ずつ変化させて最大となる位相差を探した。今回解析を行った条件では、16径間連続桁が3径間連続桁に追突して押し出すような場合に応答変位が最も大きくなった。

天野川高架橋の立地する地盤条件のせん断波速度は 200m/s 程度であり、表－5. 3. 1に示した位相差は十分に生じうるものである。そこで、この表に示したケースについて動的解析を行った。

①逆位相で衝突する場合



②追突する場合

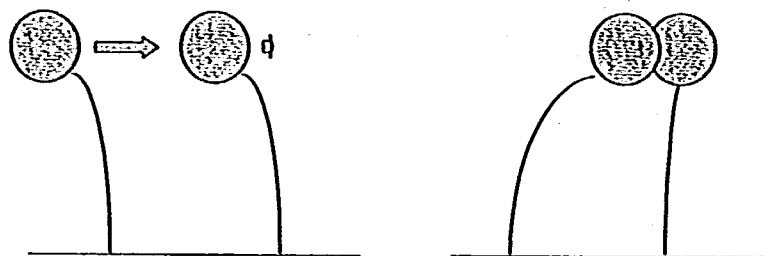


図-5. 3. 3 衝突イメージ

表-5. 3. 1 検討ケース

解析ケース No.	入力地震動	衝突イメージ	大変位吸収システム の抵抗特性	位相差(sec)
1	Ⅱ-1	衝突無し	—	—
2		追突 応答変位最大	基本ケース	0.21
3			2倍ケース	0.22
4			4倍ケース	0.22
5	Ⅱ-2	衝突無し	—	—
6		追突 応答変位最大	基本ケース	0.26
7			2倍ケース	0.24
8			4倍ケース	0.24
9	Ⅱ-3	衝突無し	—	—
10		追突 応答変位最大	基本ケース	0.21
11			2倍ケース	0.26
12			4倍ケース	0.26
13		逆位相 衝突速度最大	基本ケース	0.73
14			2倍ケース	0.73
15			4倍ケース	0.73

5. 3. 4 解析結果

位相差による衝突現象に違いを検討するために、入力地震動Ⅱ-3、大変位吸収システムの抵抗特性を基本ケースとして衝突無し、追突、逆位相の3つの解析ケース9、10、13のそれぞれの3径間連続桁、16径間連続桁の応答波形、相対変位、大変位吸収システムの抵抗履歴を図-5. 3. 4、図-5. 3. 5、図-5. 3. 6に示す。衝突無しの場合は、大変位吸収システムの抵抗が無いものとし、入力位相差を0とした。

まず衝突無しの場合をみると、このモデルでは大変位吸収システムの影響が無くても各桁の応答変位は最大40cm程度生じている。

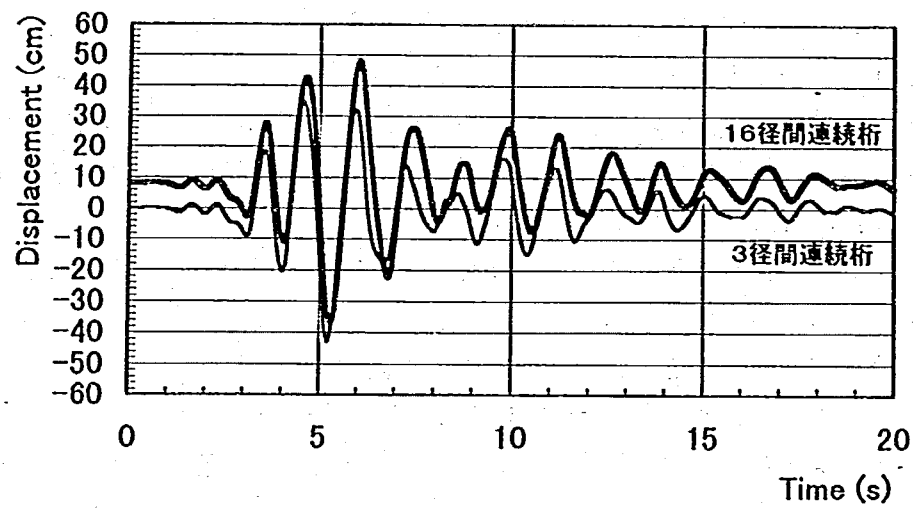
一方、追突するように入力位相差を与えた場合は、3径間連続桁の最大応答変位は、衝突なしの場合の応答変位と比べて大きくなっている。ここで、衝突しているのは図(a)で3径間連続桁の応答変位と16径間連続桁の応答変位が交差している時間である。追突型の場合は衝突時の桁の速度の向きと衝突により受ける力の向きが等しくなっている。

逆位相で衝突する場合は、衝突なしの場合に比べて最大応答値が小さくなっている。逆位相型の場合は、衝突時の桁の速度の向きと衝突により受ける力の向きが逆となっている。今回の解析で設定したような抵抗特性では、大変位吸収システムが作動することにより地震エネルギーが吸収されていると考えられる。

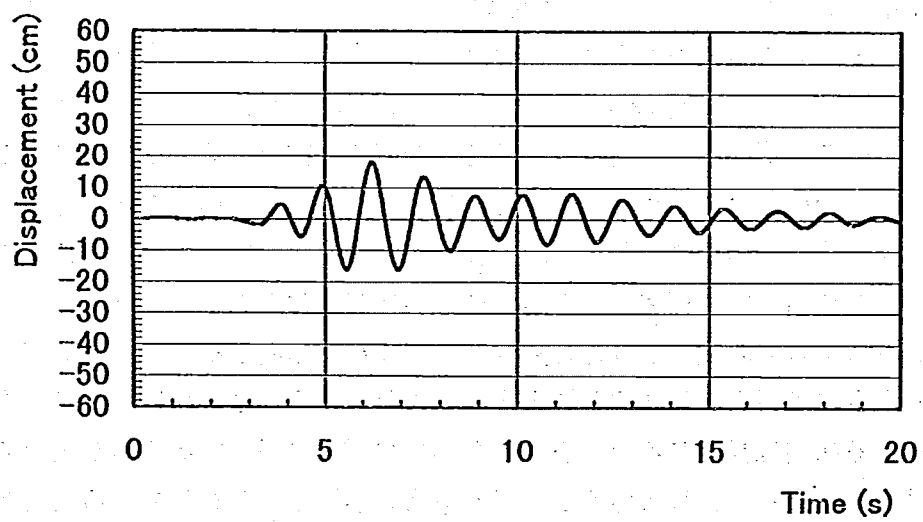
表-5. 3. 2に全ての解析ケースの最大応答変位およびその衝突無しの場合との比を示す。ここで、「方向」欄は大変位吸収システムのスライドプレートの移動方向を示しており、押しは遊間が縮まる方向、引きは遊間が開く方向である。この表から16径間連続桁の最大応答変位は全て衝突無しの場合よりも小さくなっていることが分かる。追突の場合には3径間連続桁の変位が最大となるように位相差を設定しているため、16径間連続桁がどのような位相差でも衝突無しの場合に最も応答変位が大きくなるわけではないが、大変位吸収システムの設置により応答変位は小さくなる傾向がある。3径間連続桁では、追突される場合には最大応答変位が増大する。また、衝突バネの剛性が大きい方が最大応答が大きくなる傾向は見られるが、必ずしも剛性の増加に従って応答値が大きくなっているわけではない。これは、最大応答が生じる衝突の前にも衝突をしていることが原因であると考えられる。

以上の結果を大変位吸収システムの衝突による抵抗が免震橋梁全体の振動特性に及ぼす影響という観点で見ると、応答値が小さくなる場合には橋脚、支承に発生する断面力は小さくなっていると考えられ、全体系の振動特性には悪影響を及ぼさないといえる。一方、応答変位が大きくなる場合は支承に生じる変形が大きくなり、免震橋の減衰性能に悪影響を及ぼすおそれがある。

基本ケースの抵抗特性では、最大応答となる位相差で見ても変位量は衝突無しの場合と比較して1割程度しか増加は見られず、特に悪影響を及ぼすとは考えにくい。また、グーアスファルトのようなアスファルトがかなり硬化した状態を想定した2倍ケースの場合でも変位量の増加は1割程度であり、4倍ケースの場合で2割程度の増加である。

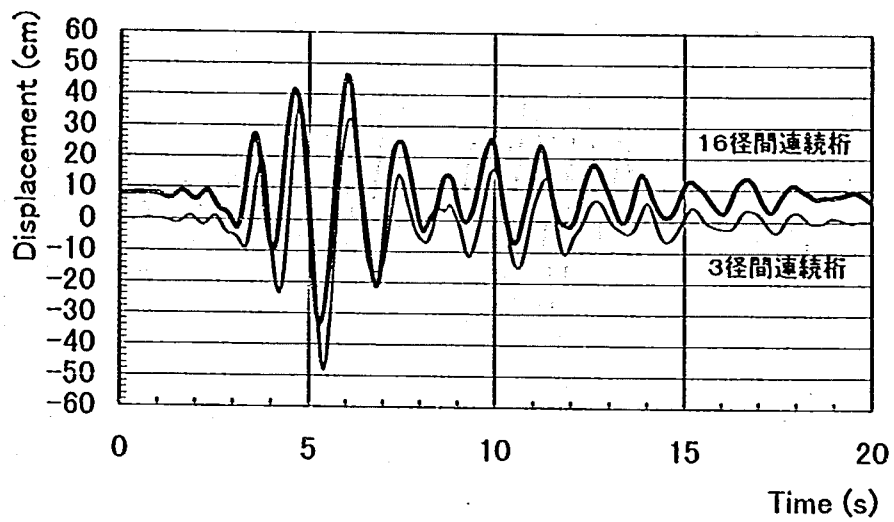


(a) 時刻歴応答変位

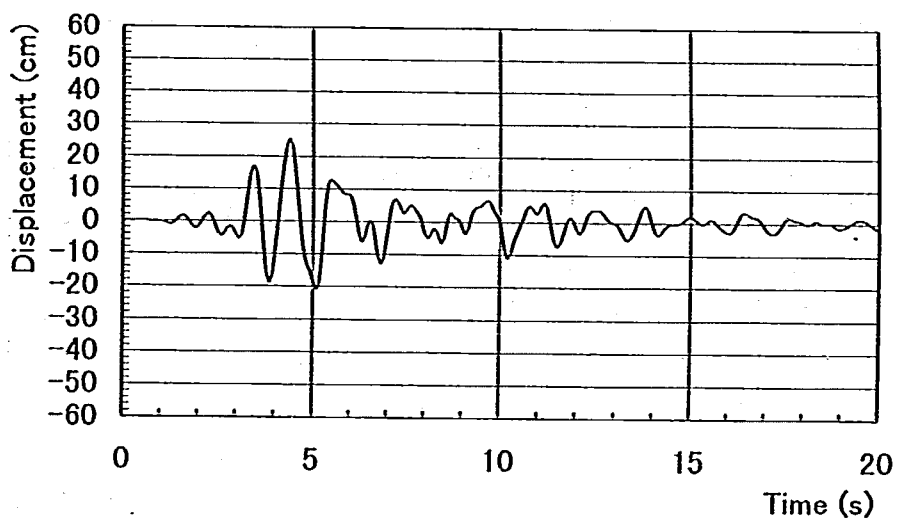


(b) 時刻歴相対変位

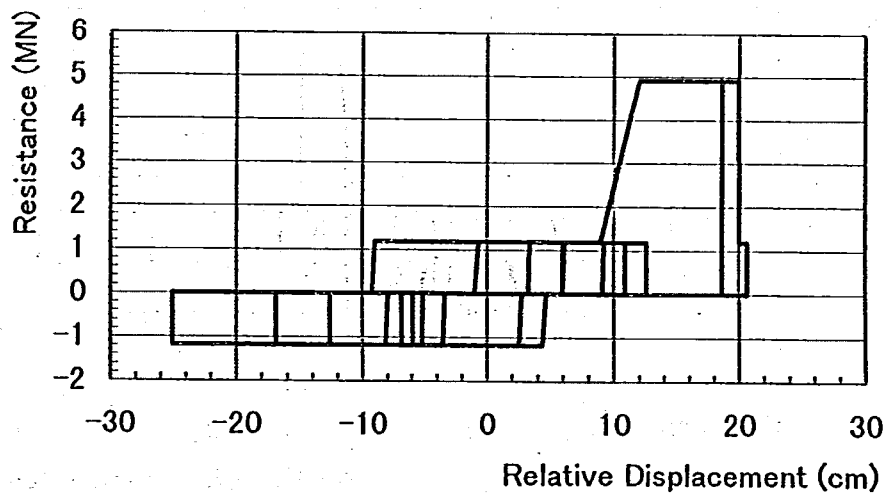
図-5. 3. 4 ケース9 (衝突無し) の応答



(a) 時刻歴応答変位

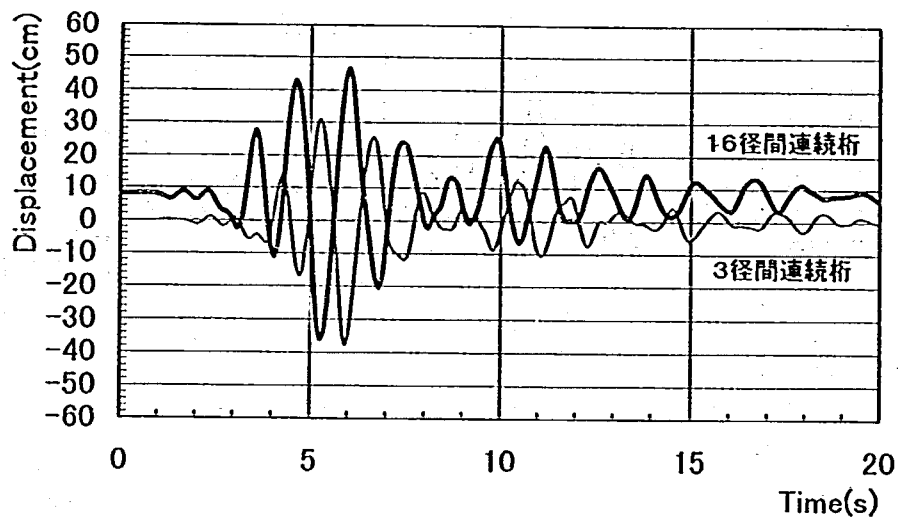


(b) 時刻歴相対変位

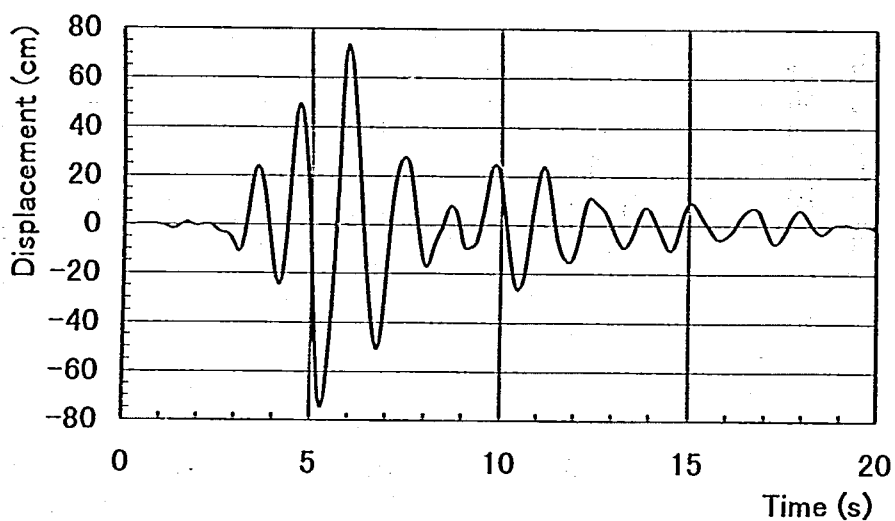


(c) 大変位吸収システムの抵抗履歴

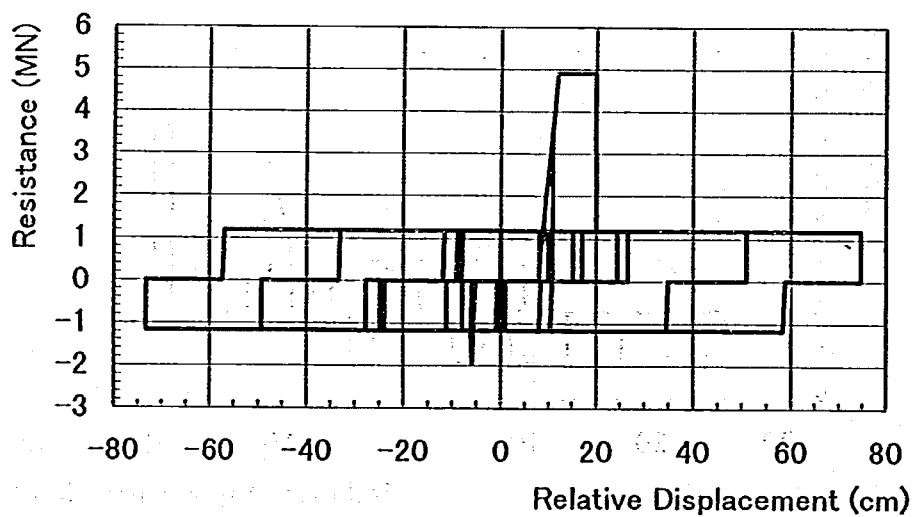
図-5. 3. 5 ケース10 (追突) の応答



(a) 時刻歴応答変位



(b) 時刻歴相対変位



(c) 大変位吸収システムの抵抗履歴

図-5. 3. 6 ケース13 (逆位相) の応答

表-5. 3. 2 最大応答変位比較表

解析ケース No.	衝突	方向	3 径間連続桁 (cm)	比率 (有／無)	16 径間連続桁 (cm)	比率 (有／無)
1	無し	押し	34.238	—	46.455	—
		引き	41.674	—	38.992	—
2	追突	押し	34.679	1.01	44.778	0.96
		引き	43.472	1.04	38.329	0.98
3		押し	34.309	1.00	43.852	0.94
		引き	44.343	1.06	38.227	0.98
4		押し	36.325	1.06	41.762	0.90
		引き	47.781	1.15	38.248	0.98
5	無し	押し	38.808	—	40.254	—
		引き	35.619	—	43.400	—
6	追突	押し	38.379	0.99	38.936	0.97
		引き	35.515	1.00	41.968	0.97
7		押し	38.828	1.00	38.780	0.96
		引き	35.944	1.01	41.912	0.97
8		押し	38.711	1.00	38.467	0.96
		引き	35.691	1.00	41.710	0.96
9	無し	押し	34.496	—	44.293	—
		引き	42.591	—	39.924	—
10	追突	押し	37.227	1.08	41.102	0.93
		引き	48.217	1.13	38.045	0.95
11		押し	37.513	1.09	42.562	0.96
		引き	44.740	1.05	38.421	0.96
12		押し	39.614	1.15	38.004	0.86
		引き	50.076	1.18	36.374	0.91
13	逆位相	押し	30.929	0.90	43.760	0.99
		引き	37.579	0.88	38.328	0.96
14		押し	30.648	0.89	43.974	0.99
		引き	37.214	0.87	38.327	0.96
15		押し	26.817	0.78	43.136	0.97
		引き	34.456	0.81	37.585	0.94

5. 4 大変位吸収システムが他の部材に及ぼす影響

5. 4. 1 解析目的

前節の簡易モデルによる解析により、大変位吸収システムの衝突パターンによる桁の変位への影響を検討したが、衝突により橋梁の他の部材に及ぼす影響を検証する必要がある。

そこで本解析においては、大変位吸収システムを導入した場合に支承に生じる変位、橋脚基部に発生する曲げモーメント、せん断力、桁に生じる軸力に対して与える影響を検討する。

5. 4. 2 解析条件

3 径間連続部、1 6 径間連続部を図-5. 4. 1 に示す様に、それぞれ橋脚 1 本ずつモデル化して動的解析を行った。各構造部材の解析モデルは、表-5. 4. 1 に示す通りである。免震部材の履歴特性は歪依存バイリニア型モデルとし、その特性を図-5. 4. 2 に、諸元を表-5. 4. 2 に示す。大変位吸収システムの抵抗特性は、図-5. 4. 3 に示すように押し側、引き側ともに最大荷重 2.94MN(300tf)のトリリニアモデルとした。なお、大変位吸収システムの抵抗特性が前節で仮定した抵抗特性と異なり、安定荷重に落ちないモデル設定となっているのは解析ソフトの制約のためである。大変位吸収システムは上部構造端部の相対変位が $\pm 8\text{cm}$ 以上になると作動し、 $\pm 60\text{cm}$ まで有効である。

入力地震動は、平成 8 年道路橋示方書に示されるⅡ種地盤のタイプⅡ地震動の標準波を基本として調整した波を用いた。これは、位相差入力をする際に地盤の変位を入力する必要があるため、加速度波形を積分して変位波形を求めたときに 0 から始まるようにするためである。その加速度波形、変位波形を図-5. 4. 4 に示す。

入力位相差はすべての橋脚に同位相の地震動を入力する場合と、各橋脚ごとに位相差入力した場合の 2 種類とした。同位相の入力をする場合には地盤の変位は考慮せず、位相差入力の場合には A2 橋台を規準として地盤の変位の位相差も導入した。位相差は表-5. 4. 3 に示すように、検討対象とした天野川高架橋近辺の地盤の代表的な位相速度である 200m/s を用いて、橋軸方向の距離により算出した。

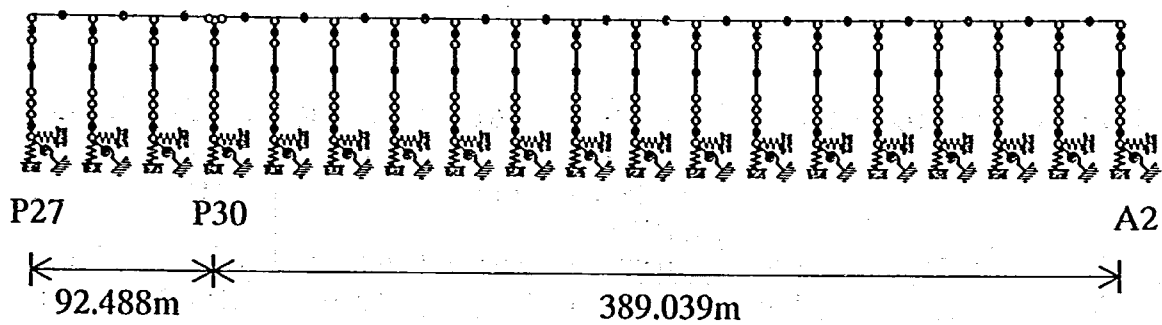


図-5.4.1 解析モデル

表-5.4.1 構造部材の解析モデル

構造部材	解析モデル
上部構造	線形梁要素
免震部材	非線形バネ要素
下部構造	線形梁要素
基礎	水平バネ要素 回転バネ要素

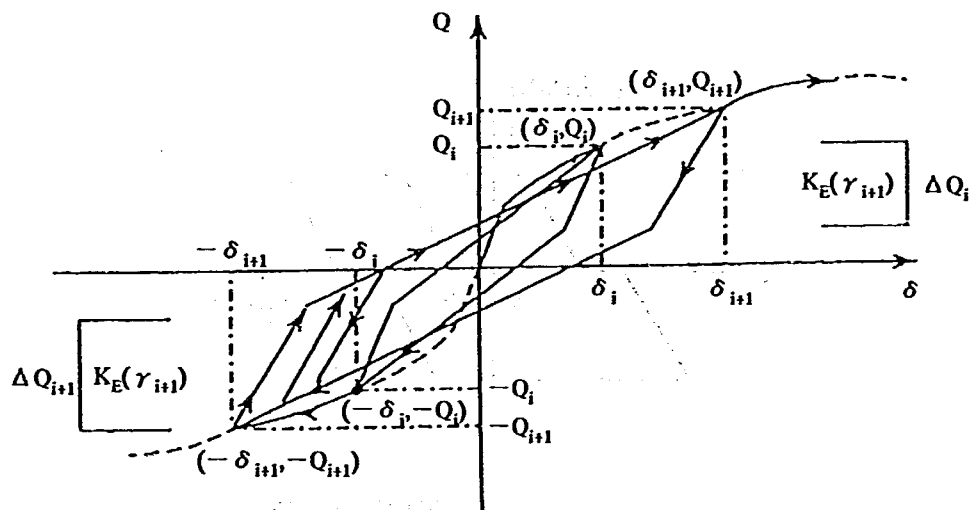


図-5.4.2 歪依存バイリニア型モデルの履歴特性

表-5. 4. 2 免震部材諸元

支承位置	ゴム面積 (m^2)	鉛面積 (m^2)	ゴムの せん断 弾性係数 (MN/m^2)	ゴムの 総厚 (m)	設計変位 (m)	降伏特性 値 (MN)	降伏剛性 (MN/m)
P27	0.746	0.0487	0.98	0.095	0.0475	0.4059	63.78
P28	2.705	0.175	0.98	0.078	0.039	1.4587	281.2
P29	2.705	0.175	0.98	0.078	0.039	1.4587	281.2
P30	0.746	0.0487	0.98	0.095	0.0475	0.4059	63.78
P30	0.804	0.0402	0.98	0.132	0.066	0.3351	52.77
P31	1.7142	0.0908	0.98	0.115	0.0575	0.7569	116.1
P32	1.7142	0.0908	0.98	0.115	0.0575	0.7569	116.1
P33	1.7142	0.0908	0.98	0.115	0.0575	0.7569	116.1
P34	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P35	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P36	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P37	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P38	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P39	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P40	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P41	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P42	1.7108	0.0942	0.98	0.126	0.063	0.7852	106.6
P43	1.7142	0.0908	0.98	0.125	0.0625	0.7569	116.1
P44	1.7142	0.0908	0.98	0.125	0.0625	0.7569	116.1
P45	1.7142	0.0908	0.98	0.125	0.0625	0.7569	116.1
A2	0.8048	0.0402	0.98	0.138	0.069	0.3351	44.97

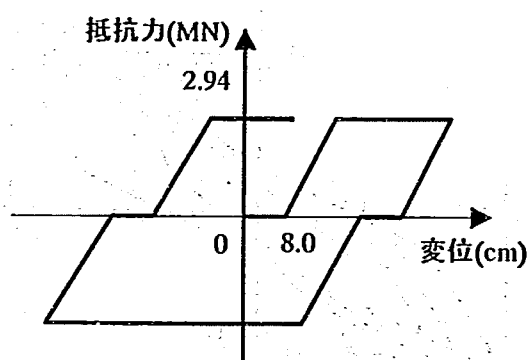
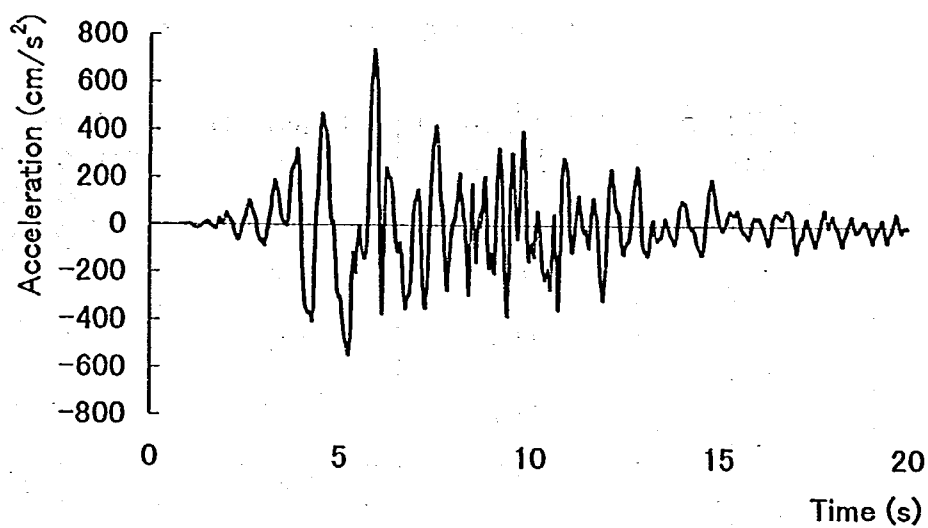
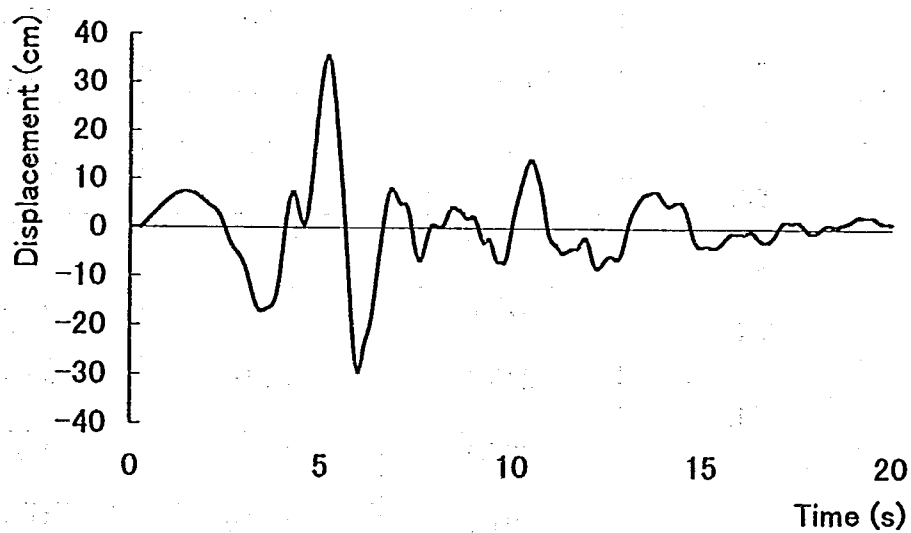


図-5. 4. 3 抵抗特性モデル



(a) 入力地震動(加速度)



(b) 入力地震動(変位)

図-5. 4. 4 入力地震動

表-5. 4. 3 入力位相差

橋脚名	各橋脚間距離 (m)	A 2 橋台からの 距離 (m)	位相のずれ (s)	A 2 橋台基礎に 対する橋脚基礎 相対変位 (cm)
A2		0.0	0.0	0.0
	24.4			
P45		24.4	0.122	12.87
	24.3			
P44		48.7	0.244	25.33
	24.3			
P43		73.0	0.365	38.17
	24.3			
P42		97.3	0.487	48.86
	24.3			
P41		121.6	0.608	57.62
	24.3			
P40		145.9	0.730	63.11
	24.3			
P39		170.2	0.851	64.30
	24.3			
P38		194.5	0.973	61.48
	24.3			
P37		218.8	1.094	57.01
	24.3			
P36		243.1	1.216	53.43
	24.3			
P35		267.4	1.337	49.79
	24.3			
P34		291.7	1.459	51.34
	24.3			
P33		316.0	1.580	51.80
	24.3			
P32		340.3	1.702	52.24
	24.3			
P31		364.6	1.823	52.00
	24.4			
P30		389.0	1.945	49.96
	26.0			
P29		415.0	2.075	46.63
	40.0			
P28		455.0	2.275	41.59
	26.0			
P27		481.0	2.405	41.93

Vs=200m/s

5. 4. 3 解析結果

(1) 上部構造端部の変位、最大軸力

上部構造端部の最大変位および最大軸力を表-5. 4. 4に示す。位相差がない場合、上部構造の最大変位は30cm程度であるが、相対変位は8cm未満であり、大変位吸収システムの作動域に達していない。一方、位相差入力の場合には最大相対変位は30cm以上と大きくなっており、変位吸収システムの作動域に入っているが、上部構造の接近する方向、離れる方向のいずれの最大変位でも60cmには至っておらず、設計した範囲の挙動をしていることが分かる。

また、上部構造に発生する軸力は、位相差がない場合は1MN未満と小さく、位相差がある場合には5MN程度の軸力が発生している。ただし、この軸力は変位吸収システムの作動抵抗によるものだけでなく、位相差入力による軸力が含まれている。しかし、5MN程度の軸力は表-5. 4. 5に示すように許容圧縮力と比較して十分に小さい。

このときの大変位吸収システムをモデル化した衝突バネの履歴図を図-5. 4. 5に示す。

(2) 橋脚基部に生じた最大せん断力、最大曲げモーメント

位相差無しの場合、および位相差を考慮した場合の各橋脚基部に生じる最大せん断力および最大曲げモーメントを表-5. 4. 6に示す。この結果、せん断力、曲げモーメントともに位相差を考慮して衝突させたときは位相差無しの場合に比べて同程度あるいは小さくなっており、大変位吸収システムの導入により橋脚に悪影響を及ぼす可能性は低いと考えられる。

(3) 免震支承の最大変位

各支承に生じた最大変位を表-5. 4. 7に示す。支承の変位は、位相差がある場合のP30上部の3径間側で最大35.76cmとなった。一方、位相差無しの場合でもP27上部で30.80cmとなっており、位相差がある場合でも同程度あるいは多少大きい程度であり、大変位吸収システムの導入により悪影響を及ぼす可能性は低いと考えられる。

表-5. 4. 4 上部構造端部の最大変位・最大軸力

		位相差なし		位相差あり (衝突時)	
		プレートを 押す方向	プレートを 引く方向	プレートを 押す方向	プレートを 引く方向
上部構造端部 最大変位 (cm)	3 径間側	24.479	-31.369	40.231	-41.084
	1 6 径間側	-31.242	29.675	-32.774	32.783
	相対変位	-3.098	1.846	-39.679	32.724
上部構造端部 最大軸力 (MN) (tf)	3 径間側	-0.530	0.873	-4.635	3.875
		-54.0	89.0	-472.7	395.2
	1 6 径間側	0.963	-0.704	5.371	-4.976
		98.2	-71.8	547.7	-507.5

表-5. 4. 5 軸圧縮応力度の照査

	発生軸圧縮力 (MN) (tf)	断面積 (m ²)	軸圧縮応力度 (N/mm ²) (kgf/cm ²)	許容軸圧縮応力度 (N/mm ²) (kgf/cm ²)	判定
3 径間連続 桁端部	4.635 472.7	9.491	0.488 4.98	10.787 110	OK
1 6 径間連 続桁端部	5.371 547.7	8.684	0.619 6.31	10.787 110	OK

コンクリートの設計基準強度 39.227N/mm²

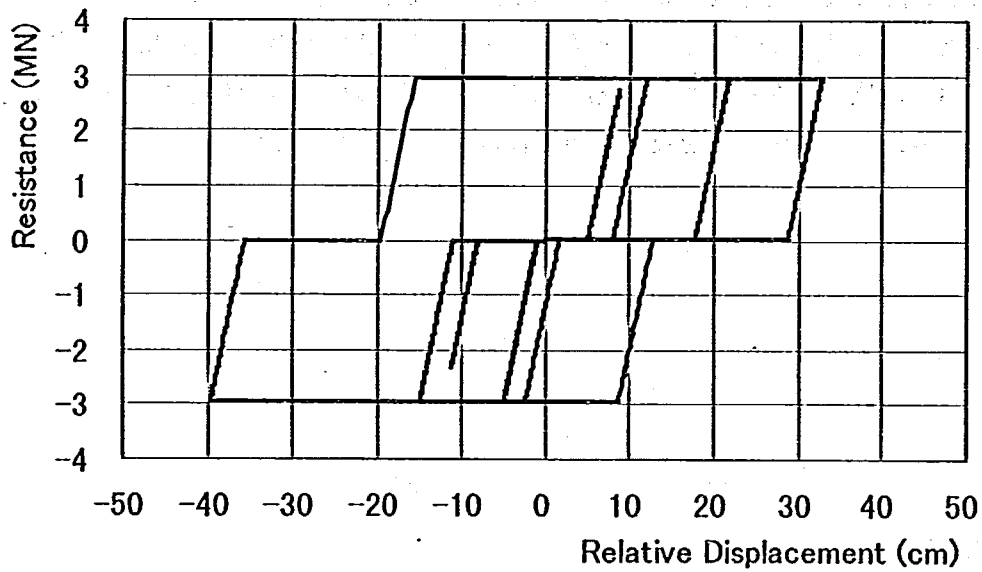


図-5. 4. 5 衝突バネの履歴

表-5. 4. 6 橋脚基部の最大せん断力・最大曲げモーメント

橋脚	基部の最大せん断力 (MN) (tf)		基部の最大モーメント (MN) (tf・m)	
	位相差なし	位相差あり (衝突時)	位相差なし	位相差あり (衝突時)
P27	6.108 622.9	4.284 436.8	48.205 4915.6	28.385 2894.5
P28	10.144 1034.4	5.452 555.9	115.208 11747.9	53.823 5488.4
P29	9.476 966.2	9.910 1010.6	125.118 12758.5	123.430 12586.4
P30(3径間側)	7.846	5.062	83.724	63.838
P30(16径間側)	800.1	516.2	8537.5	6509.7
P31	4.833 492.8	2.485 253.4	57.532 5866.6	42.198 4303.0
P32	4.882 497.8	2.758 281.2	56.829 5794.9	39.399 4017.5
P33	5.037 513.7	2.834 289.0	55.868 5697.0	38.916 3968.4
P34	4.823 491.8	2.846 290.3	52.080 5310.7	35.534 3623.5
P35	4.925 502.2	3.143 320.5	49.483 5045.9	35.901 3660.9
P36	4.796 489.1	3.266 333.0	45.430 4632.5	35.705 3640.9
P37	4.288 437.2	3.320 338.6	39.682 4046.5	34.433 3511.2
P38	4.107 418.8	3.517 358.7	36.517 3723.7	34.683 3536.7
P39	4.170 425.2	3.663 373.5	34.596 3527.8	33.896 3456.5
P40	4.183 426.6	3.630 370.1	31.741 3236.7	34.194 3486.8
P41	4.429 451.7	4.033 411.3	30.005 3059.6	30.239 3083.6
P42	4.463 455.1	4.273 435.7	26.336 2685.5	27.399 2794.0
P43	4.519 460.8	4.319 440.4	23.530 2399.4	24.879 2537.0
P44	4.665 475.7	4.458 454.4	21.038 2145.3	20.213 2061.2
P45	4.677 477.0	4.295 438.0	19.398 1978.0	19.151 1952.8
A2	-	-	-	-

表-5.4.7 支承の最大変位

橋脚	支承部最大変位(cm)	
	位相差なし	位相差あり (衝突時)
P27	30.80	13.10
P28	23.66	6.99
P29	21.84	18.77
P30(3 径間側)	27.37	35.76
P30(16 径間側)	27.14	30.58
P31	17.99	17.35
P32	18.85	16.79
P33	20.49	17.65
P34	20.54	19.17
P35	22.03	20.57
P36	24.01	23.45
P37	22.01	23.90
P38	22.28	25.90
P39	23.23	27.58
P40	23.58	27.90
P41	25.00	28.87
P42	25.33	29.88
P43	26.75	31.21
P44	27.62	31.63
P45	28.24	30.27
A2	30.95	32.14

5. 5 6橋全体をモデル化した動的解析

5. 5. 1 解析の目的

簡易モデルによる解析では3径間連続桁と16径間連続桁のみの衝突を考慮して解析を行ったが、今回の検討対象橋梁の場合は3, 3, 6, 17, 3, 16径間の6つの多径間連続橋が連続しており、それぞれが衝突することにより相互作用が生じるおそれがある。そこで、各連続部分を1自由度系にモデル化し、6つの上部構造による相互作用がある場合の応答変位と、5. 3で対象とした3径間連続桁および16径間連続桁の2つだけの場合の応答変位を比較し、2つだけを取り出した解析の妥当性を検証することを目的とする。

5. 5. 2 解析条件

6つの連続桁の解析は、図-5. 5. 1に示すように、各連続部をそれぞれ1自由度にモデル化し、6自由度モデルとして解析を行う。モデル諸元を表-5. 5. 1に示す。ただし、各桁間の伸縮装置遊間は8cmとし、衝突バネは図-5. 4. 3に示した抵抗特性とした。

入力地震動は図-5. 4. 4に示したものを扱い、入力方法は、地震動のせん断波速度を200m/sと仮定して、支間中央間の距離により入力位相差を設定した。設定した位相差を表-5. 5. 2に示す。

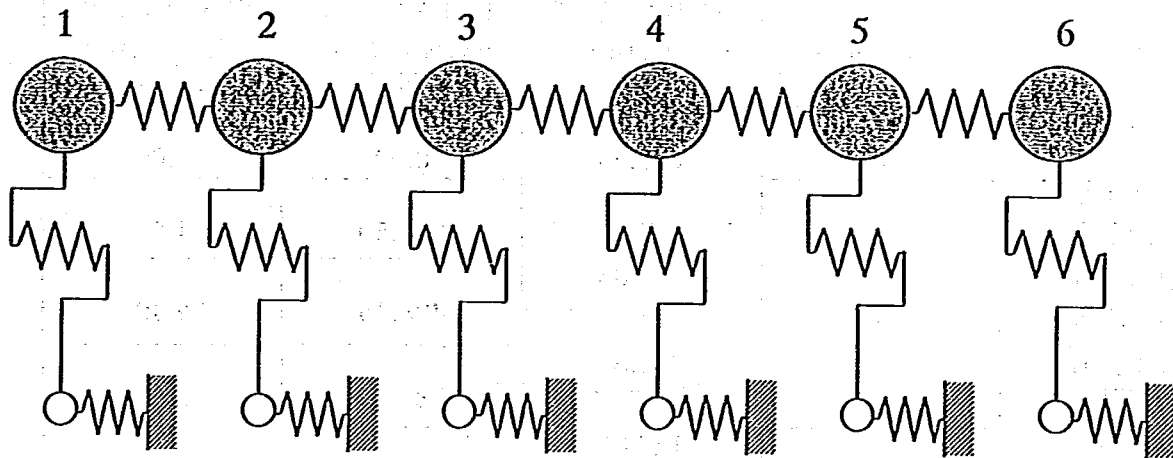


図-5. 5. 1 解析モデル

表-5.5.1 モデル諸元

橋梁	振動系	上部構造重量 W (MN) (tf)	上部構造質量 M (t) (tf·s ² /m)	等価減衰定数 h	固有周期 T(sec)	等価バネ定数 K(tf/m)
ランプ部 3 径間	1	12.258 1250.00	1250.00 127.55	0.136	1.157	36.889 3761.61
P1-P4 3 径間	2	31.621 3224.40	3224.40 329.02	0.137	1.331	71.903 7332.06
P4-P10 6 径間	3	56.865 5798.60	5798.60 591.69	0.147	1.311	133.281 13590.91
P10-P27 17 径間	4	96.570 9847.40	9847.40 1004.84	0.132	1.335	218.280 22258.41
P27-P30 3 径間	5	27.390 2739.00	2739.00 285.00	0.141	1.235	72.342 7376.85
P30-A2 16 径間	6	90.156 9193.40	9193.40 938.10	0.137	1.341	201.963 20594.50

表-5.5.2 入力位相差

橋梁	振動系	各橋梁中央間の 距離(m)	P30-A2 橋梁 中央位置からの 累積距離(m)	P30-A2 橋梁 中央位置からの 位相のずれ(sec)
P30-A2 16 径間	6	240.50	0.00	0.00
P27-P30 3 径間	5		240.50	1.20
P27-P10 17 径間	4	257.65	498.15	2.49
P4-P10 6 径間	3	286.50	784.65	3.92
P1-P4 3 径間	2	147.85	932.50	4.66
ランプ部 3 径間	1	114.75	1047.25	5.24

Vs=200(m/s)

5. 5. 3 解析結果

大変位吸収システムの抵抗を考慮しない場合、および抵抗を考慮した場合の各質点の時刻歴応答変位を図-5. 5. 2、図-5. 5. 3に示す。ここで、隣接する質点の変位が交差しているところが衝突していることを表し、隣接していない質点の変位が交差しているところはこの図上、特に意味はない。これらの図を比較すると、各質点の応答変位は大変位吸収システムの抵抗があっても大きくは変化せず、大変位吸収システムの抵抗がある方が最大応答変位が小さくなる傾向があることが分かる。

応答衝突を考慮しない場合の各上部構造の最大変位、相対変位を表-5. 5. 3に示す。ここで、5. 3で行った解析結果と異なる応答変位が得られているが、解析モデルは同一であり、入力地震動の違いが影響していると考えられる。ただし、応答変位の大きさはほぼ同レベルである。

次に6自由度系で入力位相差を考慮し、各上部構造が衝突した場合の最大変位、相対変位を表-5. 5. 4に示す。ここで上部構造の最大変位の値は地盤の変位を含むため、上部構造と地盤の相対変位も求めた。橋脚・支承バネを簡易にモデル化しているので応答変位の絶対値は大きくなっているが、全体に衝突がある方が上部構造と地盤の相対変位は小さくなる傾向がある。

また、3径間連続部、16径間連続部のみの2自由度系でモデル化し、入力位相差を考慮した場合の最大変位を表-5. 4. 5に示す。表-5. 4. 4と表-5. 4. 5の振動系5, 6の上部構造-地盤間最大相対変位を比較してみると分かるように、上部構造の応答変位は2自由度で行った解析と比較して同程度か小さくなっている。このことは、本橋の場合には、大変位吸収システムの抵抗特性が免震橋梁の免震性能に及ぼす影響を考慮するときに、それぞれ隣接する上部構造間を取り出して2自由度系で解析を行えば、応答変位の値は安全側の照査となるといえる。

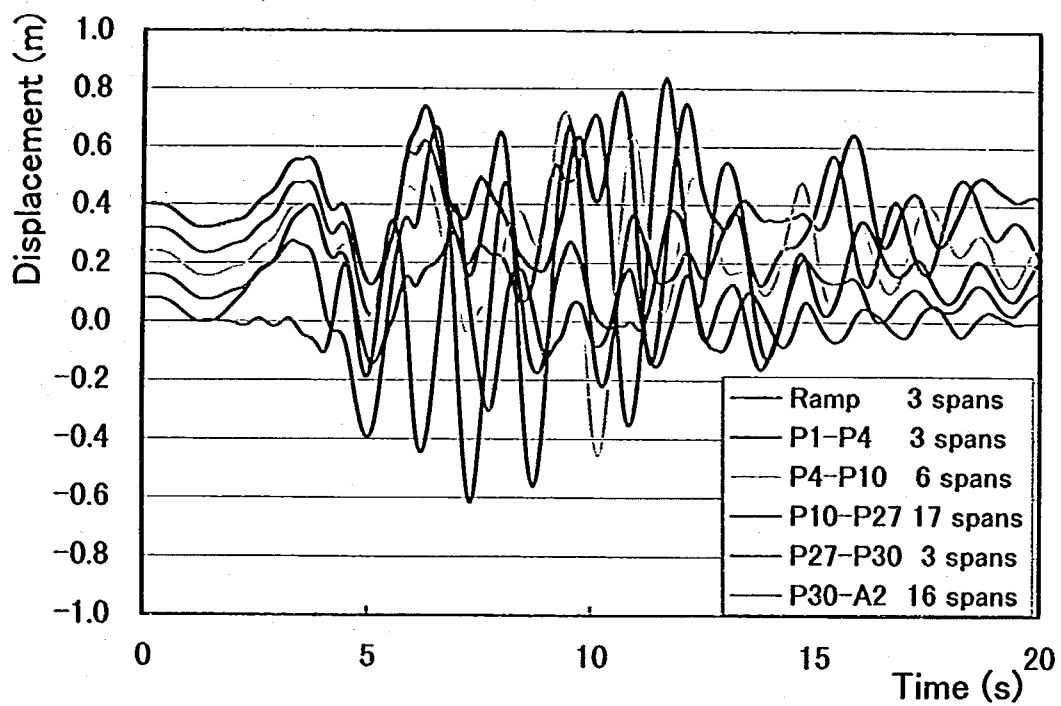


図-5. 5. 2 大変位吸収システムの抵抗がない場合の応答変位

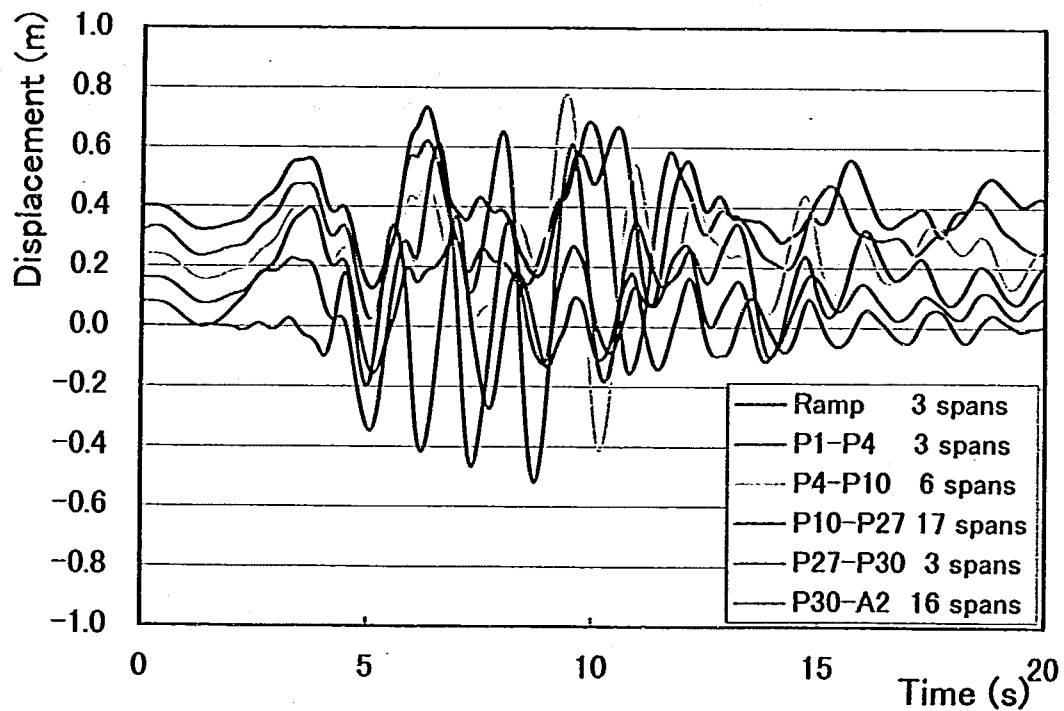


図-5. 5. 3 大変位吸収システムの抵抗がある場合の応答変位

表－５．５．３ 衝突を考慮しない場合の応答変位

振動系	上部構造最大変位(cm)		上部構造間最大相対変位 (cm)	
1	28.38	-37.21	9.77 5.19 3.39 9.03 9.01	-8.70 -3.37 -3.29 -8.63 -9.64
2	37.25	-44.87		
3	37.65	-43.62		
4	39.45	-44.62		
5	33.72	-35.90		
6	39.77	-45.24		

表－５．５．４ ６自由度系で衝突を考慮した場合の応答変位

振動系	上部構造最大変位(cm)		上部構造間最大相対変位 (cm)		上部構造－地盤間最大 相対変位(cm)	
1	33.20	-32.99	37.38 76.12 54.55 52.08 59.55	-62.61 -95.43 -63.81 -51.10 -77.00	13.15	-12.24
2	36.48	-47.50			20.01	-24.28
3	53.61	-65.38			38.87	-38.36
4	48.99	-67.79			39.90	-43.49
5	53.17	-54.58			35.84	-31.69
6	36.79	-41.59			36.72	-41.50

表－５．５．５ ２自由度系で衝突を考慮した場合の応答変位

振動系	上部構造最大変位(cm)		上部構造間最大相対変位 (cm)		上部構造－地盤間最大 相対変位(cm)	
5	55.00	-63.52	67.03	-75.77	40.16	-39.29
6	36.96	-41.46			36.96	-41.46

6. 大変位吸収システムの設計法（案）

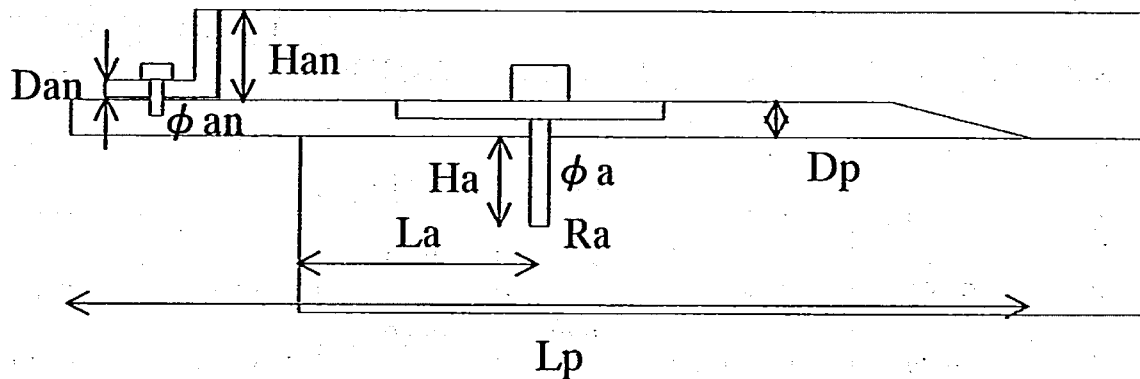
スライドプレート貫入構造を有する大変位吸収システムの設計法について検討した結果を以下に示す。

6. 1 大変位吸収システムの構造形式

大変位吸収システムは、構造がシンプルであり、地震時保有水平耐力法により算出される上部構造の応答変位を吸収できる構造とするものとする。

大変位吸収システムは、大規模地震時の桁間変位を吸収することを目的とする。また、常時の桁の伸縮、回転による変位、および震度法により算出される変位に対しては、通常の伸縮装置を併用して変位を吸収できなければならない。

図－6. 1. 1 にスライドプレート構造を有する大変位吸収システムの基本構造図を示す。



図－6. 1. 1 スライドプレート構造を有する大変位吸収システムの基本構造図

6. 2 設計パラメータ

大変位吸収システムは、常時、大規模地震時それぞれの鉛直方向、水平方向に作用する荷重、変位を考慮して設計を行うものとする。

大変位吸収システムは、常時における機能を保持するだけでなく、大規模地震時においても確実に作動する必要がある。そのため、大変位吸収システムの設計にあたっては、常時、大規模地震時それぞれの鉛直方向、水平方向に作用する荷重、変位を考慮して設計する必要がある。

スライド貫入形式の大変位吸収システムの設計パラメータを表-6. 2. 1に示す。ここで、それぞれの設計パラメータが常時、大規模地震時のどちらの条件が支配的であるかをまとめた。

表-6. 2. 1 設計パラメータ

	力の方向 設計パラメータ	常時 鉛直	常時 水平	大規模 地震時 鉛直	大規模 地震時 水平
(1)プレート	①プレート厚： D_p	○		○	
	②プレート長： L_p	○	△	○	○
(2)アンカーボルト	①位置： L_a	○		○	
	②本数： k_a	○		○	
	③アンカーボルトの反力： R_a	○	○	○	△
	④径： ϕ_a	○		○	
	⑤埋込み長： H_a	○		○	
(3)L型アングル	①板厚： D_{an}	△			○
	②アングルのアンカーボルト径： ϕ_{an}	△			○
(4)伸縮装置	①可動抵抗： F_{jMIN}		○		
	②引張破断抵抗： F_{jtMAX} 圧縮破壊抵抗： F_{jcMAX}				○
(5)構造細目	①スライドプレート先端のテーパ				○
	②プレートの分割	○			○
	③テフロンシートの敷設				○
	④アンカーボルト可動用長穴				○
	⑤L型アングルの可動代				○
	⑥床版角補強	○		○	
	⑦アスファルト補強	○			△

○：支配的な条件

△：場合によって条件となる

6. 3 大変位吸収システムに作用する力

大変位吸収システムの設計にあたっては、以下の荷重を考慮するものとする。

(1) 常時

1) 活荷重

2) 制動荷重

(2) 大規模地震時

1) 活荷重

2) 制動荷重

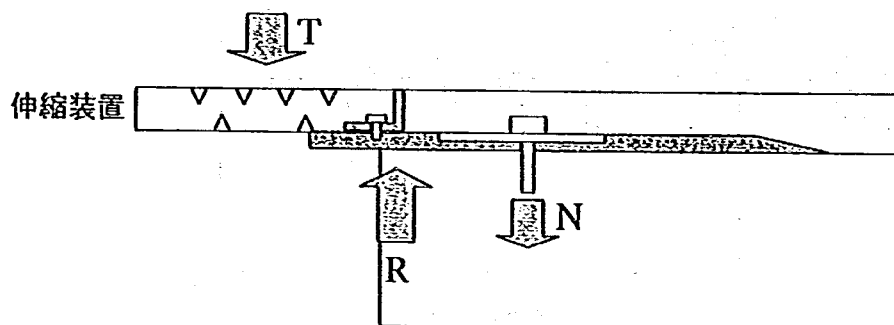
3) 衝突荷重

なお、制動荷重、衝突荷重に関しては正負両方向について照査を行う。

大変位吸収システムに作用する力として、常時では活荷重、制動荷重、大規模地震時には活荷重、制動荷重、衝突荷重を考慮することとした。活荷重、制動荷重の値は道路橋示方書Ⅰ共通編⁹⁾による。

スライドプレート貫入形式の大変位吸収システムでは、抵抗力としてアンカーボルトの締めつけ力、スライドプレートと床版の摩擦力、アスファルトとスライドプレートの付着力、スライドプレート先端の貫入抵抗、L型アンクルとアスファルトの圧縮力を考慮することとする。図-6. 3. 1に常時活荷重載荷時の作用力の状態、図-6. 3. 2に常時制動荷重載荷時の作用力の状態、図-6. 3. 3に大規模地震時衝突荷重載荷時の作用力の状態を示す。

ただし、水平方向荷重に対してはスライドプレートの滑動以前に伸縮装置が変形する必要があるため、伸縮装置の作動抵抗がスライドプレートの滑動抵抗より小さくなるようにする必要がある。

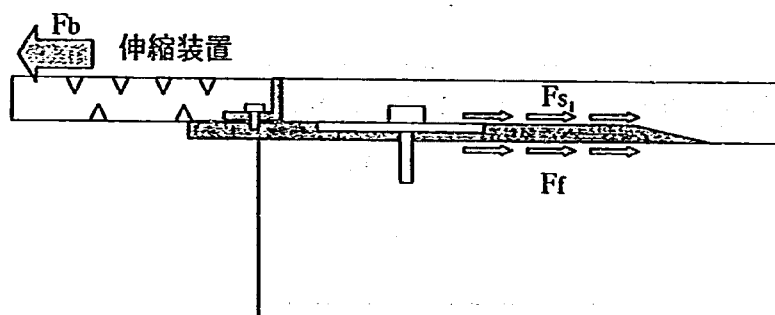


T: T 荷重

N: アンカーボルトの締めつけ力

R: 床版の反力

図-6. 3. 1 常時活荷重載荷時に大変位吸収システムに作用する力

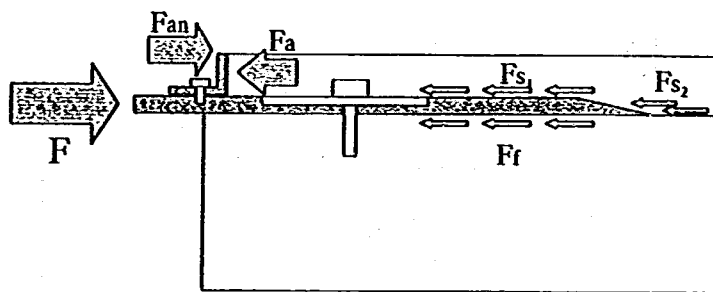


Fb: 制動荷重

Ff: スライドプレートと床版の摩擦抵抗

Fsl: スライドプレートとアスファルトの摩擦抵抗

図-6. 3. 2 常時制動荷重載荷時に大変位吸収システムに作用する力



F : 衝突荷重

F_{an} : アングル曲げ降伏荷重

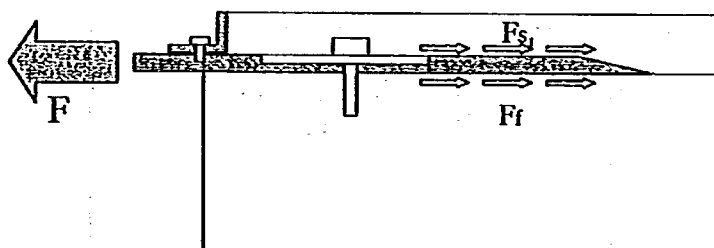
F_a : アスファルト圧縮力

F_f : プレート摩擦力

F_{s1} : アスファルト付着力

F_{s2} : アスファルト貫入抵抗

(a)押し込み方向衝突



F : 衝突荷重

F_f : プレート摩擦力

F_{s1} : アスファルト付着力

(b)引き抜き方向衝突

図－6. 3. 3 大規模地震時衝突荷重載荷時に大変位吸収システムに作用する力

6. 4 スライドプレート貫入構造を有する大変位吸収システムの設計方法

6. 4. 1 プレート

(1) プレートの板厚

プレートは、6. 3に定めた荷重に対して、常時では許容応力度により、大規模地震時には降伏応力度により曲げ、せん断に対する照査を行うとともに、たわみに対する照査を行うものとする。また、常時の活荷重に対しては疲労に対する照査も行うものとする。

(1) 常時（鉛直）

1) 曲げモーメント

常時の曲げモーメントは、床版端部を支点として活荷重（T 荷重）を載荷したときのプレート表面の曲げ応力度が許容応力度に達していないことを照査する必要がある。その際、支持するプレートの幅は T 荷重の載荷幅から 45° の範囲とする。ただし、プレートの橋軸直角方向端部に載荷される場合を考慮し、隣接荷重の影響範囲と重複する場合には、各荷重により生じる曲げモーメントの和として照査することとする。隣接荷重の載荷位置は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編図-解 2.1.4 を参考に、図-6. 4. 1 に示すように照査する。

また、衝撃係数は道路橋伸縮装置便覧⁹⁾に示されるフィンガージョイントの設計法に準拠して 1.0 を用いる。

プレートの板厚の設計に際しては、以上の条件により決定される最も厚い板厚とする。

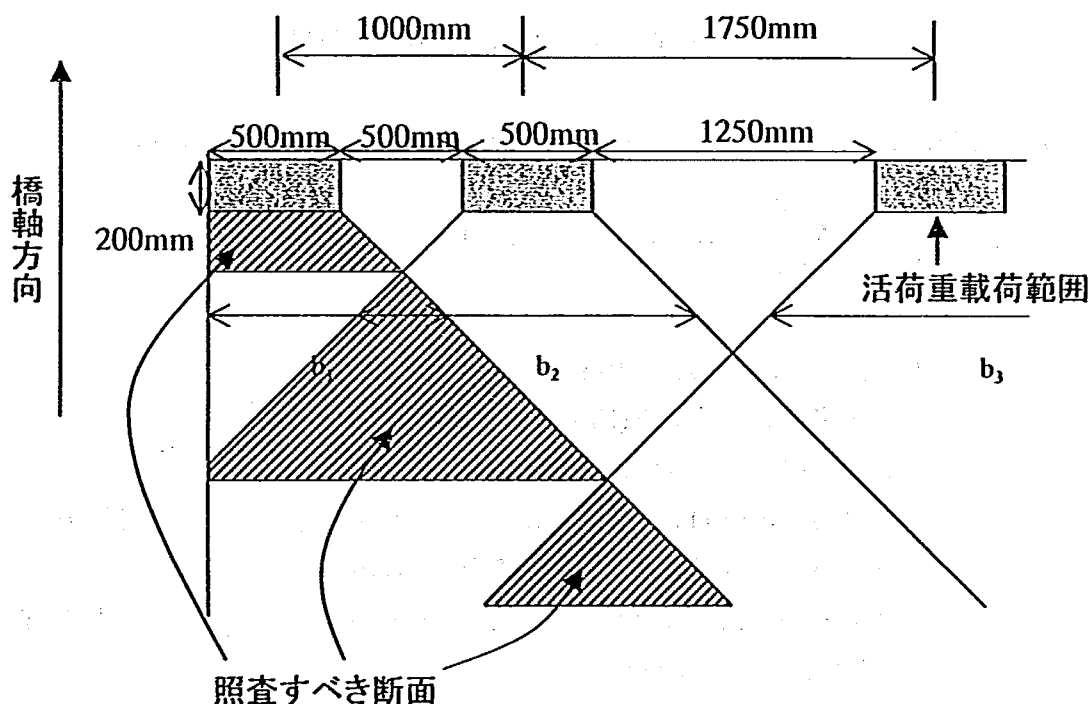
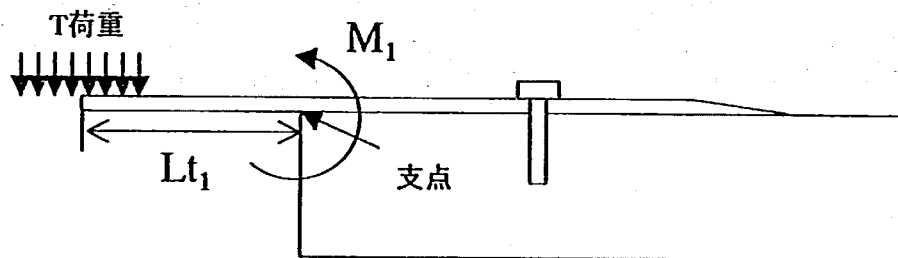
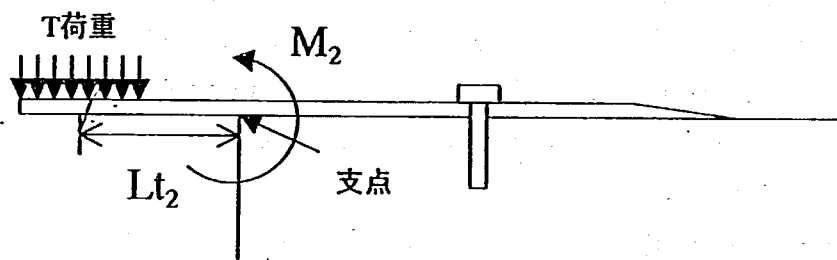


図-6. 4. 1 活荷重の影響範囲

また、橋軸方向の載荷位置として、両側のプレートに載荷した場合と一方のプレートに載荷した場合を考え、条件の厳しい方で照査する。載荷位置を図-6.4.2に示す。



(a) 活荷重を両側のプレートにまたがって載荷した場合



(b) 活荷重を一方のプレートに載荷した場合

図-6.4.2 活荷重の載荷位置

以上の条件から、曲げモーメントによる照査は式(6.4.1)による。

$$D_p = \sqrt{\frac{6}{\sigma_{sa}} \cdot \sum_i \frac{M_i}{b_i}} \dots\dots\dots (6.4.1)$$

ここに、

D_p : プレートの必要板厚(mm)

σ_{sa} : 鋼板の許容応力度(N/mm²)

M_i : 車輪 i による曲げモーメント(N・mm)

($=9.8 \times 10^4 \times (1+1.0) \times Lt_1/2, 9.8 \times 10^4 \times (1+1.0) \times Lt_2$ の大きい方)

b_i : 車輪 i の影響範囲と床版端部の交差長(mm)

Lt_1 : T 荷重が両側のプレートに均等に載荷されるとき、桁端部から T 荷重中心までの距離(mm)

Lt_2 : T 荷重が全て片側のプレートに載荷されるとき、桁端部から T 荷重中心までの距離(mm)

さらに、疲労による照査を行う。疲労に対しては、橋の供用期間中に通過する重車両の量を考慮して、繰返し回数を決める必要がある。また、日本鋼構造協会の鋼構造物の疲労設計指針⁷⁾に従い、通過交通の軸重分布から等価換算軸重を式(6.4.2)より求める。

$$P_{eq} = \left[\frac{\sum_i \left\{ \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^m \cdot n_i \right\}}{\sum_i n_i} \right]^{\frac{1}{m}} \cdot \frac{P_s}{2} \dots\dots\dots (6.4.2)$$

ここに、

- P_{eq} : 等価換算軸重
- P_i : 頻度分布の各軸重範囲の中央値
- P_s : 設計軸重
- n_i : 各軸重範囲の頻度
- m : S-N線の傾き(プレートでは3, ボルトでは5)

鋼構造物の疲労設計指針⁷⁾に従い、式(6.4.3)により算出される許容応力が、床版端部位置のプレート表面において満たされるように設計する。

$$\frac{2 \times 10^6 \times \Delta \sigma_f^m}{\left(\frac{Mz}{I} \right)^m} > N \dots\dots\dots (6.4.3)$$

ここに、

- M : 等価換算軸重により床版端部に生じるモーメント(衝撃係数は1.0とする)
- Z : 中心からの厚さ(= $D_p/2$)
- I : 断面2次モーメント
- m : S-N線の傾き(=3)
- $\Delta \sigma_f$: 200万回基本許容応力範囲(=190MPa)
- N : 繰返し回数(1車線あたりの供用期間内の総交通量×軸数)

今回検討対象とした天野川高架橋では平成22年における4車線あたりの日交通量の予測値33,000台のうち、重車両混入率10.2%、平均軸数2.6と考え、供用期間を50年とした。ここで、重量車両混入率、平均軸数は土木研究所資料第2539号「限界状態設計法における設計活荷重に関する検討」⁸⁾に示される昭和59年度国道357号有明(江東区、東京湾岸道路)の値を準用した。このときの繰返し回数 N は以下のようになる。

$$N=33000/4 \times 0.102 \times 365 \times 50 \times 2.6=39,929,175 \div 4000 \text{ 万回}$$

2)せん断力

せん断力の照査にあたっては、考慮する荷重は曲げモーメントの照査同様、T 荷重に衝撃係数 1.0 を考慮する。せん断力の照査は式 (6. 4. 4) による。

$$\tau = \frac{T \cdot (1+1.0)}{A} < \tau_a \dots\dots\dots(6. 4. 4)$$

ここに、

τ : 発生せん断応力度

τ_a : 許容せん断応力度

T : 輪荷重(=10tf)

A : 断面積(=D_p×b)

3)たわみ

たわみの照査は、曲げモーメントの照査で求めた、輪荷重の影響範囲、およびその重なりを考慮した最も厳しい値を用いて、式 (6. 4. 5) により照査する。

$$\delta = \frac{\sum \frac{M_i}{b_i} \cdot L_i^2}{3EI} < \frac{L_i}{500} \dots\dots\dots(6. 4. 5)$$

(2)大規模地震時

大規模地震時には、式 (6. 4. 6) によりスライドプレートが最大限引き出された状態での活荷重による曲げモーメントの照査を行う。ただし、設計には鋼材の降伏強度を用い、全塑性モーメントにより照査を行う。

$$D_p > \sqrt{\frac{4}{\sigma_{sy}} \cdot \sum \frac{M_i}{b_i}} \dots\dots\dots(6. 4. 6)$$

ここに、

σ_{sy} : 鋼板の降伏応力度

M_i : スライドプレートが大規模地震時の最大変位量引き出されたときの活荷重による曲げモーメント

(2) プレート長

プレートは、活荷重による回転モーメントに対して安定であるとともに、大規模地震時の変位を確実に吸収できる構造とする。

プレート長は固定側、スライド側でそれぞれ必要長さを決定する。

(1) 常時

1) 鉛直

常時の活荷重による回転モーメントをアンカーボルトにより支持するため、床版端部からアンカーボルト設置位置までの長さ R_a が必要となる。 R_a は (2) アンカーボルトの項で記述する。

2) 水平

スライドプレートの場合、制動荷重により滑動しないためには水平方向の滑動抵抗を確保する必要があるが、スライドプレートとアスファルト舗装の付着による抵抗を期待する場合には、ある一定のプレート長を確保する必要がある。

ただし、実験を行ったモデルでは、スライドプレートとテフロン版の摩擦抵抗は 4 本のアンカーボルトの締め込み力を各 $98\text{kN}(10\text{tf})$ としたときに約 $70\text{kN/m}(7\text{tf/m})$ 、さらにアスファルトの付着力が改質アスファルトで $130\text{kN}(13\text{tf/m})$ 程度であり、道路橋示方書で規定される制動荷重 $25\text{kN/輪}(2.5\text{tf/輪})$ に比較して十分大きいので、常時において制約となることはほとんどないと考えられる。

(2) 大規模地震時

1) 水平

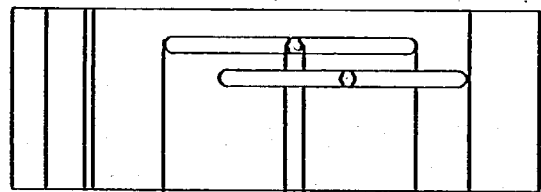
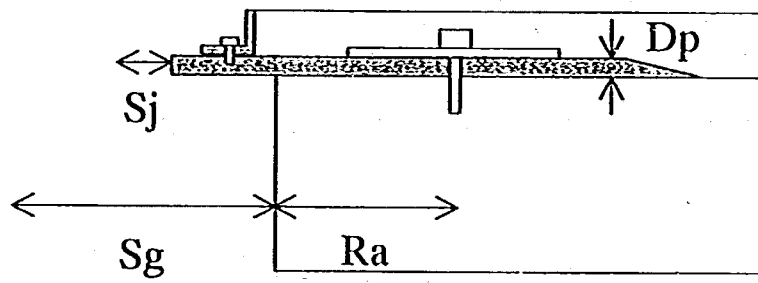
スライドプレートは、地震時保有水平耐力法により算出される上部構造の設計変位量分の張り出し量を必要とする。また、スライドプレートの可動長として長穴を設けることが必要である。長穴の長さは、両側移動の場合、地震時保有水平耐力法による設計変位量にボルト径、余裕長を加えた長さとなり、片側移動の場合、地震時保有水平耐力法による設計変位量の 2 倍にボルト径、余裕長を加えた長さとなる。

2) 鉛直

スライドプレートが地震時保有水平耐力法による設計変位量分引き出された場合の活荷重による回転モーメントをアンカーボルトにより支持するため、アンカーボルト設置位置までの長さを確保する必要がある。

3) 構造細目

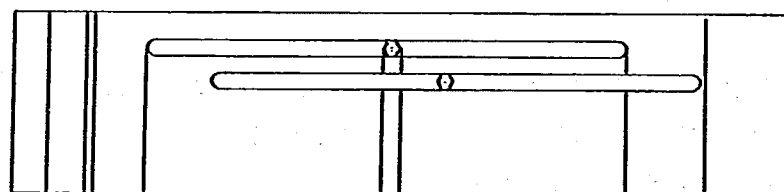
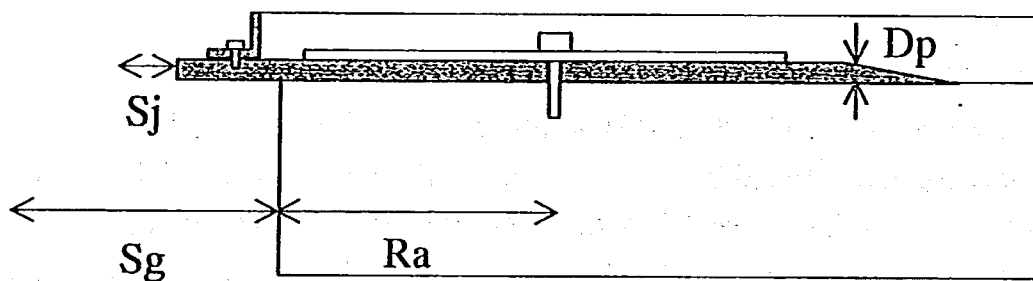
スライドプレート先端部は、テーパを設けるための長さを確保する必要がある。また、アンカーボルト設置位置を千鳥配置とするための長さを確保する必要がある。以上を図にまとめると、図-6.4.3 のようになり、プレート長は式 (6.4.7) により算出できる。



$Sg/2$ $Sg/2$ Sa $3Dp$

Sa : 千鳥配置のためのずれ

(a) 両側移動の場合



Sg Sg Sa $3Dp$

(b) 片側移動の場合

図-6. 4. 3 スライドプレート長

両側移動の場合

$$L_p = S_g - S_j + R_a + \frac{\phi_a}{2} + S_a + 3D_p + \text{余裕長} \cdots \cdots (6. 4. 7 a)$$

$$\text{ただし、 } R_a > \frac{S_g - S_j}{2}$$

片側移動の場合

$$L_p = \frac{3(S_g - S_j)}{2} + R_a + \frac{\phi_a}{2} + S_a + 3D_p + \text{余裕長} \cdots \cdots (6. 4. 7 b)$$

$$\text{ただし、 } R_a > (S_g - S_j)$$

6. 4. 2 アンカーボルト

アンカーボルトは、活荷重によりスライドプレートに作用する回転モーメントを支持し、スライドプレートを安定に保つものとする。

アンカーボルトの設計に際しては、図-6. 4. 1に示した活荷重の影響範囲に位置するアンカーボルトにより支えるものとして計算する。また、ここではアンカーボルトは千鳥配置とするが、照査はボルトの平均位置で行うこととした。

活荷重について、常時、疲労、大規模地震時のアンカーボルト本体、および付着の照査を行う。載荷位置は(1)スライドプレートの節により決まる位置とし、常時は許容応力度、大規模地震時は降伏強度により、床版端部を支点としたモーメントのつり合いにより照査を行う。

(1)常時

$$\sum_i \frac{M_i}{b_i} < k_a \cdot \sigma_{sa} \cdot A_a \cdot L_a \cdots \cdots (6. 4. 8)$$

ここに、

M_i : スライドプレートの項で規定した常時モーメント(N・m)

b_i : スライドプレートの項で規定した荷重影響幅(m)

k_a : 幅1mあたりのアンカーボルトの本数(本/m)

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度(N/mm²)

A_a : アンカーボルトの断面積(mm²)

L_a : 床版端部からアンカーボルト位置までの距離(m)

(2)大規模地震時

$$\sum_i \frac{M_i}{b_i} < k_a \cdot \sigma_{sy} \cdot A_a \cdot L_a \cdots \cdots (6. 4. 9)$$

ここに、

M_i : スライドプレートの項で規定した大規模地震時モーメント(N・m)

σ_{sy} : アンカーボルトの降伏応力度(N/mm²)

(3)疲労

疲労はスライドプレート同様、等価換算輪重を用い、式(6. 4. 10)により照査する。

$$\frac{2 \times 10^6 \times \Delta \sigma_f^m}{\left(\frac{M}{L_a} \right)^m} > N \cdots \cdots (6. 4. 10)$$

ここに、

M：等価換算輪重により床版端部に生じるモーメント（衝撃係数は 1.0 とする）

m：S-N 線の傾き(=5)

$\Delta \sigma_f$ ：200 万回基本許容応力範囲(=65MPa)

N：繰り返し回数（スライドプレートの項に規定）

また雌ねじにコンクリートとの付着によって反力をとるものを用いる場合には、雌ねじの引き抜き、引き抜き疲労に対する照査を行う必要がある。

雌ねじの引き抜きに対しては許容応力度により照査する。しかし、コンクリートの付着の疲労に関する研究はあまり行われておらず、体系的な疲労照査は現状では困難である。そこで、天野川高架橋における設計ではコンクリート標準示方書⁹⁾に規定されている引張疲労強度に準じ、安全側で設計するために、等価換算輪重ではなく設計輪荷重により照査を行った。照査式を式（6. 4. 11）に示す。

$$\tau < f_{rd} \cdots \cdots (6. 4. 11)$$

$$\tau = \frac{\sum_i \frac{M_i}{b_i}}{k_a} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \phi_a \cdot H_a}$$

$$f_{rd} = k_1 f_d \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_d} \right) \left(1 - \frac{\log N}{K} \right)$$

ここに、

τ ：雌ねじの引き抜き応力度

ϕ_a ：雌ねじの外径

H_a ：雌ねじの埋め込み長

f_{rd} ：モルタルの設計疲労強度

k_1 ：引張および曲げ引張りの場合、 $k_1=1.0$

f_d ：モルタルの設計強度

σ_p ：永久荷重による応力度

K：一般のコンクリートと同様と考え、17 とした。

設計の手順としては、まず、床版の配筋、伸縮装置のボルト位置、プレート幅等による制約からアンカーボルトの設置幅、本数を決める。次に、適当なボルト径で作用力を満たす位置を決める。これにより、必要な締めつけ力（緊張力）が算出される。そして、アンカーボルト、付着に対する常時、疲労、大規模地震時の照査を行う。

6. 4. 3 L型アンクル

L 型アンクルは、大規模地震時に大変位吸収システムが作動する際に、曲げ変形してアスファルト舗装が L 型アンクルに乗り上げるような破壊モードを導くことにより、大きな段差の発生を防ぐものとする。

(1)常時

L 型アンクルの形状を図-6. 4. 4に示す。ここで、アンクルの高さは舗装厚さと同じにすることとする。

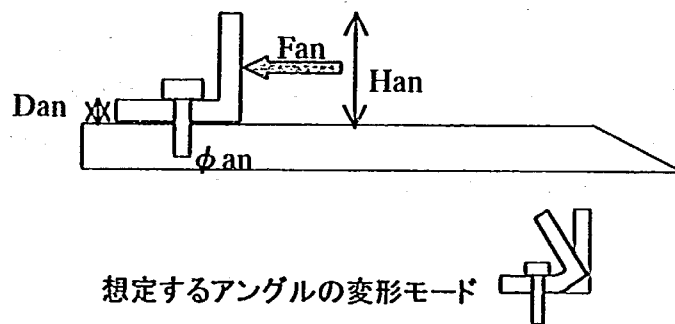


図-6. 4. 4 L型アンクルの形状

L 型アンクルは常時の制動荷重により変形してはならない。制動荷重には衝撃係数 1.0 を考慮することとする。照査は式 (6. 4. 12) に従い、輪荷重幅で行う。また、L 型アンクルを固定するアンカーボルトの許容せん断応力度が制動荷重に耐えられることについても照査を行う。

$$(1+1.0)F_b < \sigma_{sa} \frac{b_T \cdot D_{an}^2}{6 \cdot h} \dots\dots\dots (6. 4. 12)$$

ここに、

F_b : 制動荷重(=24500N/輪)

σ_{sa} : 許容応力度(N/mm²)

b_T : 輪荷重載荷幅(mm)

D_{an} : 板厚(mm)

h : 舗装厚(mm)

(2)大規模地震時

大変位吸収システムは、変位を吸収する際にアスファルトに損傷を及ぼすが、大規模地震時において L 型アンクルがアスファルトの座屈前に曲げ降伏することによって、アスファルトの破壊モードを L 型アンクル上に乗り上げるようなモードに誘導することが

できる。このときの板厚の設計式は式(6. 4. 13)のようになる。ただし、抵抗が過度に大きい場合には橋梁の地震時挙動に悪影響を及ぼすため、そのようなおそれのある場合には動的解析により許容抵抗を算出することとする。

なお、常時のアスファルト舗装に悪影響が出ない限り、L 型アングルにあらかじめ若干のテーパをつけることにより、より容易に破壊モードを誘導することができると考えられ、これについては別途検討する必要がある。

$$Fa_{MAX} > \sigma_{sy} \frac{bD_{an}^2}{4} \cdot \frac{1}{\frac{h}{2} - \frac{D_{an}}{2}} \dots\dots\dots(6. 4. 13)$$

ここに、

Fa_{MAX} : アスファルトの座屈荷重(N)

σ_{sy} : 鋼材の降伏応力度(N/mm²)

また、L 型アングルを固定するアンカーボルトは、地震時の荷重に対しても許容応力度の範囲に収めることとする。これは、L 型アングルのアンカーボルトが破壊することにより、伸縮装置を固定するボルトに不用意な力を作用させないためである。アングルを固定するボルトの径は以下の式(6. 4. 14)で表される。

$$\phi_{an} > \sqrt{\frac{4F_{an}}{\pi \cdot \tau_{an} \cdot k}} \dots\dots\dots(6. 4. 14)$$

ここに、

ϕ_{an} : アングルを固定するボルトの径(mm)

τ_{an} : ボルトの許容せん断応力度(N/mm²)

6. 4. 4 伸縮装置

伸縮装置は、常時、震度法による変位を吸収するものとする。また、伸縮装置の圧縮引張抵抗はスライドプレートの滑動抵抗より小さくするものとし、伸縮装置若しくはプレート連結装置の圧縮破壊強度は L 型アングル変形時の抵抗より大きく、引張破断強度はスライドプレートの滑動抵抗より大きくするものとする。

大変位吸収システムに用いる伸縮装置はゴムジョイントとし、なるべく既存のものを
用いて安価に設計することが望ましいが、伸縮装置、及びその補助装置等により式 (6.
4. 15) の条件を満たさなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} F_{j\text{MIN}} < F_{f\text{MAX}} + F_{s1\text{MAX}} < F_{jt\text{MAX}} \\ F_{jc\text{MAX}} > F_{f\text{MAX}} + F_{s1\text{MAX}} + F_{s2\text{MAX}} + F_{an\text{MAX}} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6. 4. 15)$$

$F_{j\text{MIN}}$: 常時の伸縮装置の圧縮引張抵抗

$F_{jt\text{MAX}}$: 大規模地震時の伸縮装置若しくはプレート連結装置の引張破断抵抗

$F_{jc\text{MAX}}$: 大規模地震時の伸縮装置若しくはプレート連結装置の圧縮破壊抵抗

ただし、伸縮装置の引張破断変位が桁遊間量以上で、かつ車両が通過しても損傷を受けない構造である場合にはその限りでない。

6. 4. 5 構造細目

設計上、条件を式として表せるほどに検討を行っていないが、現状で大変位吸収システムを設計する場合に、要求される性能を満たすことのできると考えられる構造細目を示す。

(1) スライドプレート先端のテーパー

スライドプレートの貫入先端は、アスファルト舗装を滑らかに押し上げるためにテーパーをつける。テーパーの角度は図-6. 4. 5に示すように、3対1程度を基本とする。

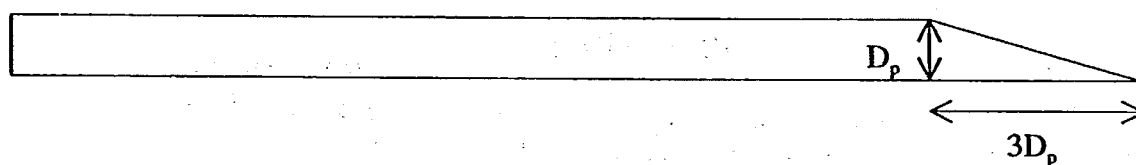


図-6. 4. 5 スライドプレート先端のテーパー

(2) プレートの分割

大変位吸収システムは、大規模地震により作動した後、復旧を行う際には片側交通を確保しながら、道路幅の半分ずつ復旧することを基本としている。そのため、スライドプレートは道路幅員を1枚の鋼板で製作するのではなく、分割することが望ましい。また、施工の観点から、床版とのなじみ易さ、アンカーボルトの孔の位置のあわせ易さ等考慮して分割数を決定するのが望ましい。

しかし、プレートの目地は常時交通に対しては舗装の弱点となりやすいため、分割位置は中央分離帯、車線と路肩の境界、車線と車線の境界とし、分割数はなるべく少なくすることが望ましい。

また、片側移動式の大変位吸収システムを用いる場合には、車の走行方向前方にスライドプレートがある場合には、衝突によりアスファルト舗装に段差が生じても、車両は比較的滑らかに乗り越えることが可能である。

(3) テフロンシートの敷設

図-6. 4. 6に示すように、床版とスライドプレートの間にはゴムシートおよびテフロンシートを、スライドプレートとカバープレートの間にはテフロンシートを敷設する。テフロンシートは摩擦抵抗を低減するために、ゴムシートはなじみをよくするために敷設する。ただし、テフロンシートを敷設することにより、スライドプレートの可動抵抗が伸縮装置の可動抵抗、または通行車両の制動荷重を下回る場合にはテフロンシートを敷設しなくてもよい。

しかし、テフロンシートの敷設はスライドプレート、及びカバープレートの腐食による付着を防ぐことも見込んでいるため、テフロンシートを敷設しない場合には適切な処置をしなければならない。

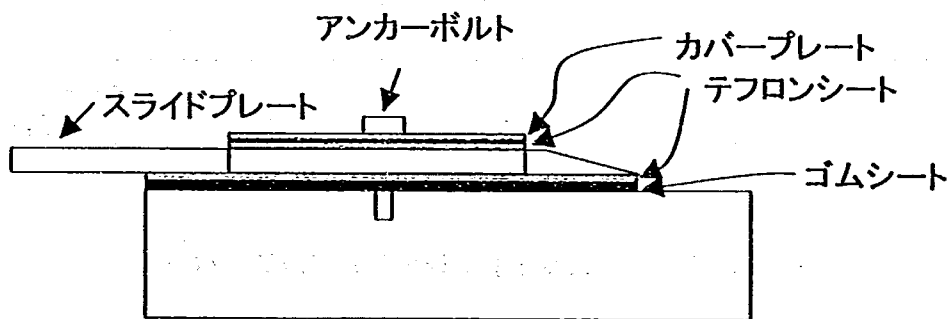


図-6. 4. 6 テフロンシートの敷設

(4) アンカーボルト可動用長孔

アンカーボルトは大規模地震時にスライドプレートが滑動した場合には、スライドプレートとの間に相対変位を生じるため、スライドプレートにアンカーボルト可動用の長孔を設ける必要がある。長孔の切り欠き長さは、スライドプレートの可動範囲に3cm程度の余裕長を設けることとする。アンカーボルトのボルトヘッドは、図-6. 4. 7に示すようにスライドプレート上に飛び出しても構わないが、舗装の打設等に不都合が生じる場合にはスライドプレートを2段階に切り欠き、ボルトヘッドを埋め込む構造としてもよい。ただし、この場合にはボルト位置でのスライドプレートのせん断応力度について照査する。

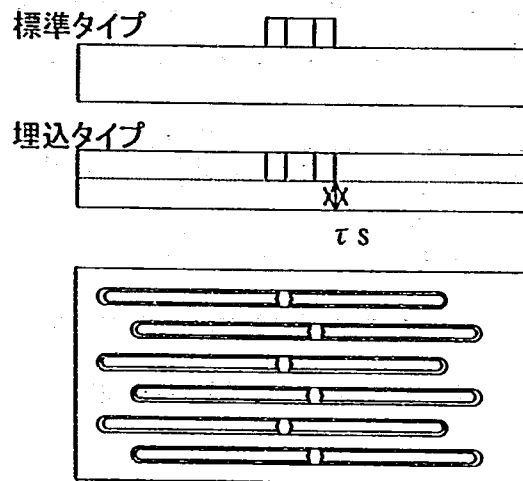


図-6. 4. 7 アンカーボルト可動用長孔

(5) L型アングルの可動代

通常の舗装構造では、L型アングルは舗装止めとして用いられ、伸縮装置を隣接して設置するが、大変位吸収システム構造においては大規模地震時のL型アングルの曲げ変形を期待することから、L型アングルの後背部に可動代を設ける必要がある。可動代部分に求められる性能は、以下の3点である。

- 1) 常時の交通荷重に対して騒音、振動の原因とならないこと
- 2) 大規模地震時において、過大な抵抗力を伴わずに水平方向に舗装厚の半分の変形量を確保できること
- 3) 常時の供用により、必要な変形能力を失わないこと

以上の要求性能を満たすものの一例として、図-6. 4. 8に示す構造を用いてよい。

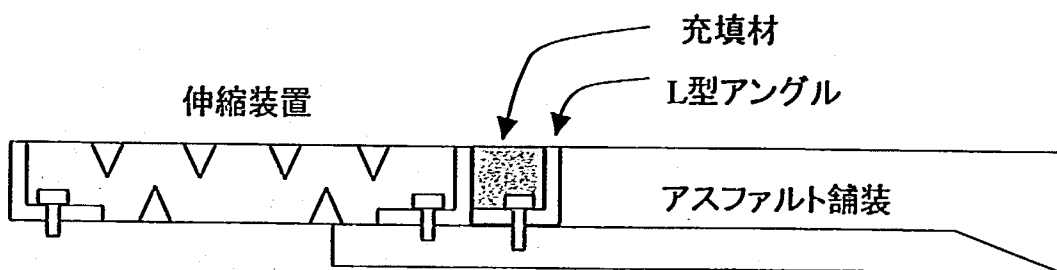


図-6. 4. 8 L型アングルの可動代

(6) 床版の角補強

プレートに交通荷重が作用する場合、図-6. 4. 9に示すように床版先端部には下向きの反力が作用するため、コンクリート床版の場合、床版先端部は鋼板による角補強を行う必要がある。角補強は床版の支圧応力度により照査することとする。

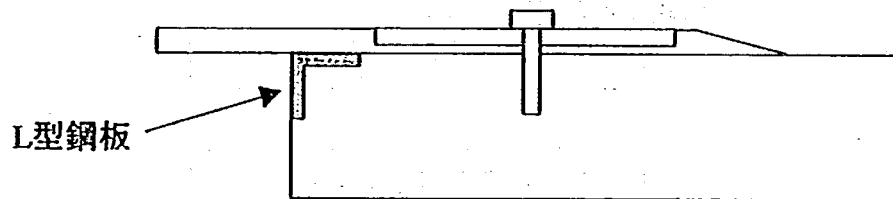


図-6. 4. 9 床版の角補強

(7) アスファルトの補強

大変位吸収システムは、アスファルト舗装の下にプレートを敷設する構造である。アスファルト舗装は、プレートの端部付近では下の構造が変化するとともに、舗装厚も変化するため、ひび割れが生じやすくなると考えられる。

また、大規模地震時にスライドプレートが移動してアスファルト舗装が持ち上げられる場合には、アスファルト舗装が割れると第2波、第3波の応答によりアスファルト舗装が飛び上がるおそれがある。

そのため、アスファルト舗装はひび割れしにくいように、また、ひび割れたとしても完全には分離しないように補強を行う必要がある。補強には、アスファルト舗装の基層と表層の間に補強材を挿入するのがよいと考えられる。

6. 5 桁間の相対変位抑制構造

大変位吸収システム作動時に桁間の変位を一定の範囲内（伸縮装置の破断防止のため）とするために、スライドプレートを引き出すための連結機能を施すものとする。

大変位吸収システムにおいて、スライドプレートをアスファルト舗装から引き抜くためには、伸縮継手に高い耐久性能（破断強度）が明確になったが、現在市販されている伸縮継手のうち、ゴム等の弾性材料を使用しているものは、桁等にアンカーボルトを介して固定されるため、伸縮継手の変形に必要な外力がアンカーボルトの破断強度より小さいことのみが条件となっている。従って、伸縮に必要な外力が小さいほどアンカーボルトへの負担が小さくなることになるが、大変位吸収システムでは伸縮継手にスライドプレートを引き抜くための連結装置的役割も担うことから、以下のような条件が要求される。

①温度収縮等に対する変形（伸縮継手の可能移動量範囲）は、スライドプレートの摩擦抵抗力以下であること。（今回の例では 73.5kN/m (7.5tf/m) 以下)

②伸縮継手の可能移動量を越えた変形では、舗装と未着したスライドプレートを引き抜くために必要な外力に対して、伸縮継手が破断したり、交通荷重により 10cm 以上の段差が生じないこと。（今回の例では 7 引き抜き外力は 284kN/m (29tf/m)

現在市販されている伸縮継手では、上記の①の条件を満足できるものはあるものの、②の条件においては破断強度が 284kN/m 以下であったり、破断強度が 284kN/m 以上であっても交通荷重を支持できないものであった。

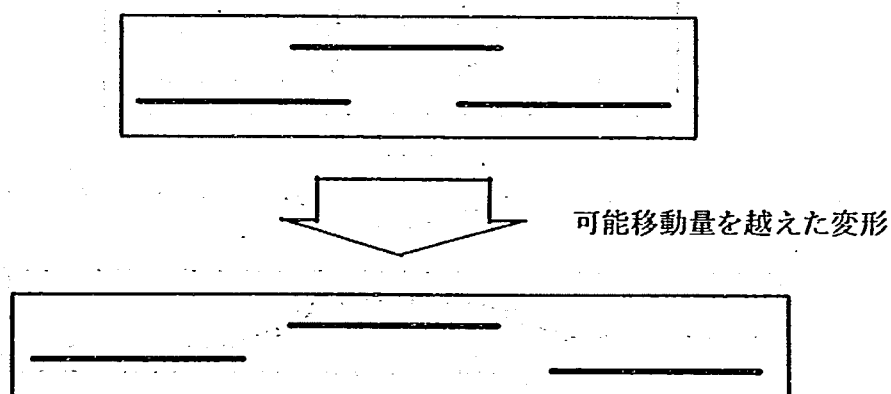


図-6.5.1 従来の伸縮継手の一般的な断面形状

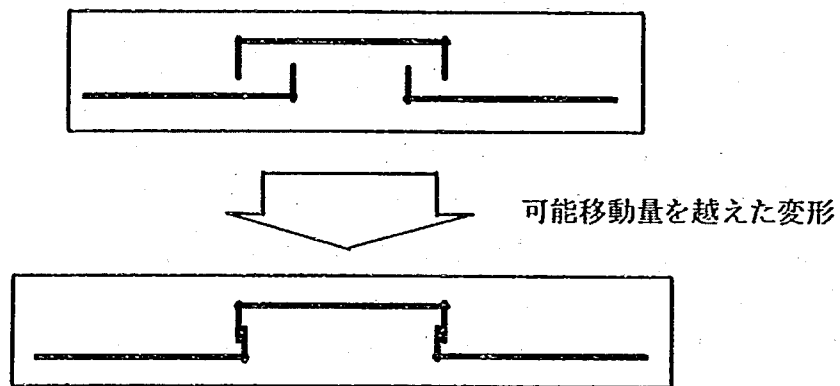


図-6.5.2 変形抑制のため改良を加えた伸縮継手

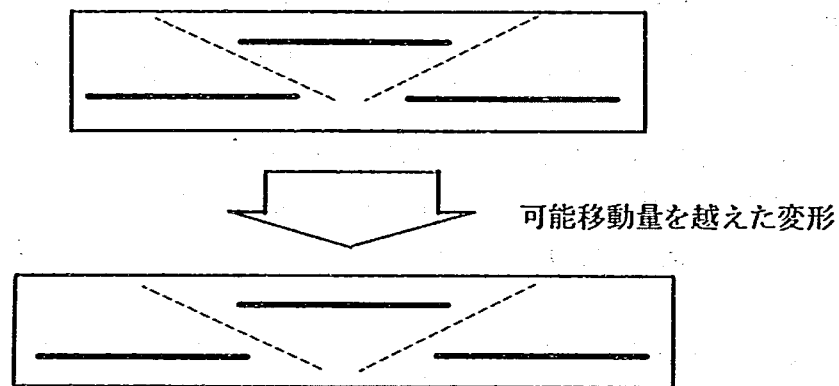


図-6.5.3 破断強度増加のため繊維材で補強を加えた伸縮継手

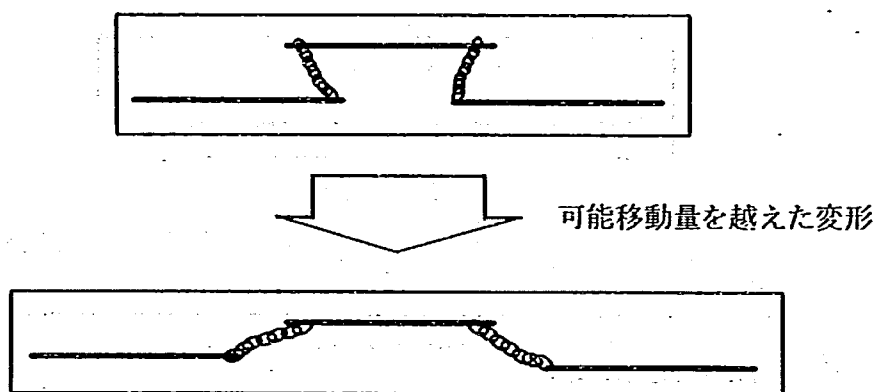


図-6.5.4 破断強度増加のため鎖で補強を加えた伸縮継手

しかし、ゴム等の弾性材料を使用した伸縮継手の一般的構造は、弾性材料内に鋼版等を埋め込んだ型式により交通荷重を支持する構造をとっていることから、一般的な伸縮継手では、図-6.5.1のように可能移動量を越えた変形では鋼版の掛け違えがはずれるため、

交通荷重を支持できなくなる。このため、図－6.5.2のように伸縮継手内の鋼版にアームを付けることにより、可能移動量を越える変形が発生すると上段鋼版のアームと下段鋼版のアームが接触し、伸縮継手の伸びを制限することにより、スライドプレートの引き出しに必要な反力を発生させるとともに、交通荷重についても下段鋼版に伝達されて支持出来る構造となるものである。

また、弾性材料の剛性を高める方法や、図－6.5.3及び図－6.5.4のように弾性材料の破断想定部に繊維材や鎖等を挿入して、弾性材の破断強度を高める等の方法により、前述

した伸縮継手の条件を満足させることも可能と考えられる。

本型式は一般的な概念であり、具体的な構造に際しては伸縮継手の変形を容易にするための切り欠きやアームの剛性等を細かく検討する必要がある。

このような、伸縮継手にスライドプレートの連結装置的役割を分担させるためには、既存の伸縮継手を改良するか、別途連結装置をスライドプレートに設置して、伸縮継手に過大な変形が発生しない構造形式をとる必要がある。

7. 謝辞

本研究は、近畿地方建設局からの依頼調査「免震橋のノックオフ構造の実用化実験」として実施した。また、大変位吸収システムの開発にあたっては、近畿地方建設局が設置した「米原B・P天野川高架橋ノックオフ検討会（座長 西川和廣、土木研究所橋梁研究室長）」において、各委員の方々から活発議論と助言をいただいた。

ここに、貴重な御時間をさいて貴重な御意見をいただいた、検討会委員の方々に深く感謝いたすものである。

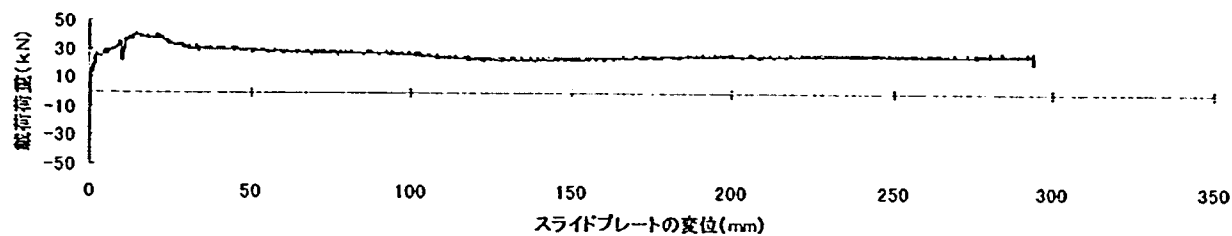
参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、平成8年12月
- 2) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、平成4年10月
- 3) 川島一彦、尾崎大輔：免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発、土木技術資料 35-1、平成5年1月
- 4) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集 第308号、昭和56年4月
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、平成8年12月
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧、昭和45年4月
- 7) (社) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、平成5年4月
- 8) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第2539号、昭和63年1月
- 9) (社) 土木学会：[平成8年制定] コンクリート標準示方書 設計編、平成8年3月

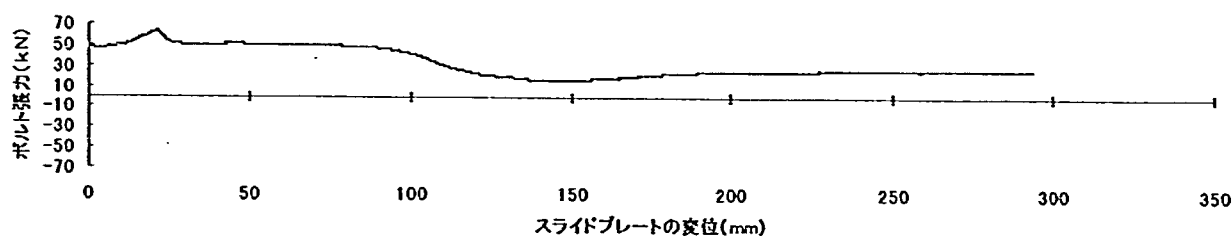
付 属 資 料

CASE-1

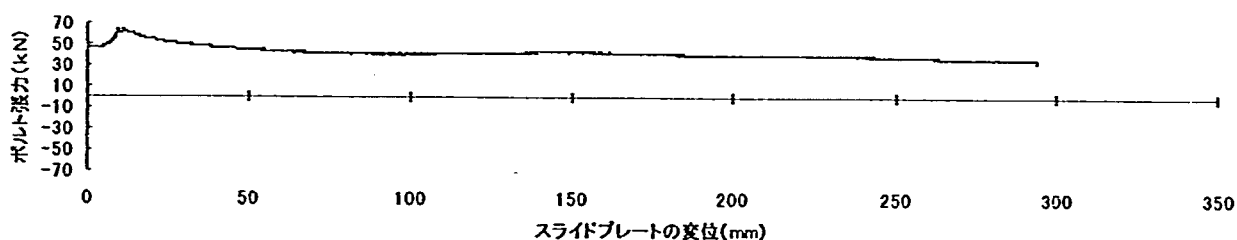
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



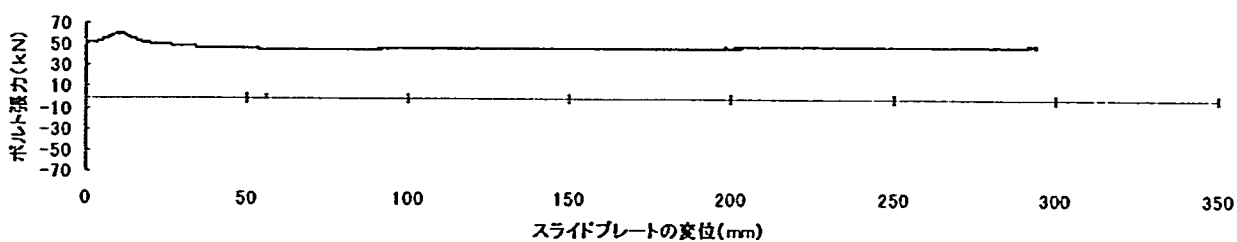
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



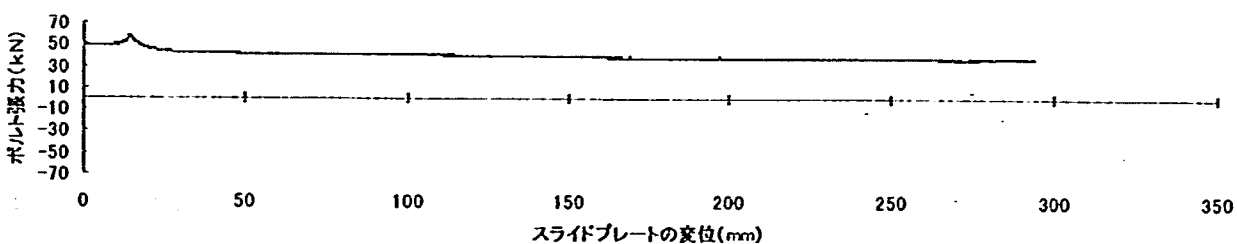
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係

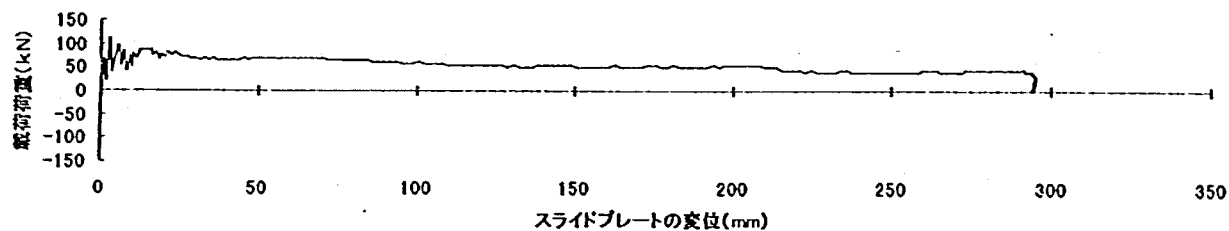


アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係

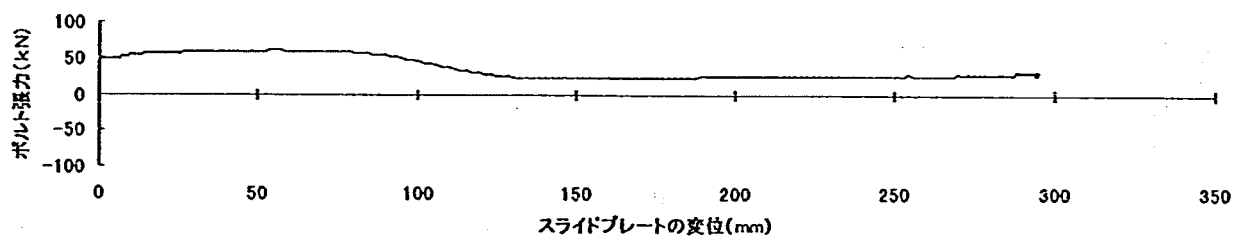


CASE-2

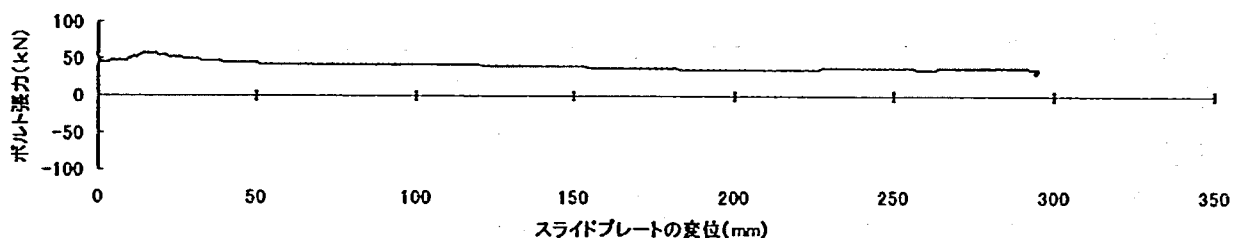
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



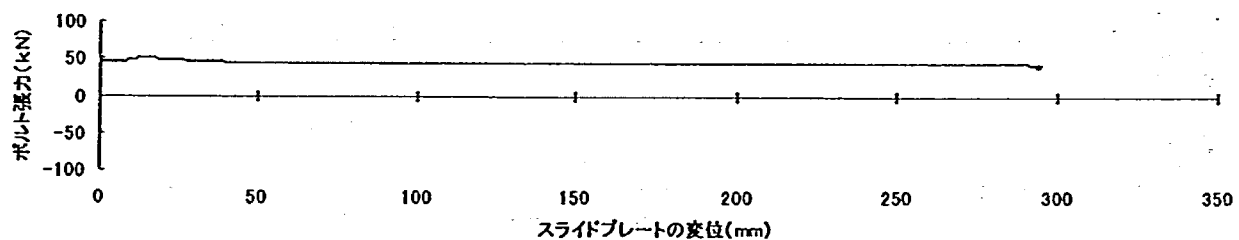
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



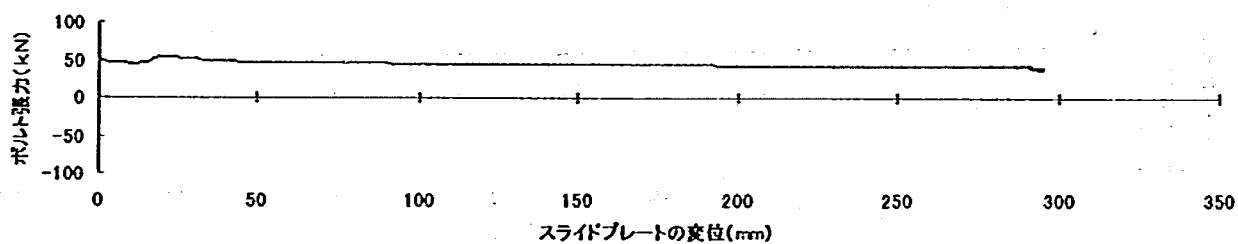
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係

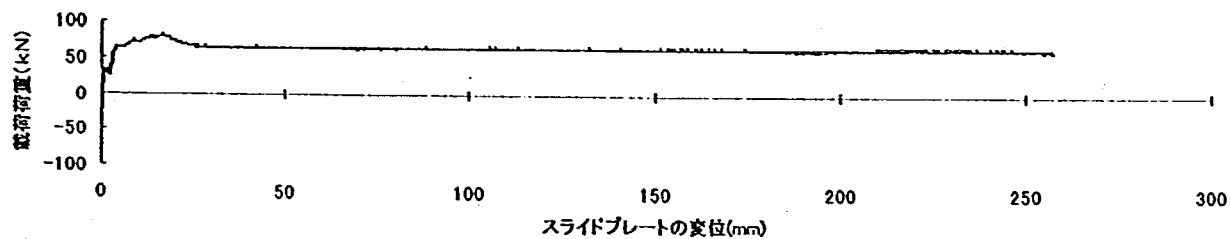


アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係

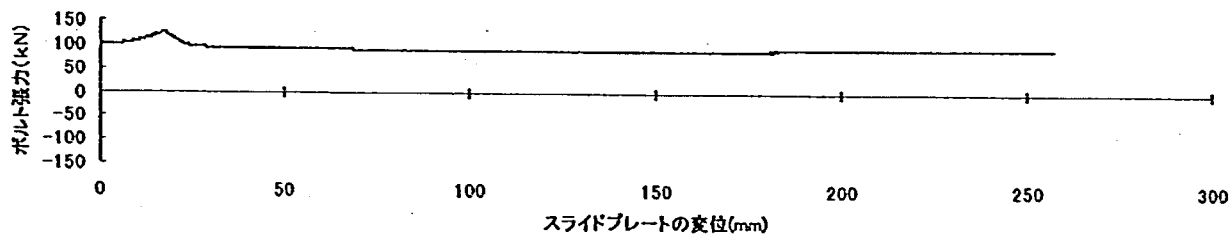


CASE-3

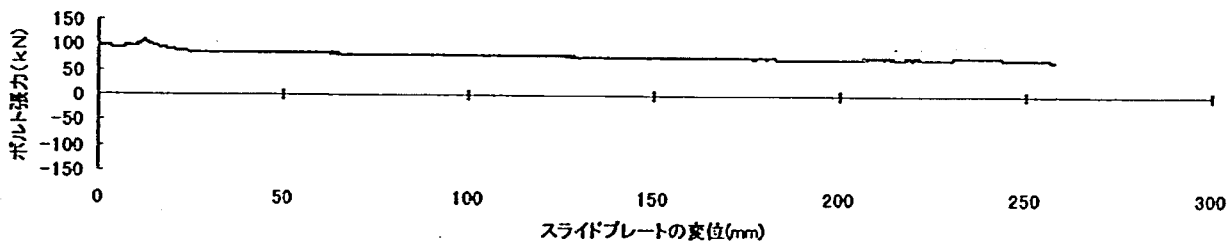
載荷荷重とスライドプレート変位の関係



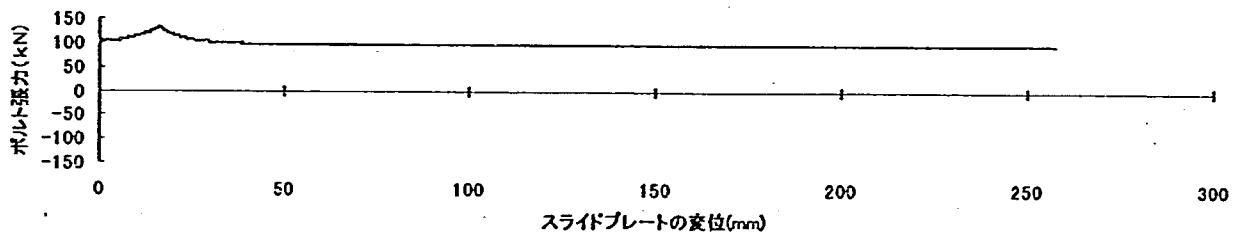
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



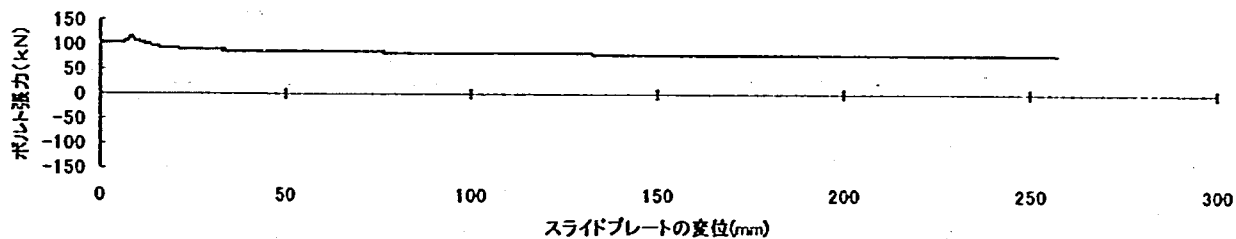
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係

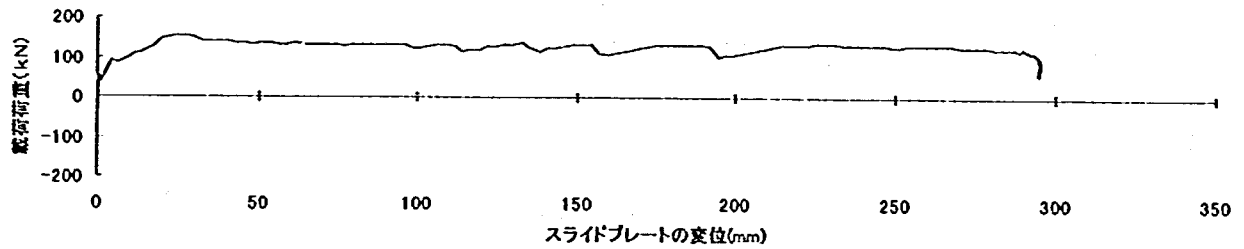


アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係

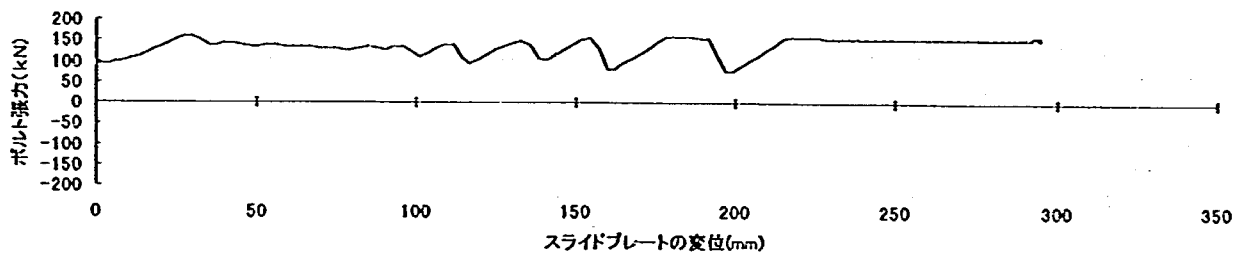


CASE-4

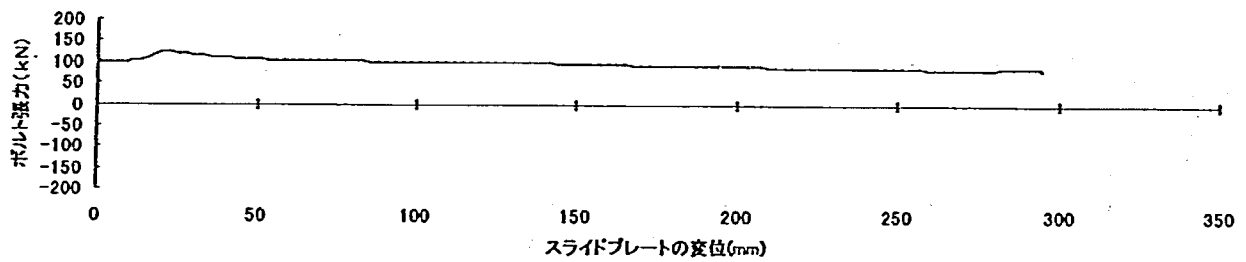
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



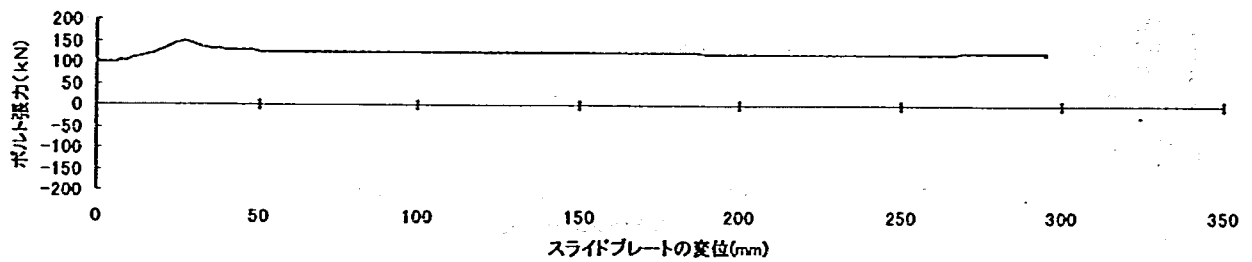
アンカーボルト(PC1)強力とスライドプレート変位との関係



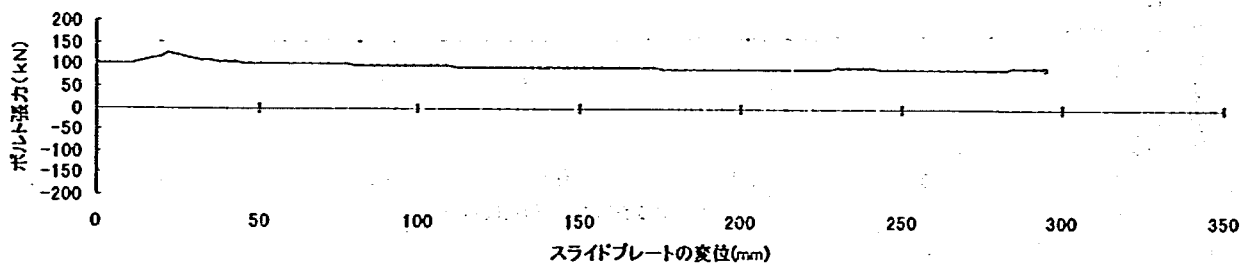
アンカーボルト(PC2)強力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)強力とスライドプレート変位との関係

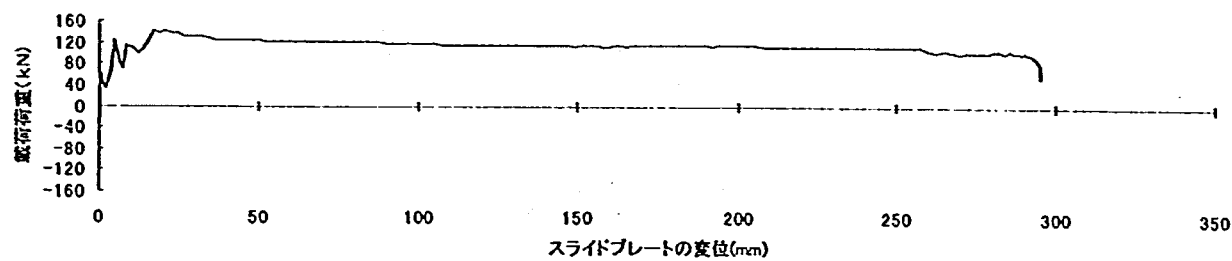


アンカーボルト(PC4)強力とスライドプレート変位との関係

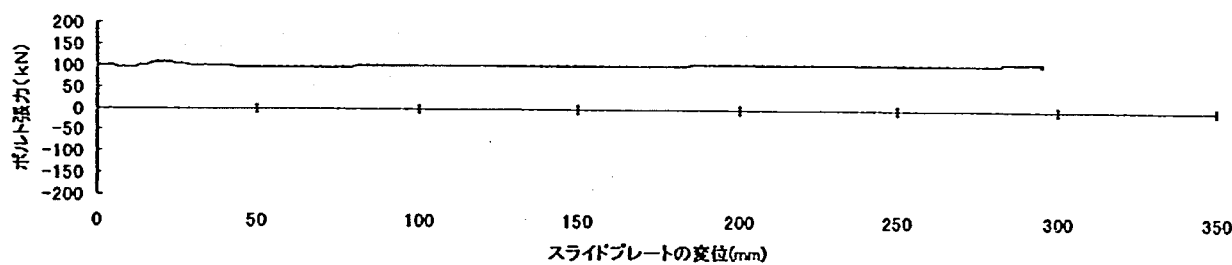


CASE-5

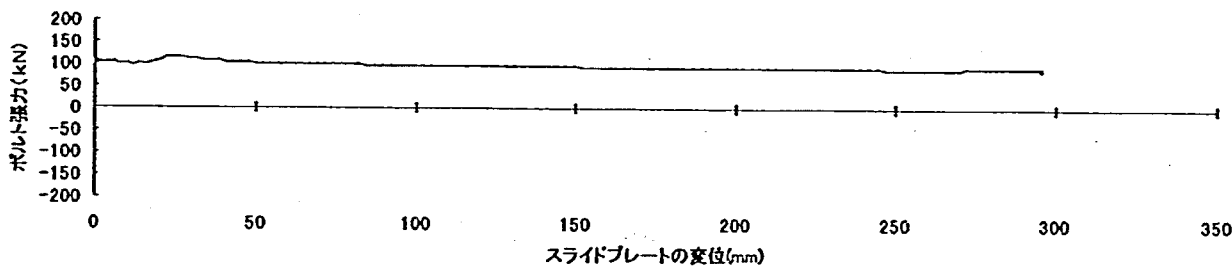
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



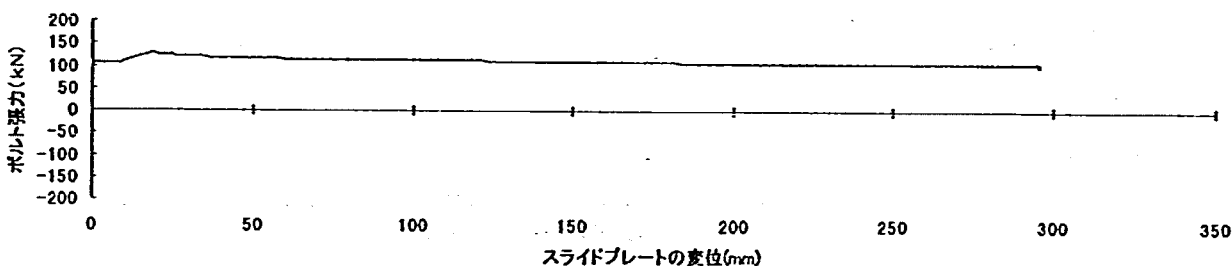
アンカーボルト(PC1)強力とスライドプレート変位との関係



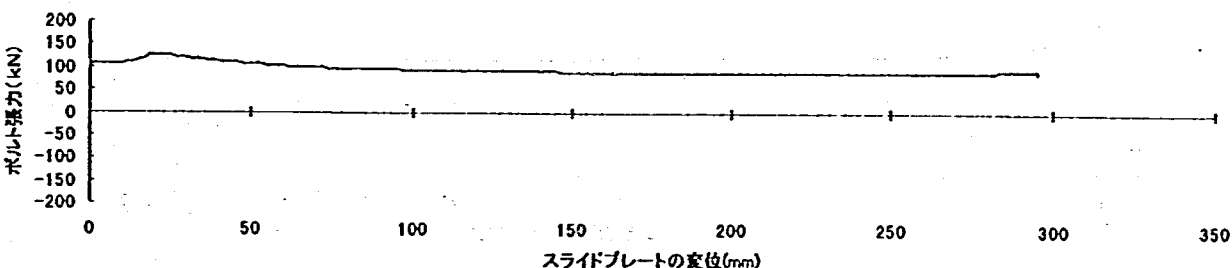
アンカーボルト(PC2)強力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)強力とスライドプレート変位との関係

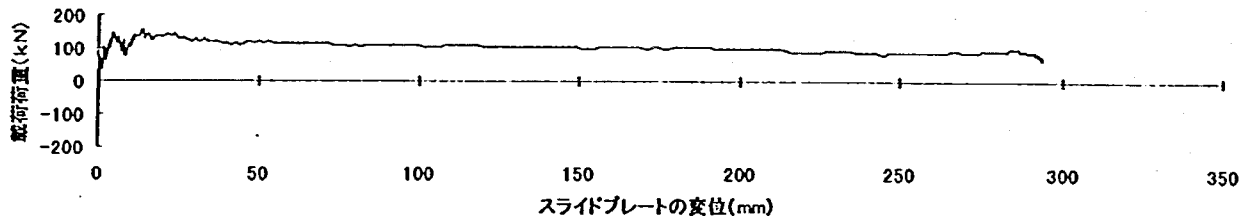


アンカーボルト(PC4)強力とスライドプレート変位との関係

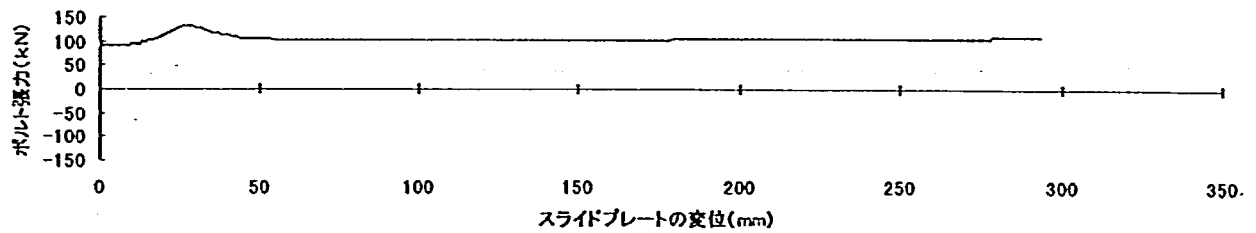


CASE-6

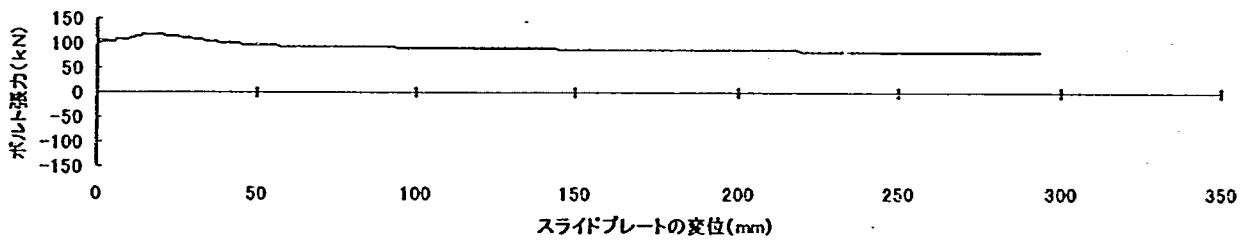
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



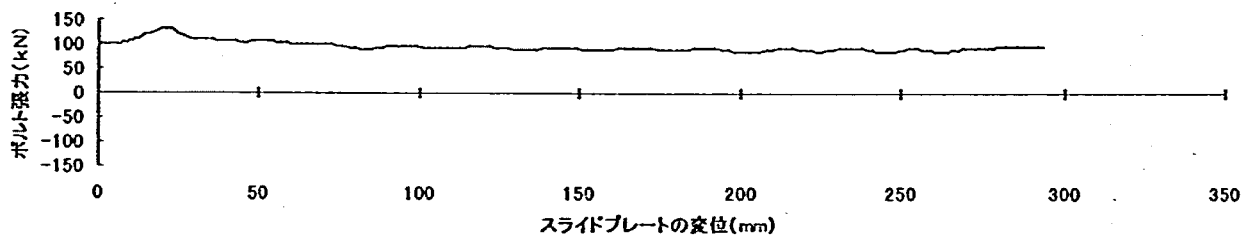
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



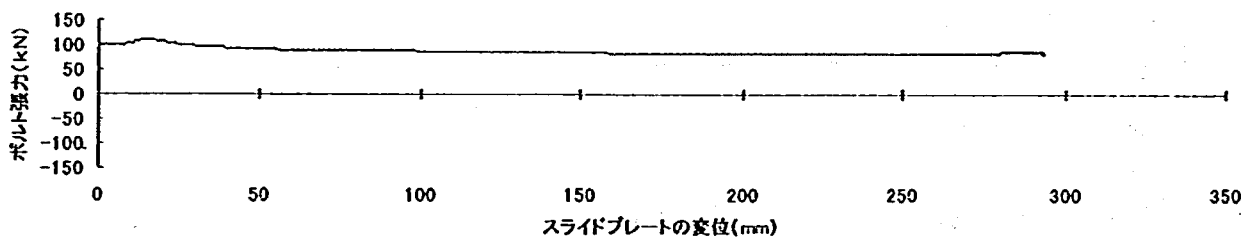
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係

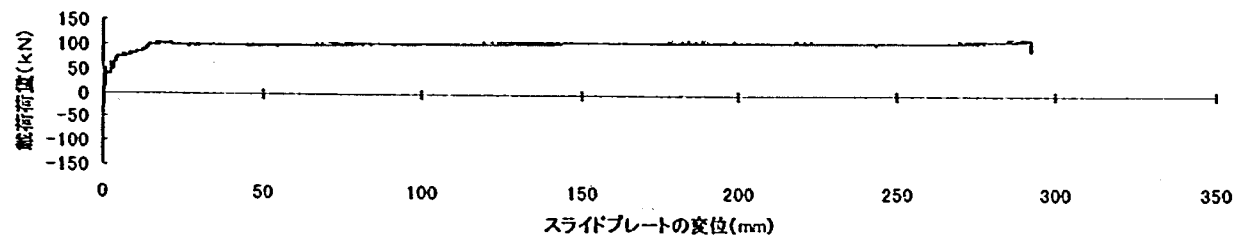


アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係

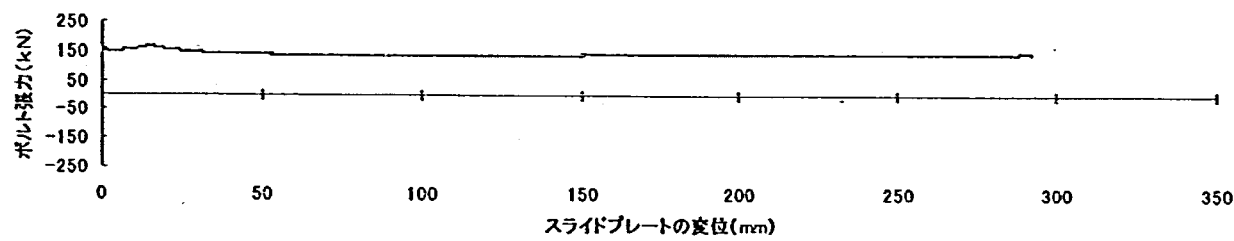


CASE-7

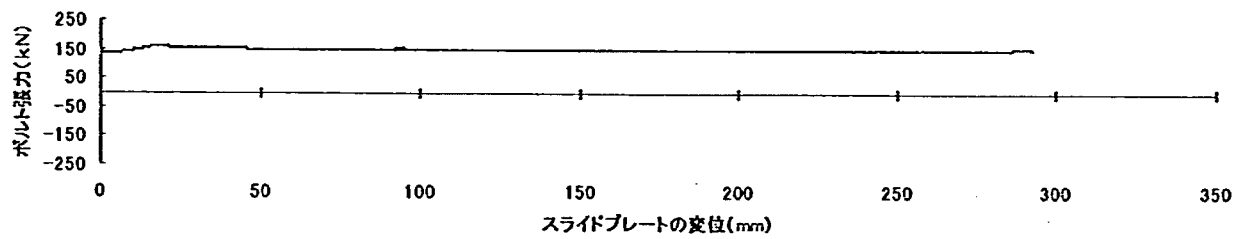
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



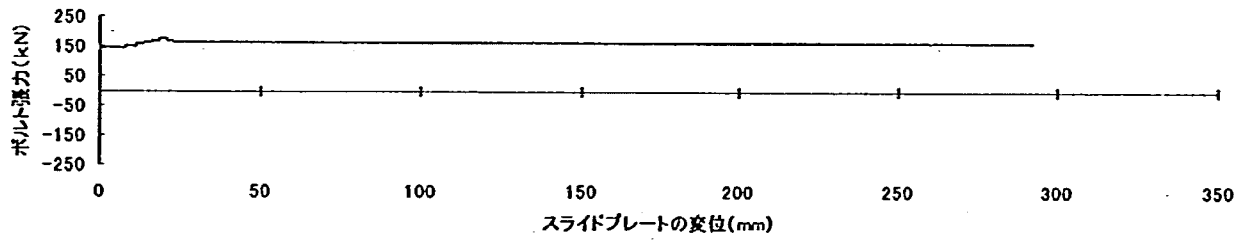
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



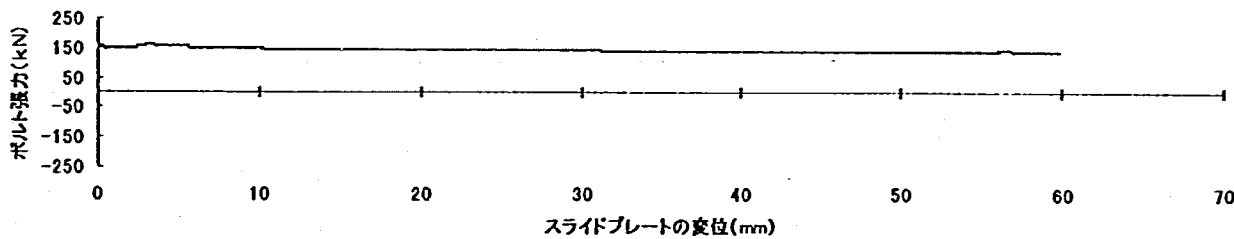
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係

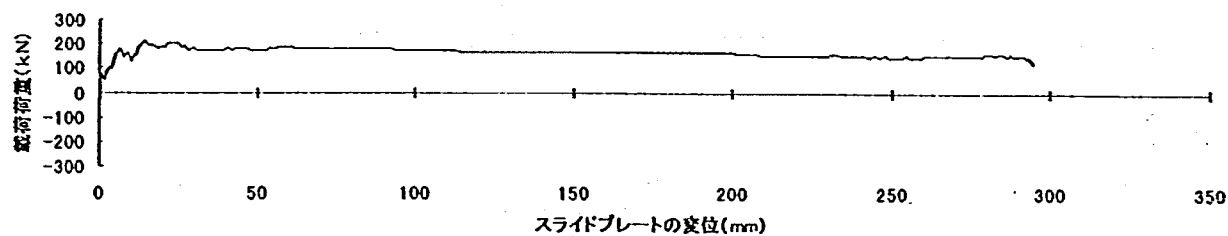


アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係

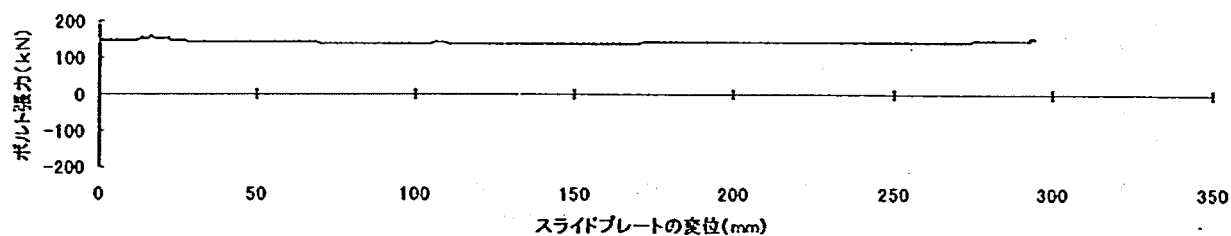


CASE-8

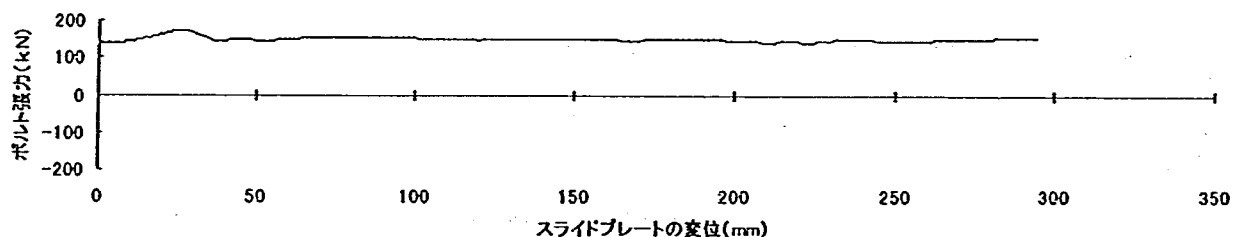
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



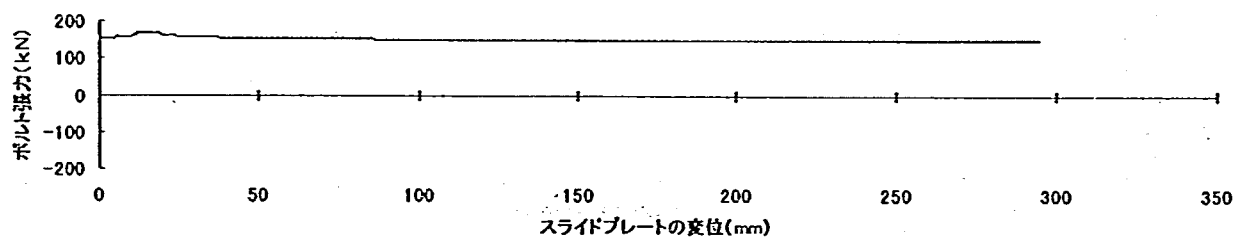
アンカーボルト(PC1)強力とスライドプレート変位との関係



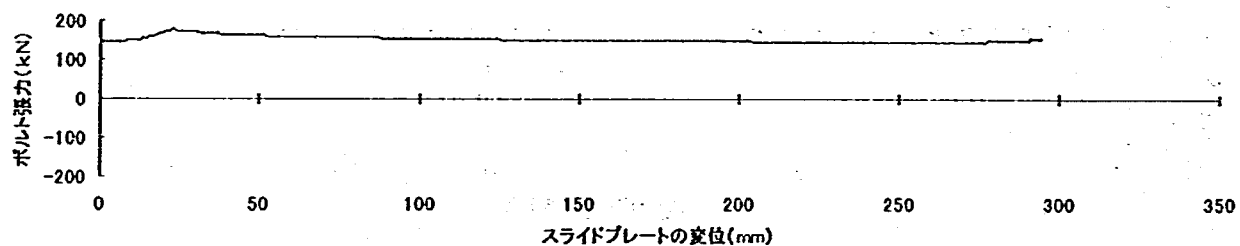
アンカーボルト(PC2)強力とスライドプレート変位との関係



アンカーボルト(PC3)強力とスライドプレート変位との関係

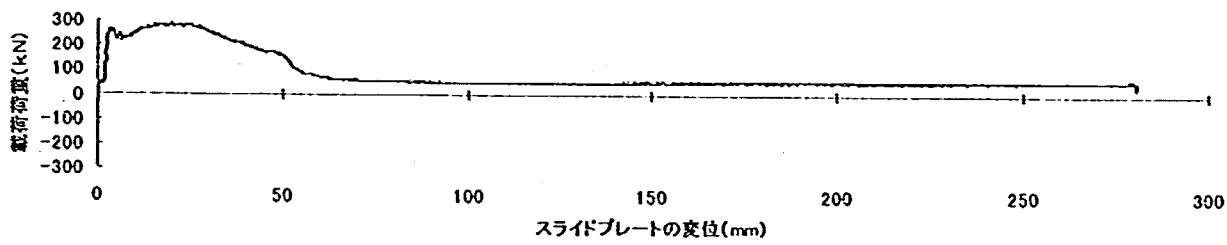


アンカーボルト(PC4)強力とスライドプレート変位との関係

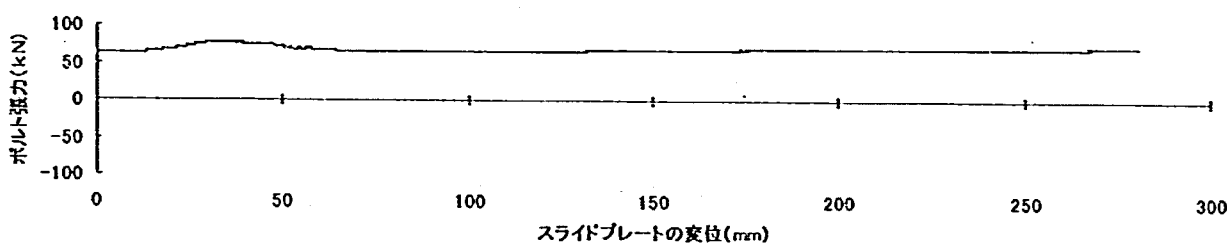


CASE-9

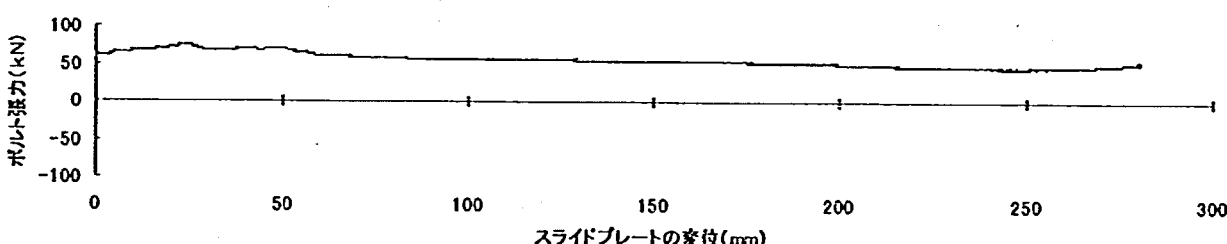
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



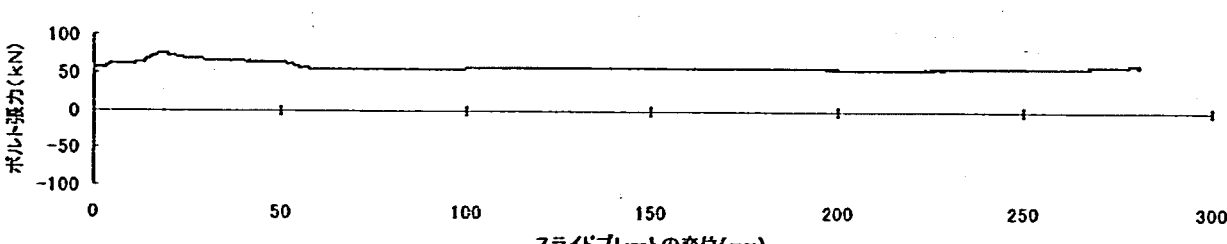
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



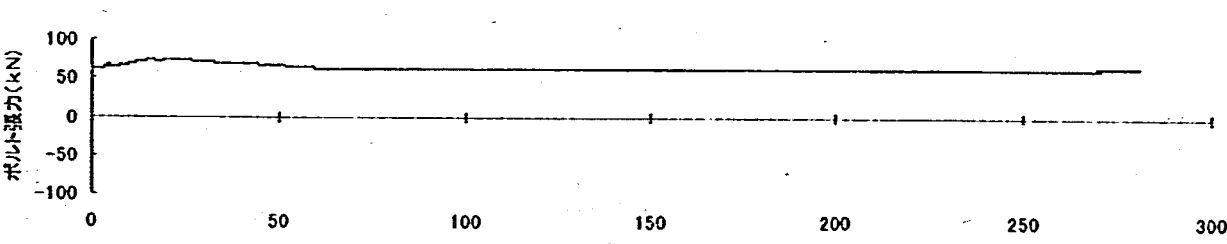
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



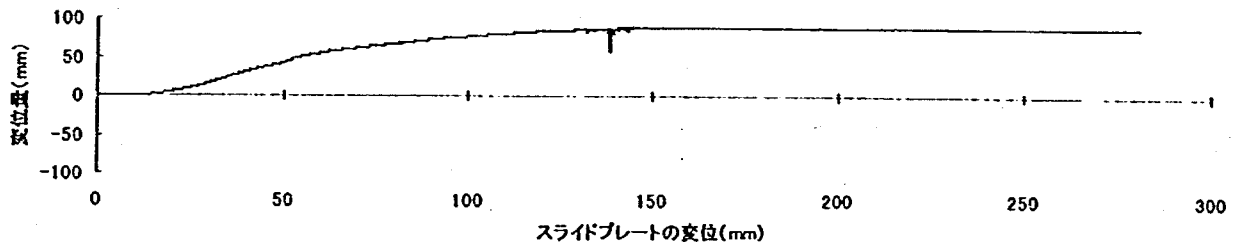
アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係



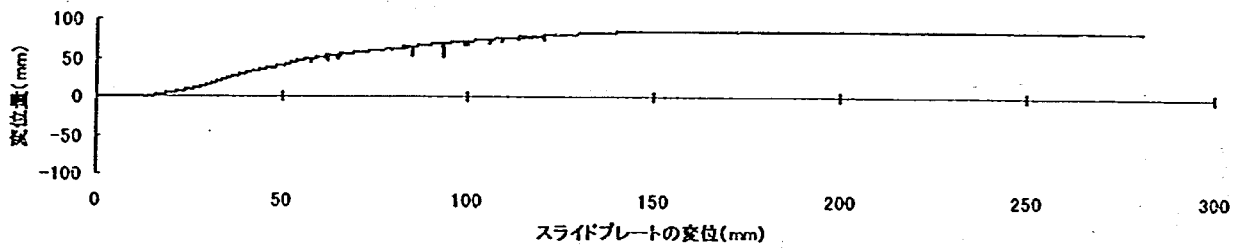
アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係



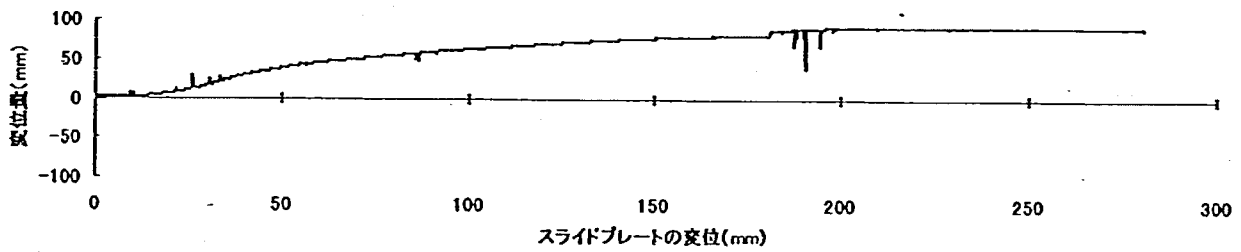
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



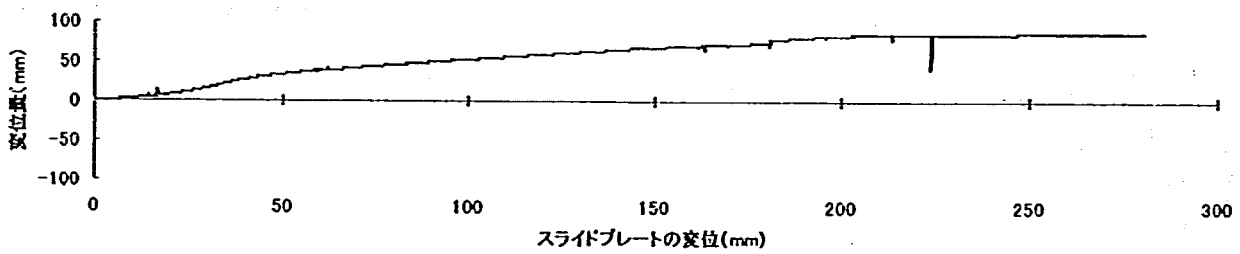
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



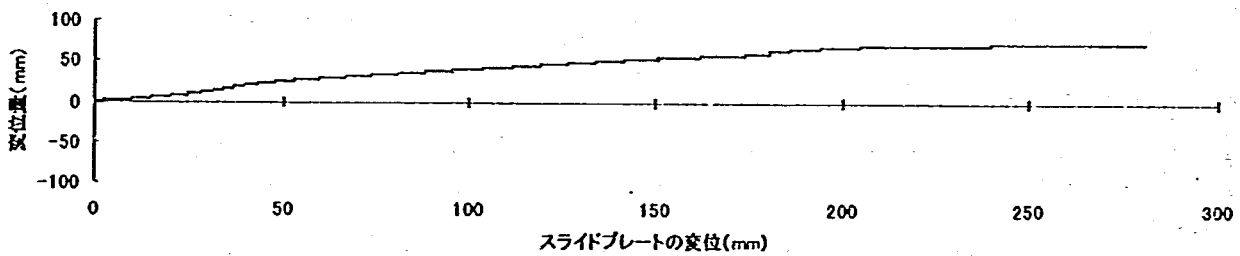
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



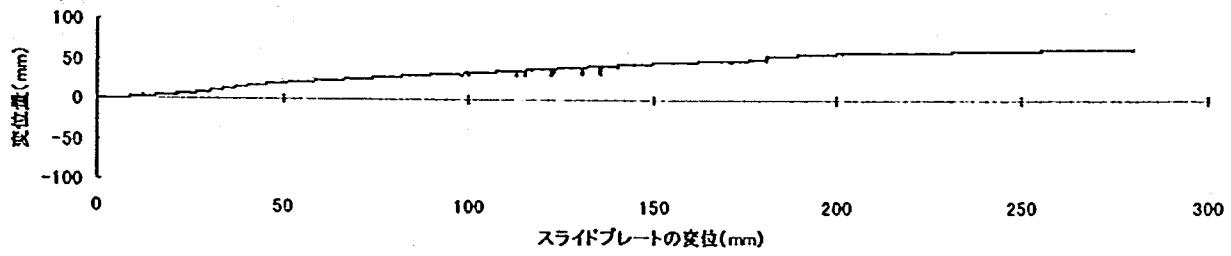
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



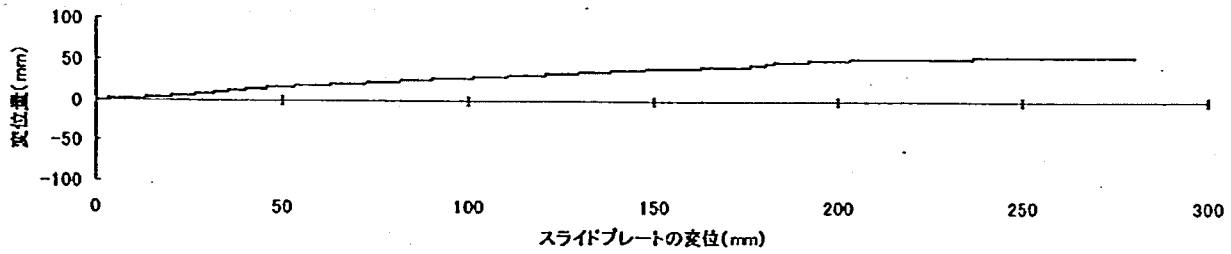
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



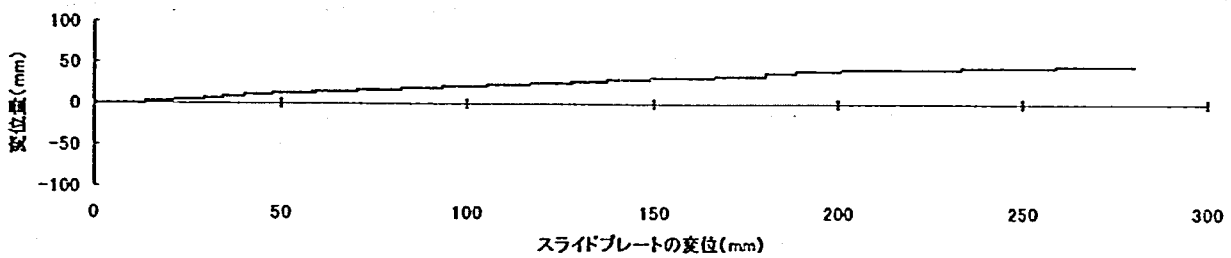
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



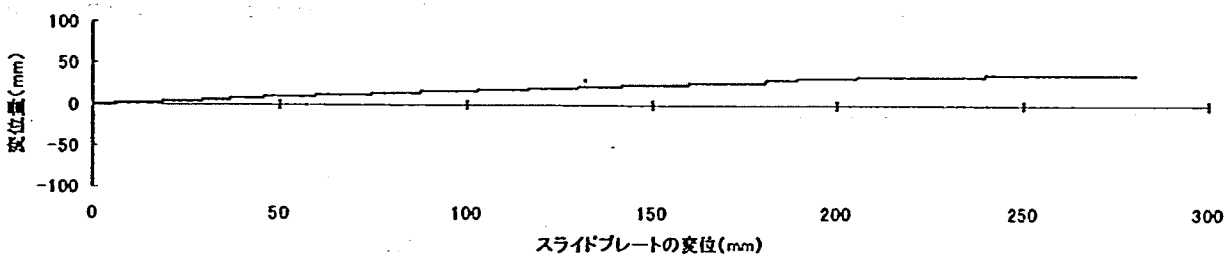
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



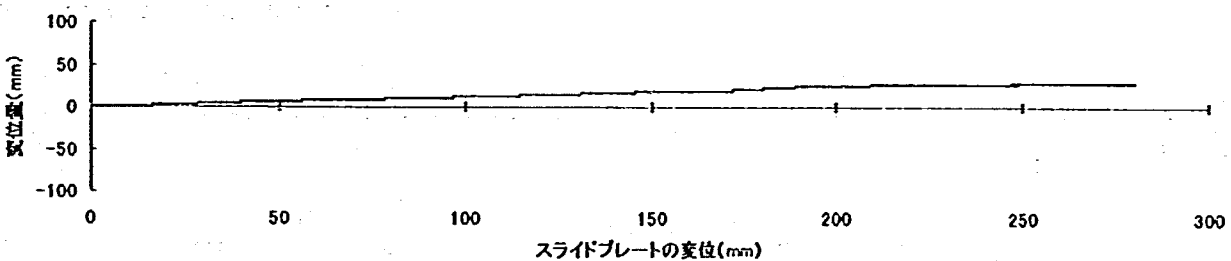
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係

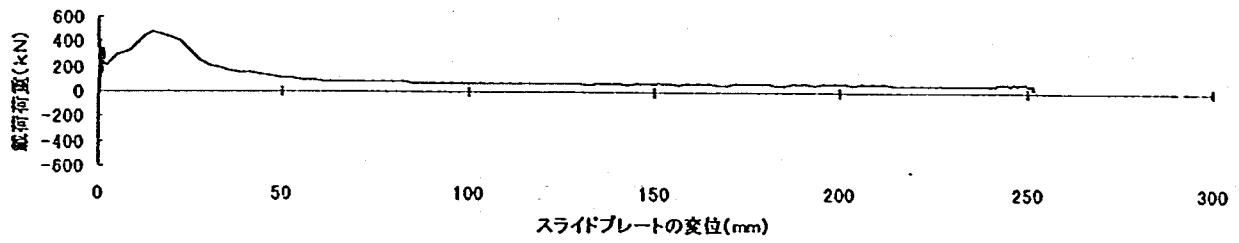


アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係

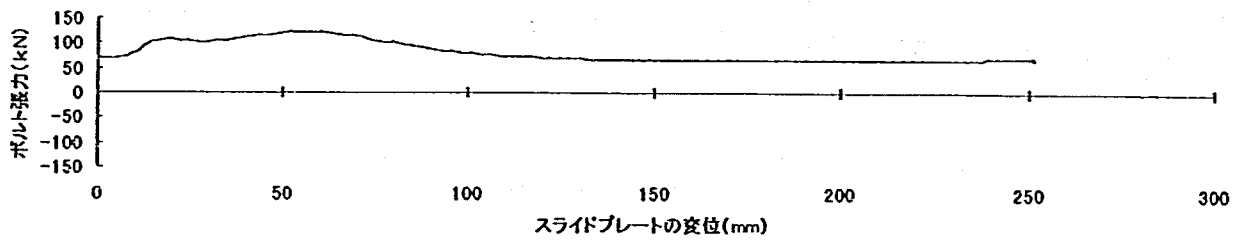


CASE-10

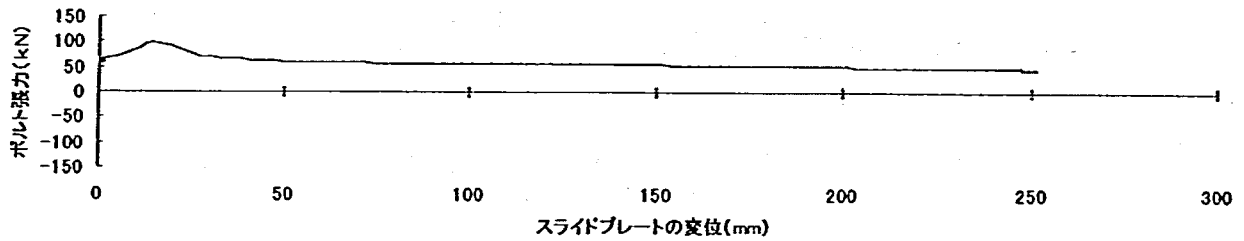
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



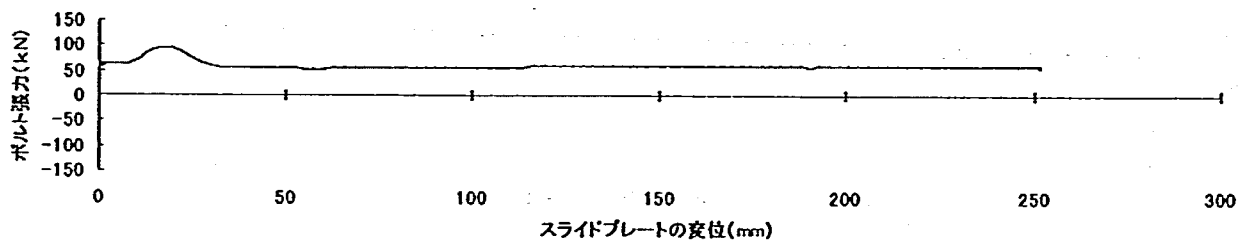
アンカーボルト(PC1)強力とスライドプレート変位との関係



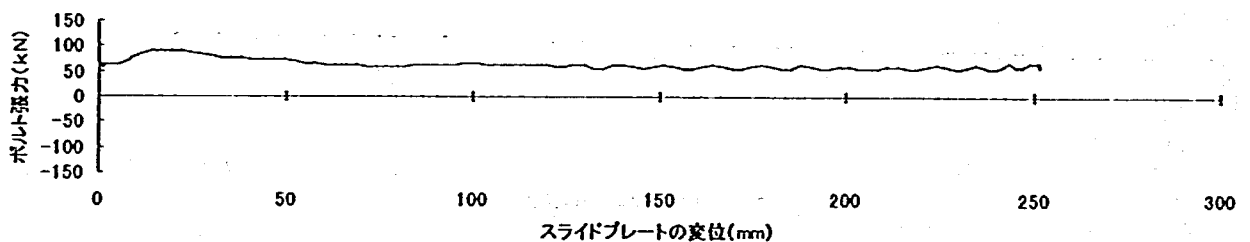
アンカーボルト(PC2)強力とスライドプレート変位との関係



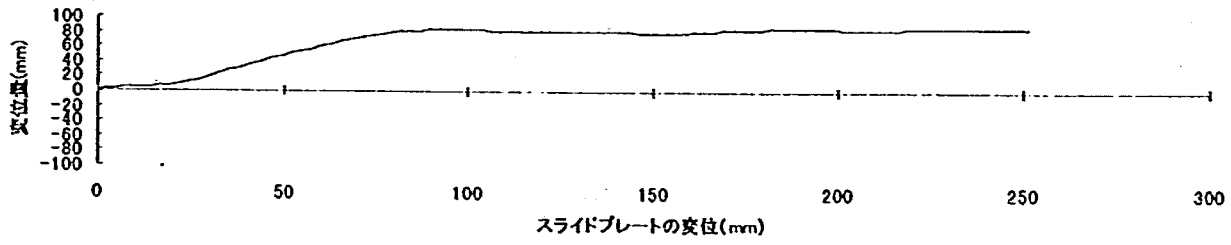
アンカーボルト(PC3)強力とスライドプレート変位との関係



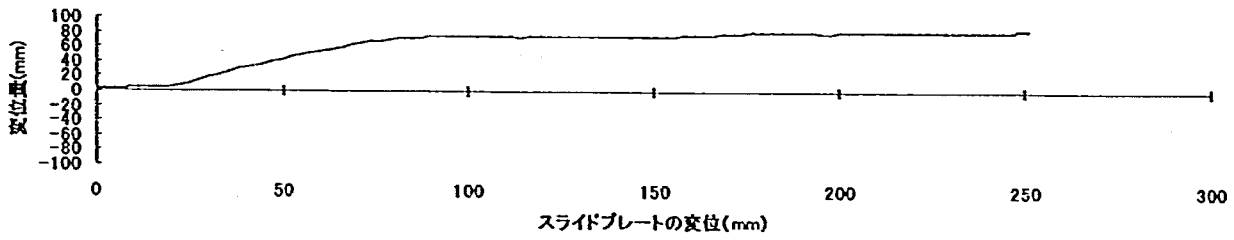
アンカーボルト(PC4)強力とスライドプレート変位との関係



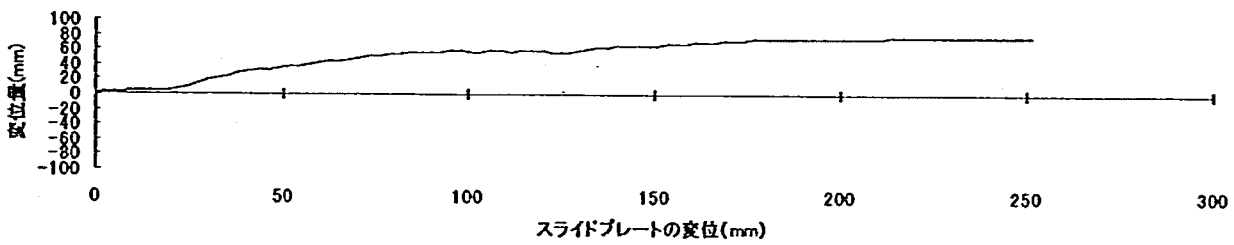
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



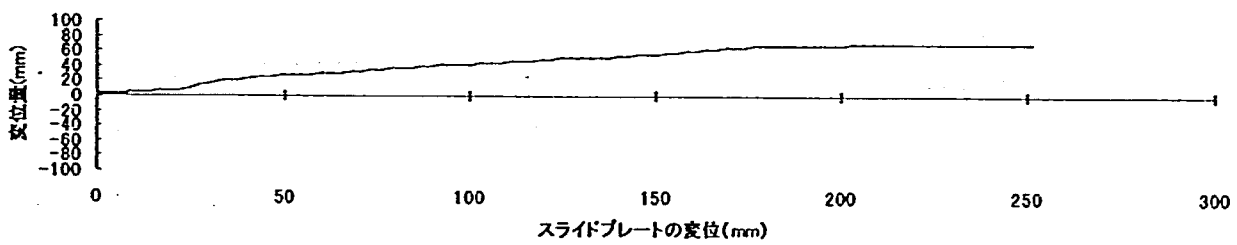
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



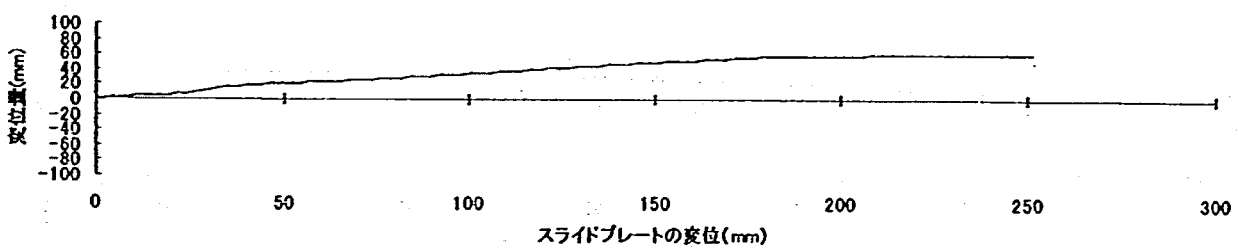
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



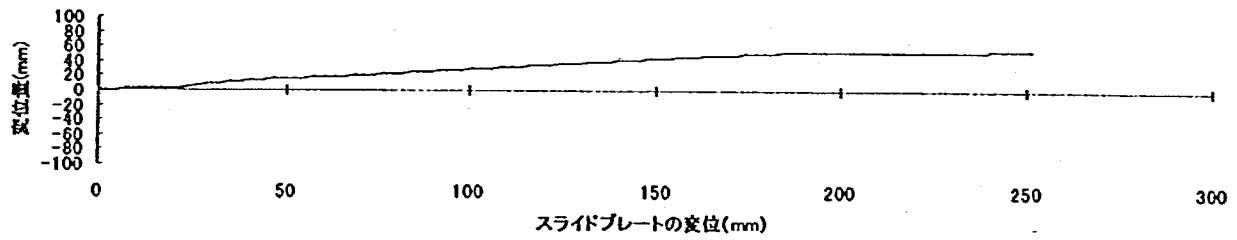
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



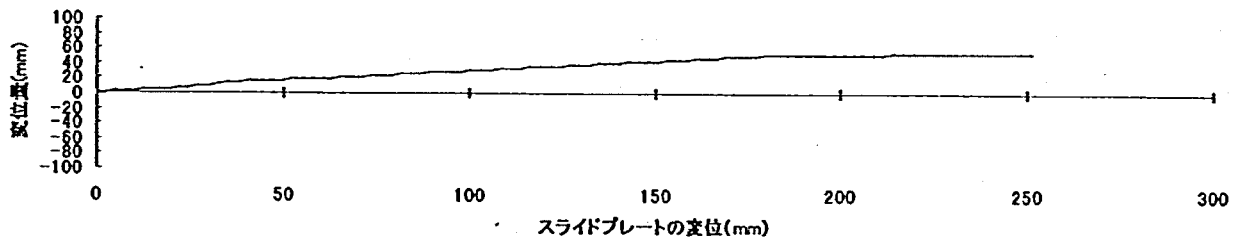
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



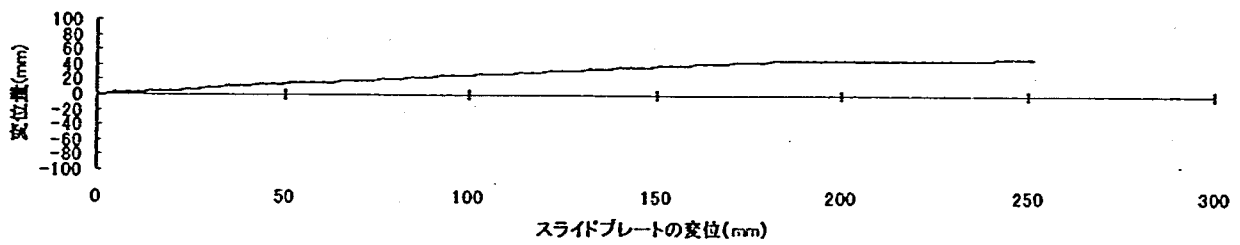
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



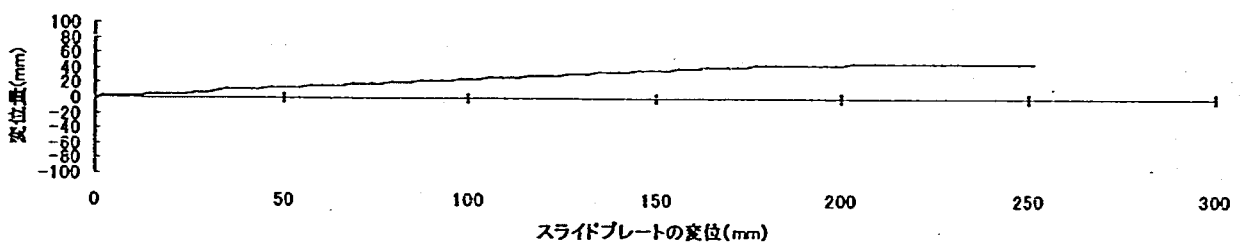
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



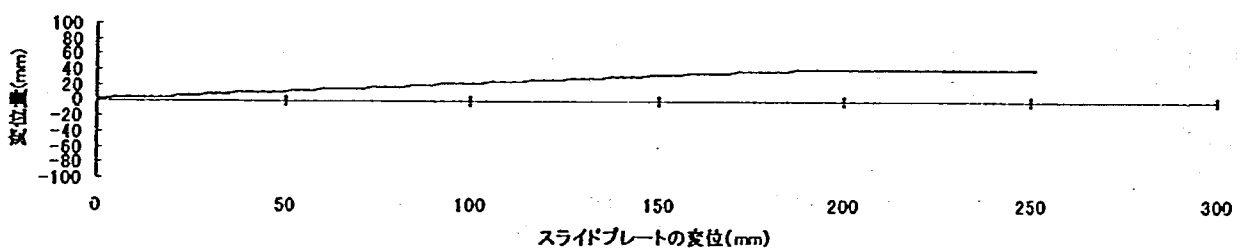
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係

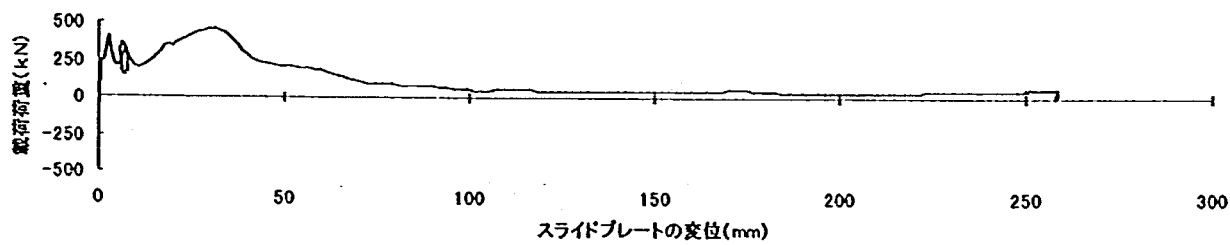


アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係

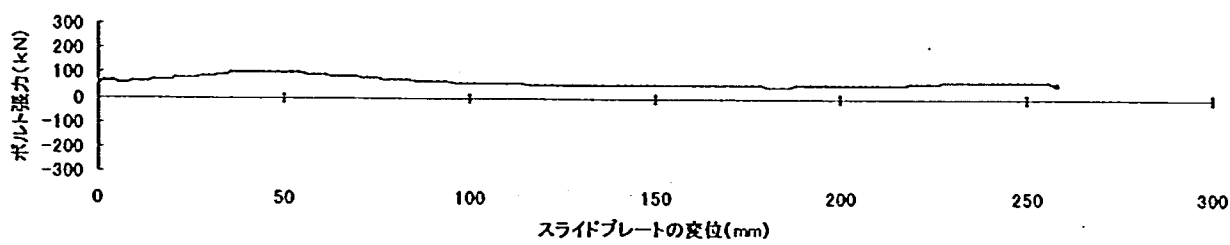


CASE-11

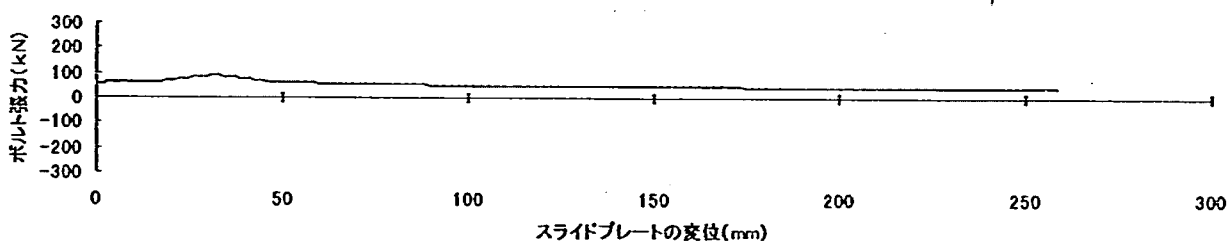
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



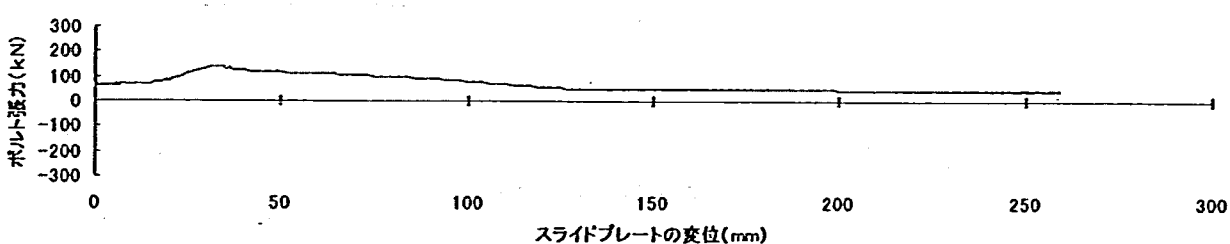
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



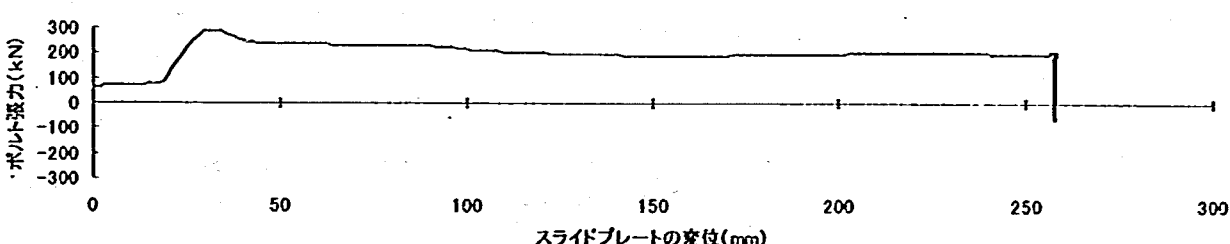
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



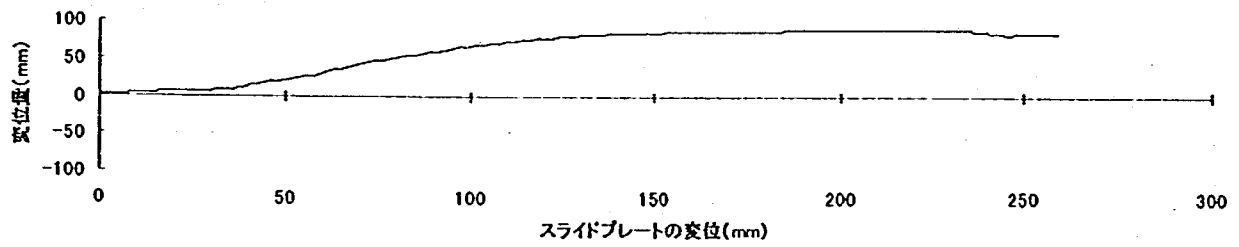
アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係



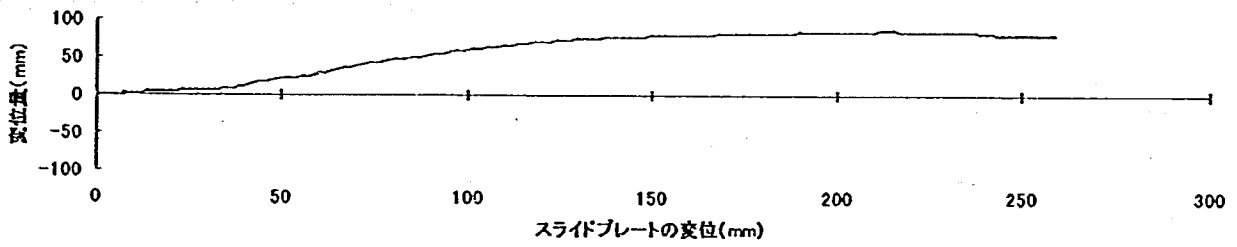
アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係



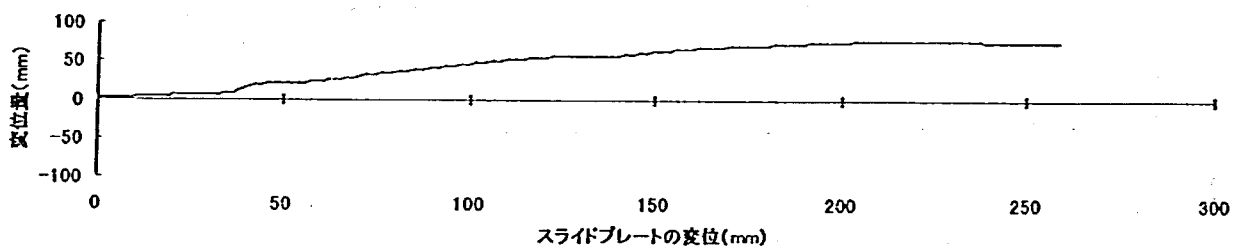
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



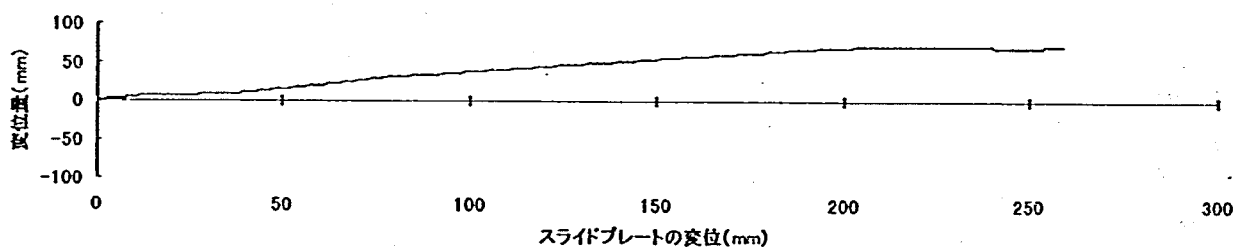
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



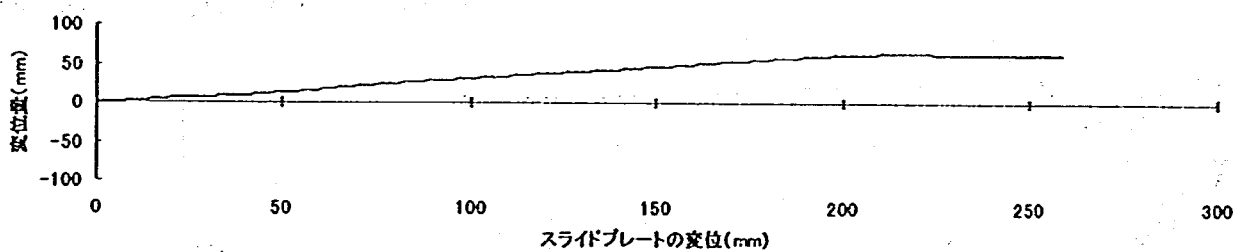
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



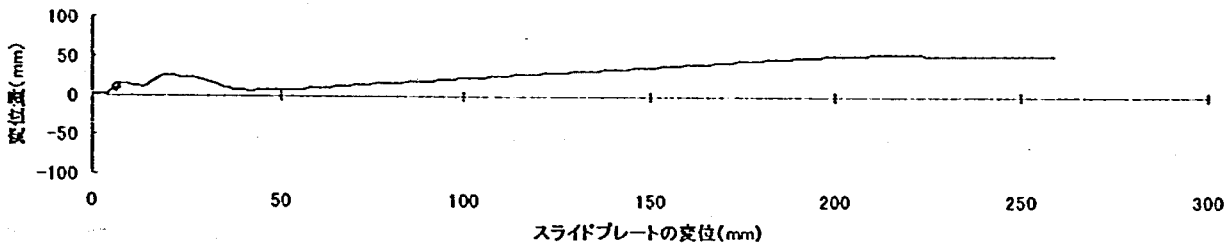
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



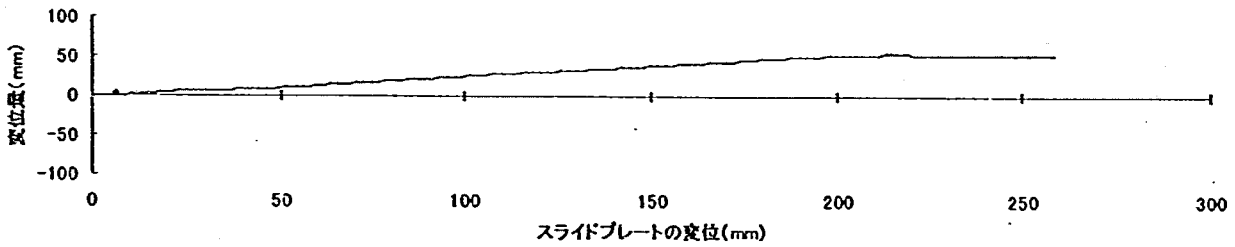
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



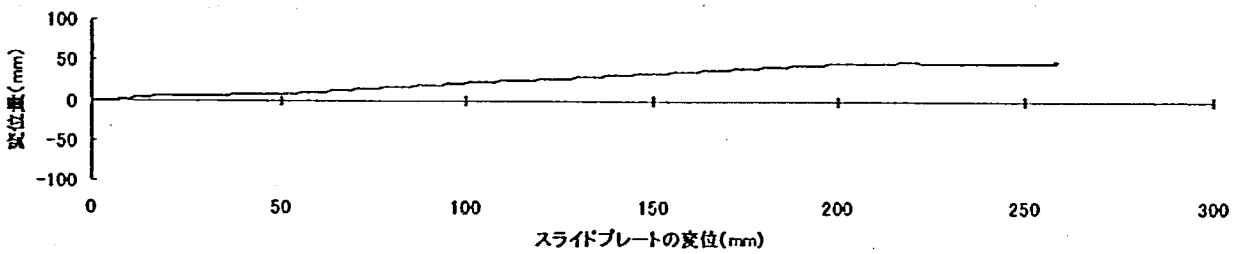
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



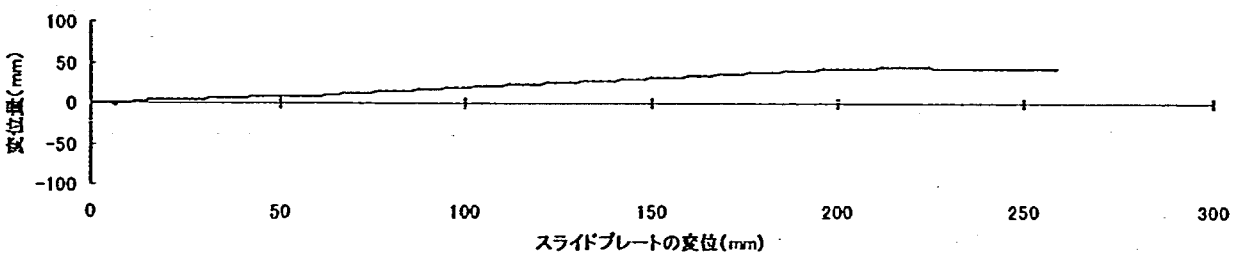
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



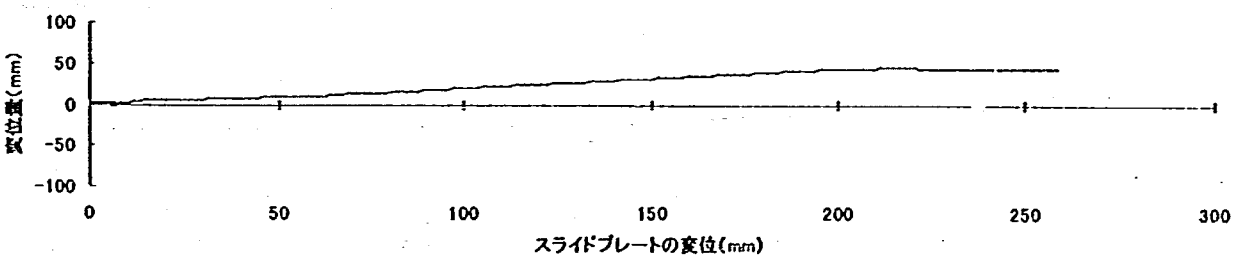
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係

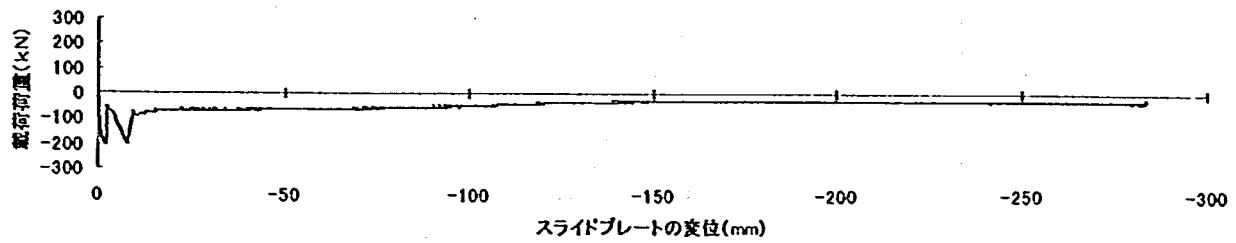


アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係

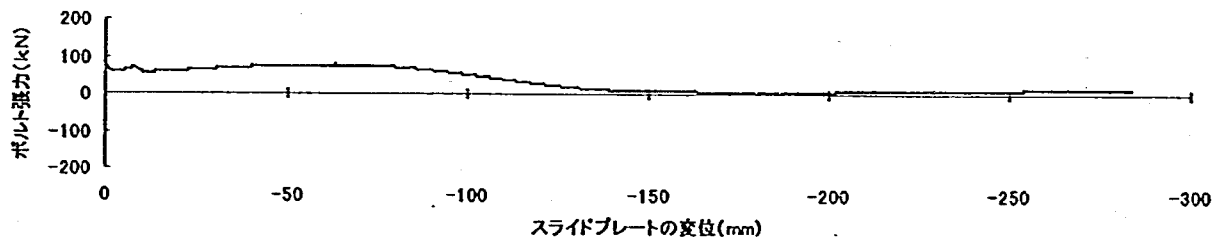


CASE-12

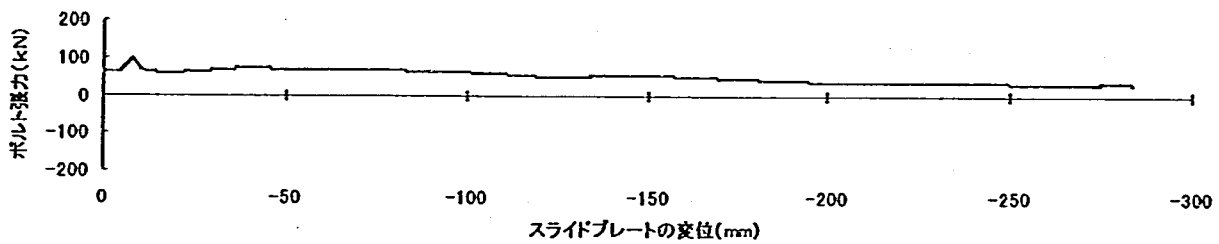
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



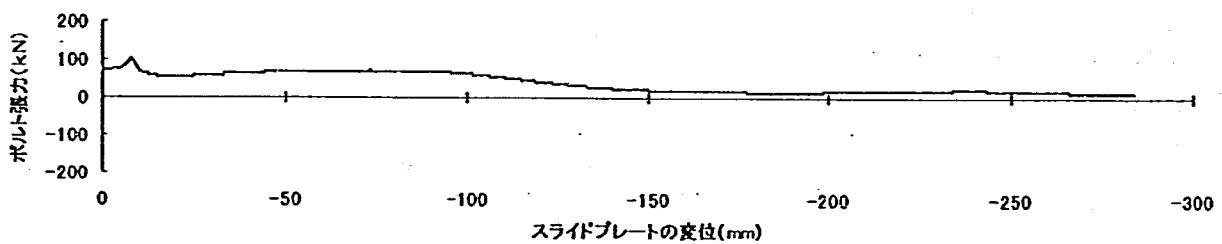
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



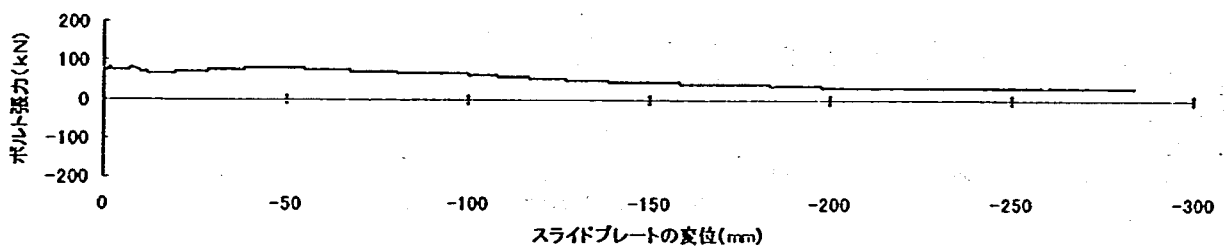
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



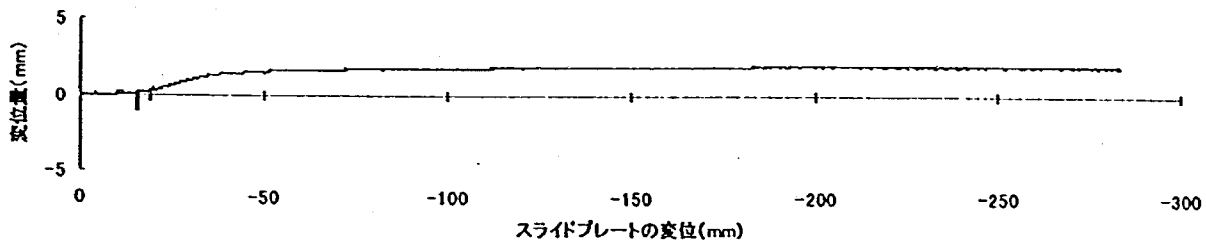
アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係



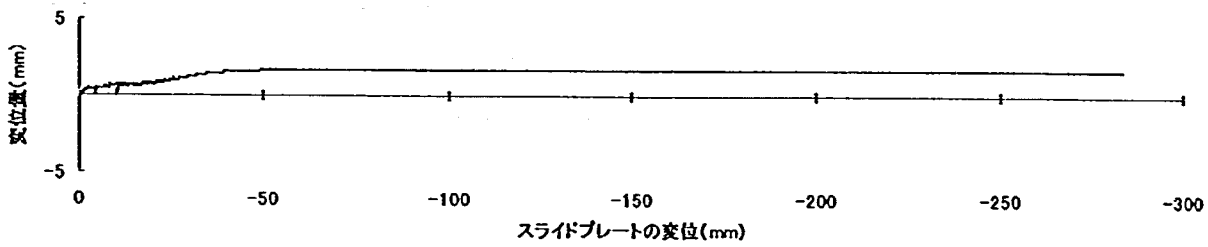
アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係



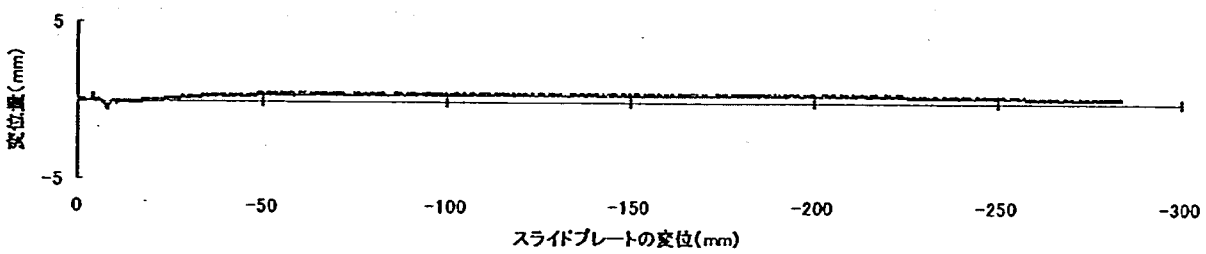
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



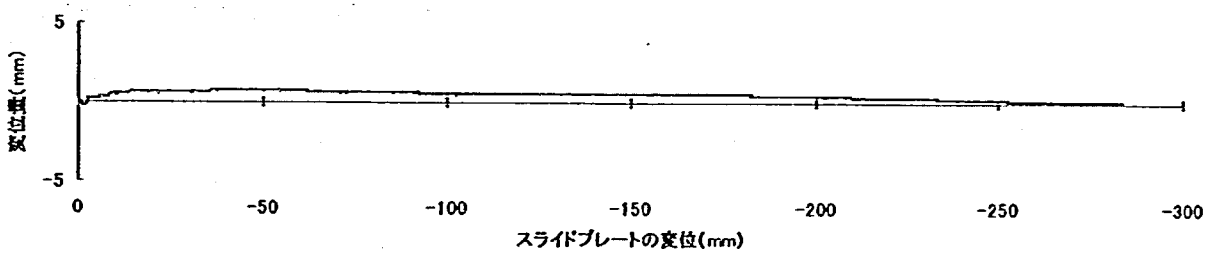
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



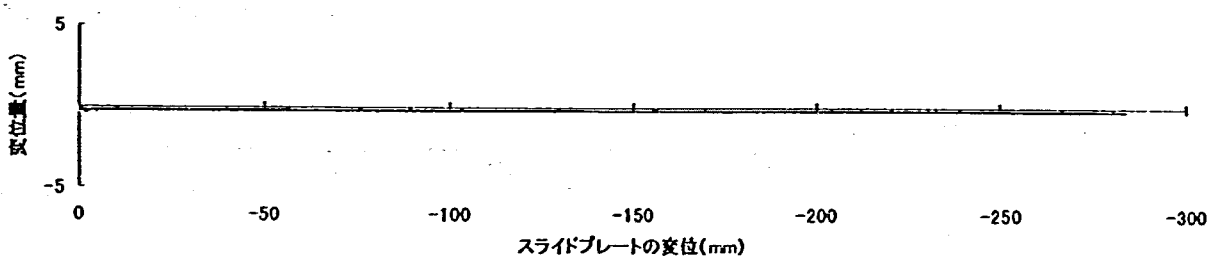
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係

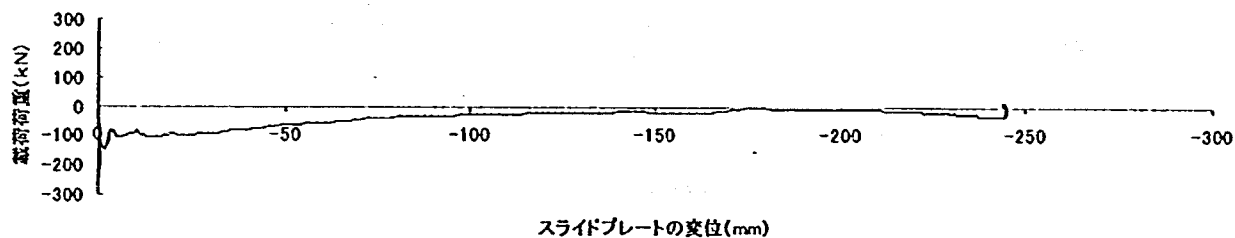


アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係

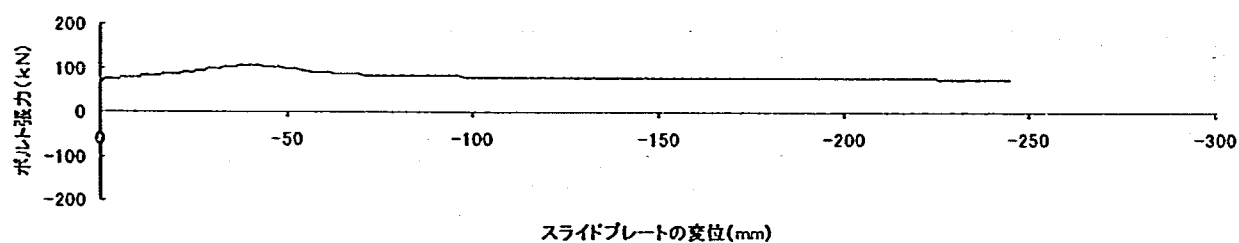


CASE-13

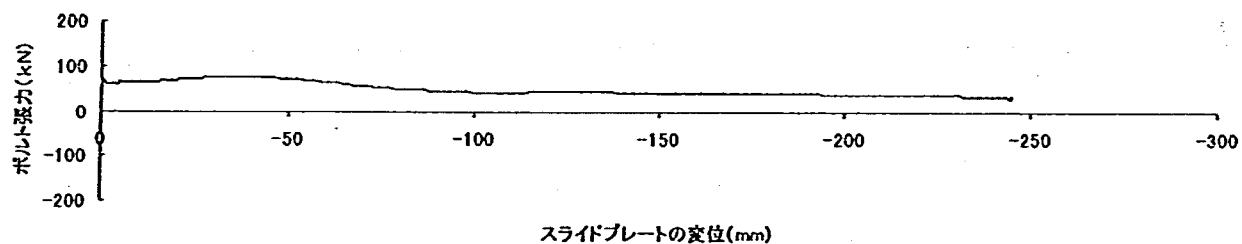
載荷荷重とスライドプレート変位の関係



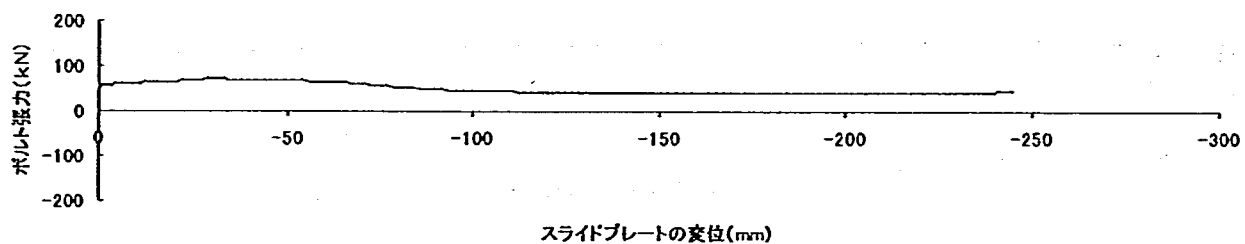
アンカーボルト(PC1)強力とスライドプレート変位の関係



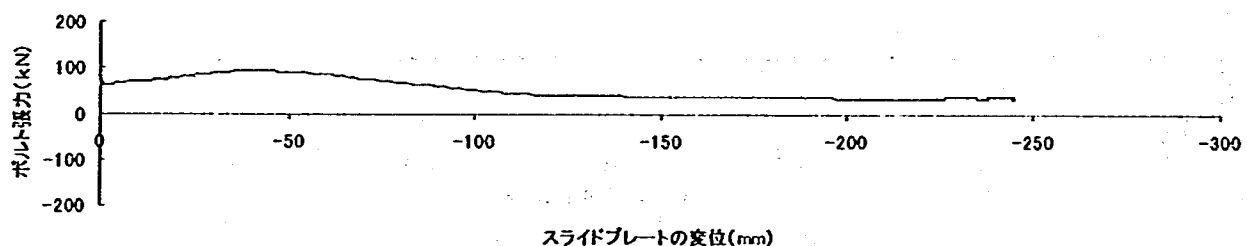
アンカーボルト(PC2)強力とスライドプレート変位の関係



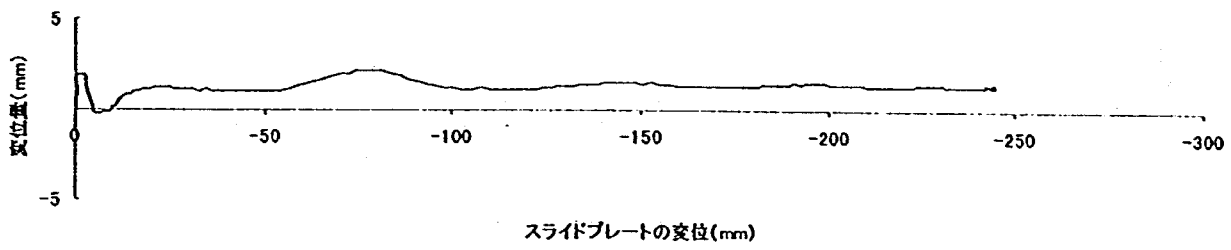
アンカーボルト(PC3)強力とスライドプレート変位の関係



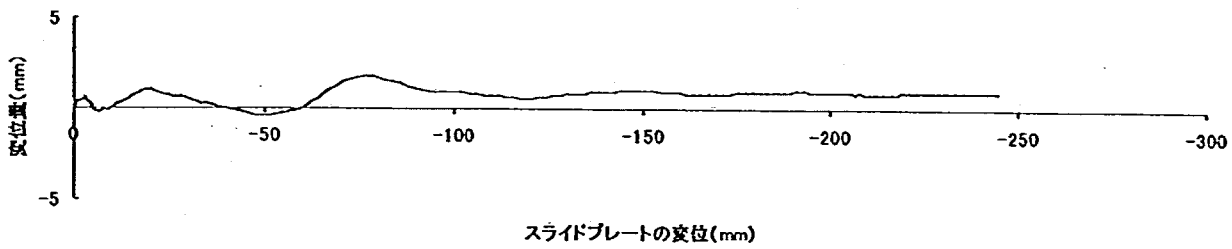
アンカーボルト(PC4)強力とスライドプレート変位の関係



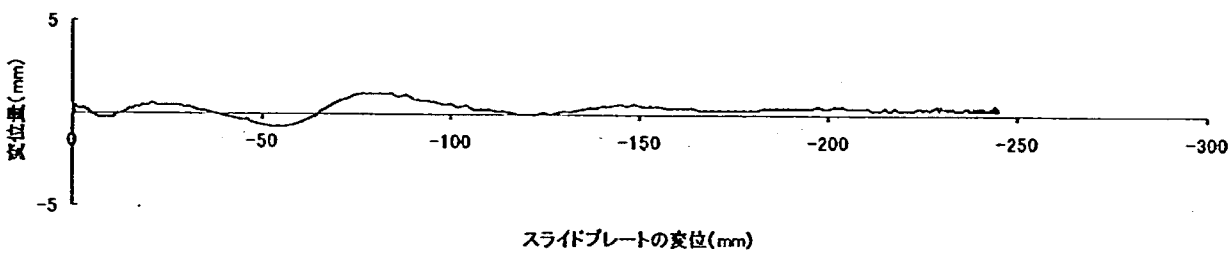
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位の関係



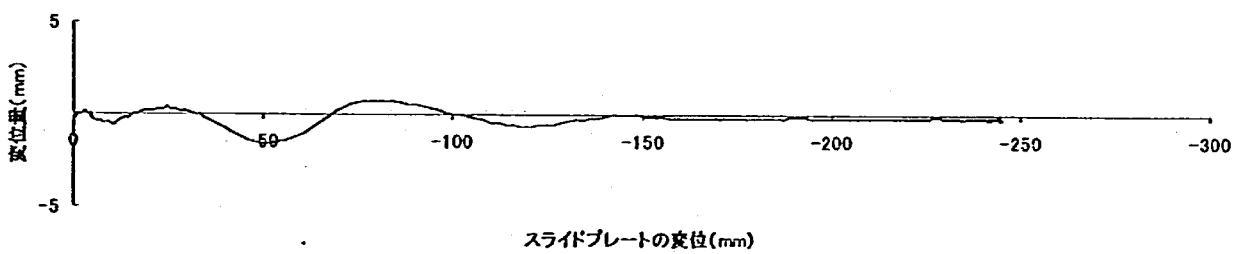
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位の関係



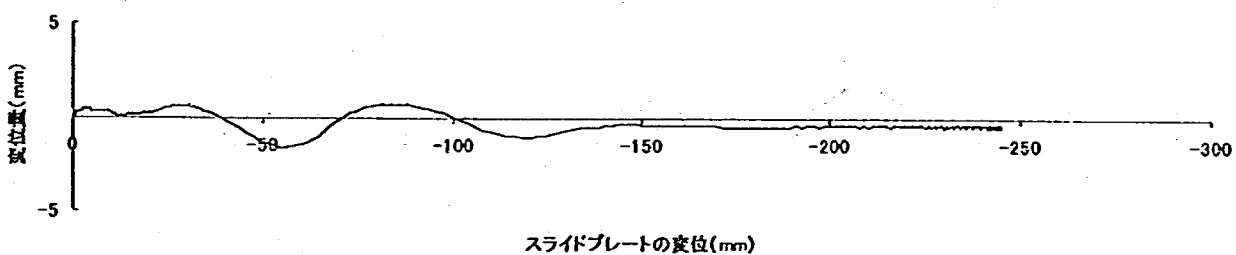
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位の関係



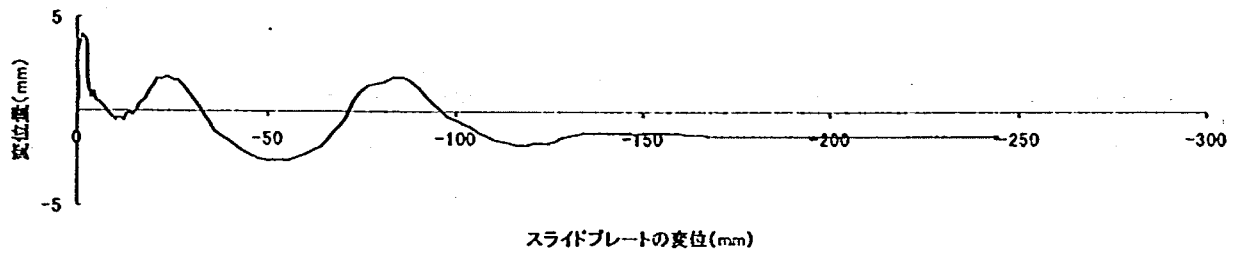
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位の関係



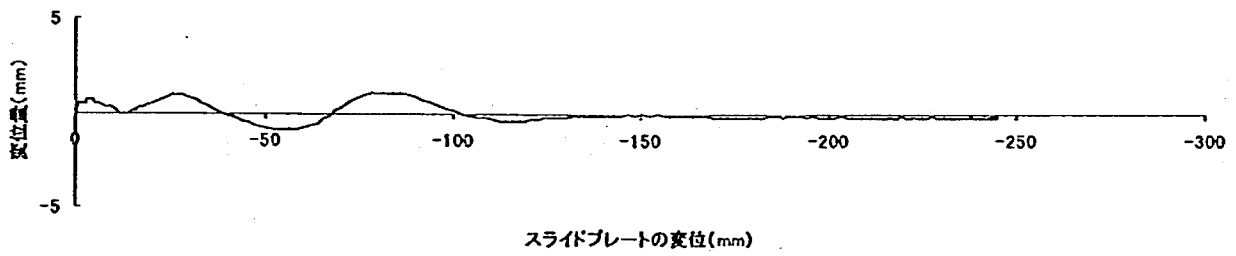
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位の関係



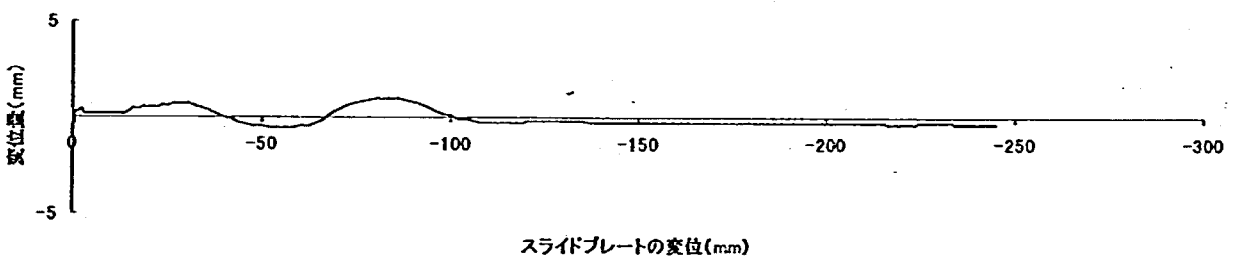
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位の関係



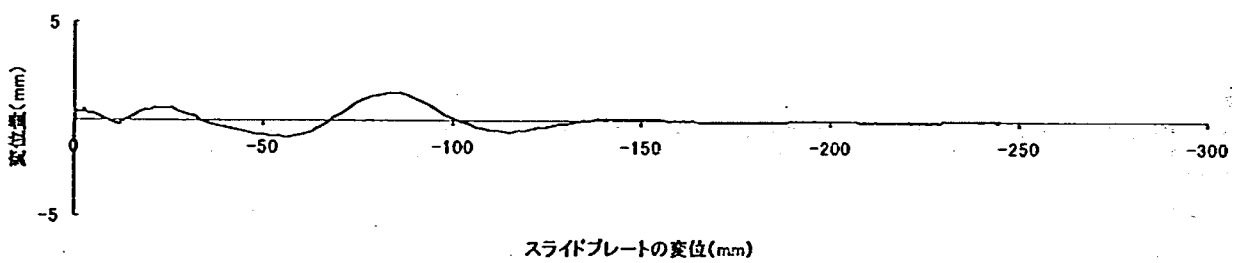
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位の関係



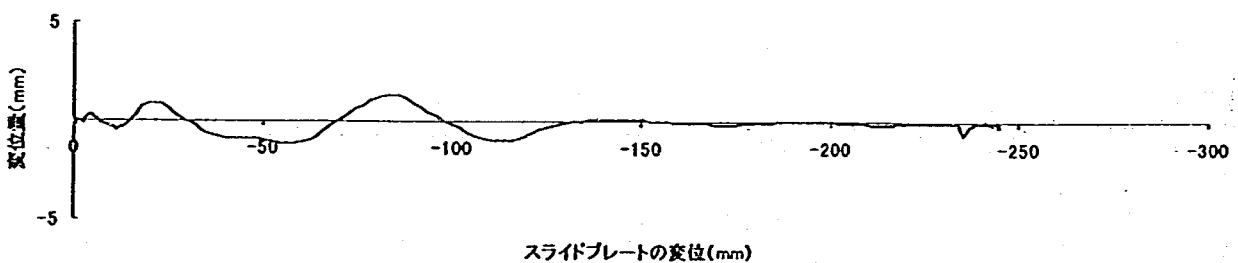
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位の関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位の関係

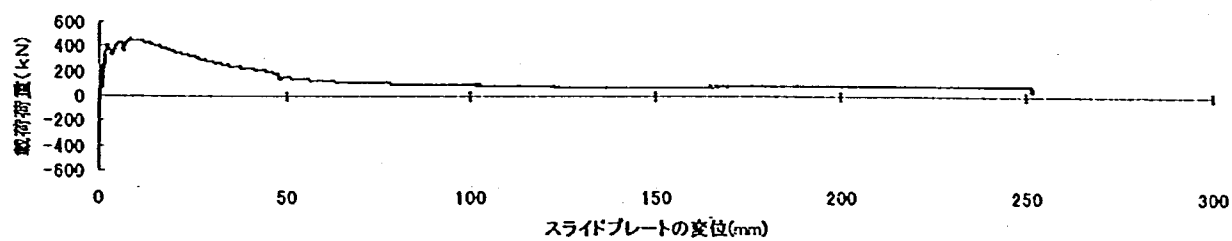


アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位の関係

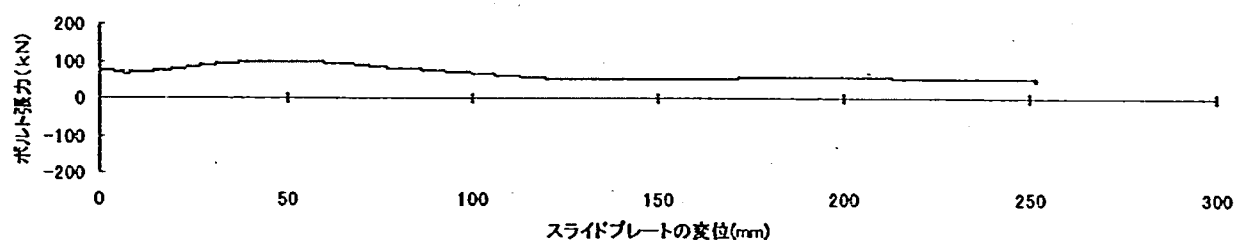


CASE-14

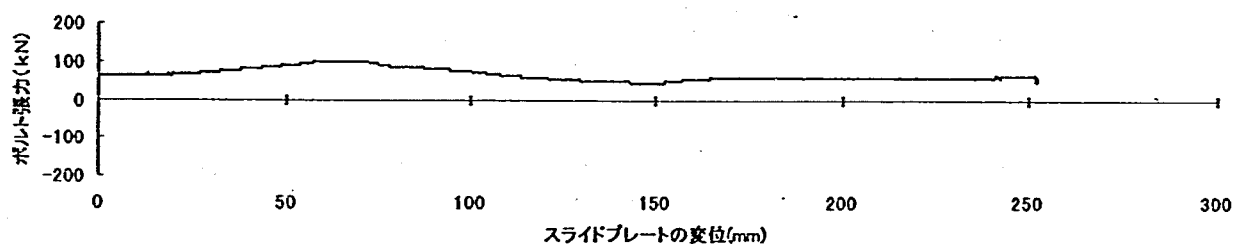
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



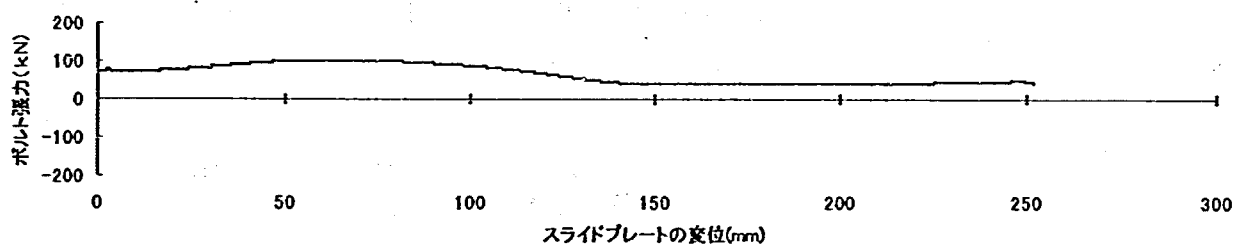
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



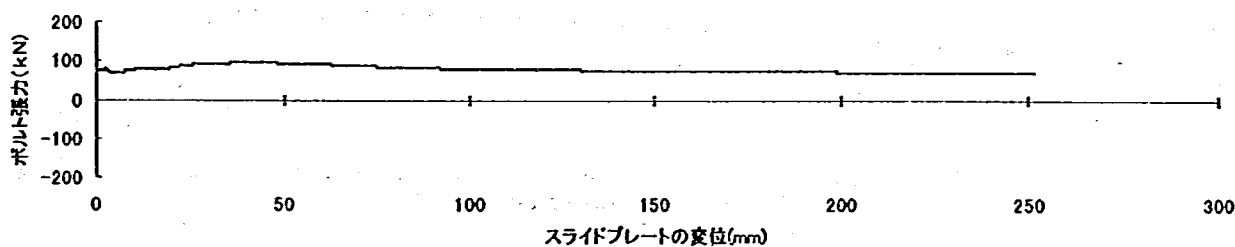
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



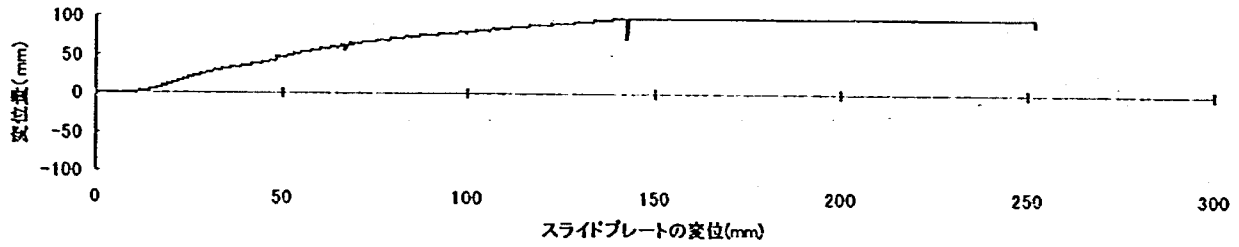
アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係



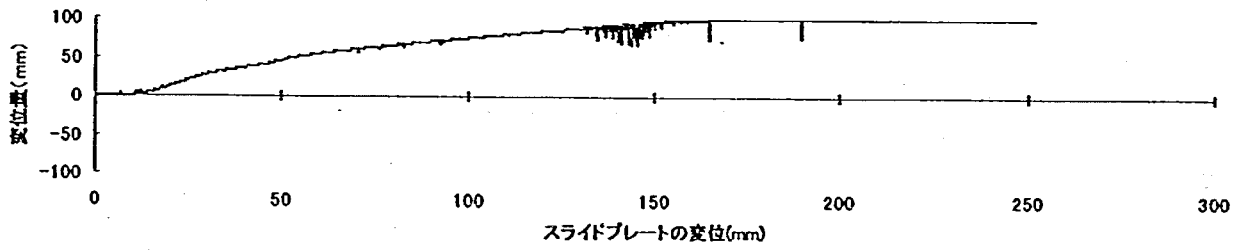
アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係



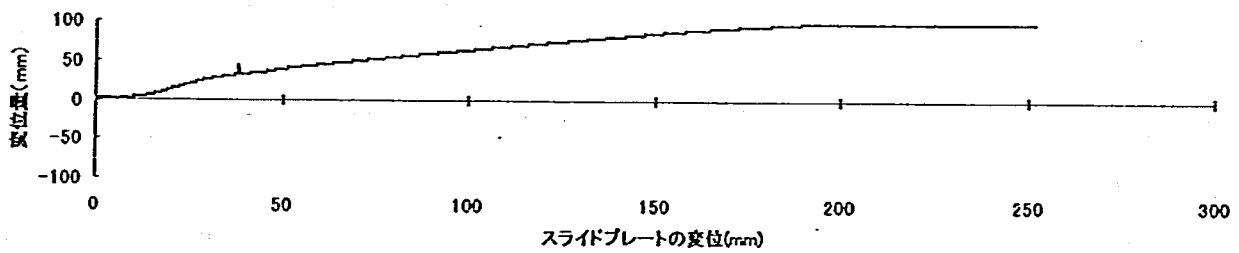
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



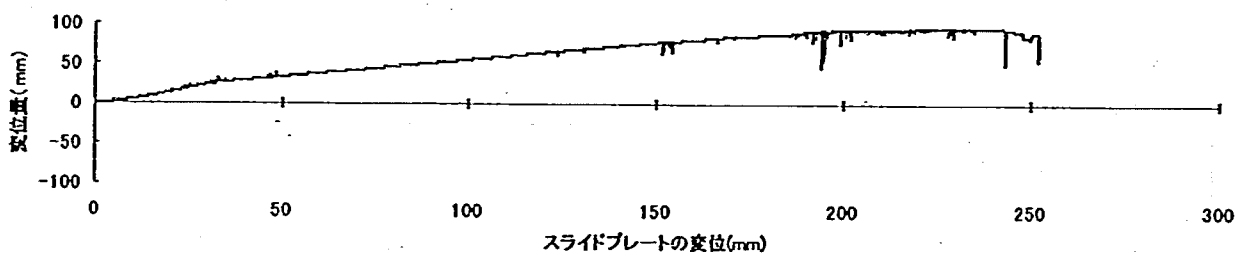
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



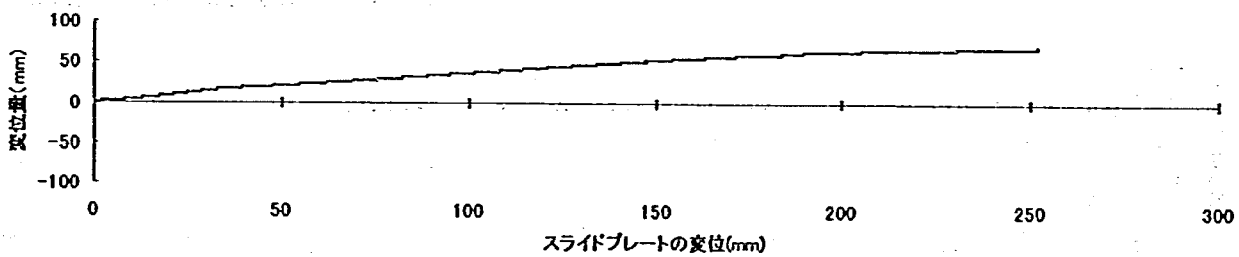
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



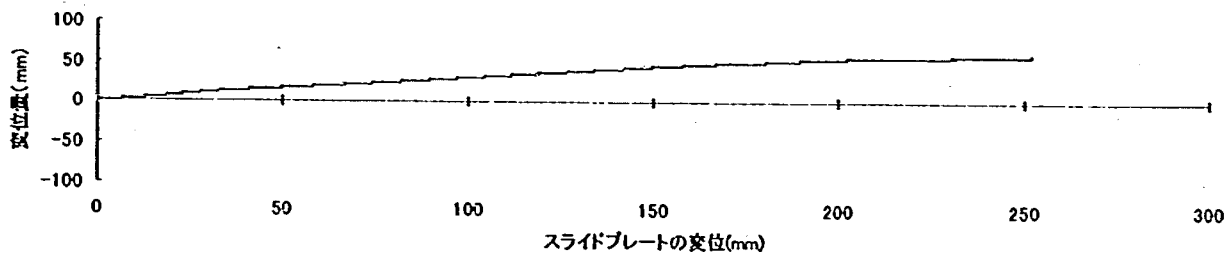
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



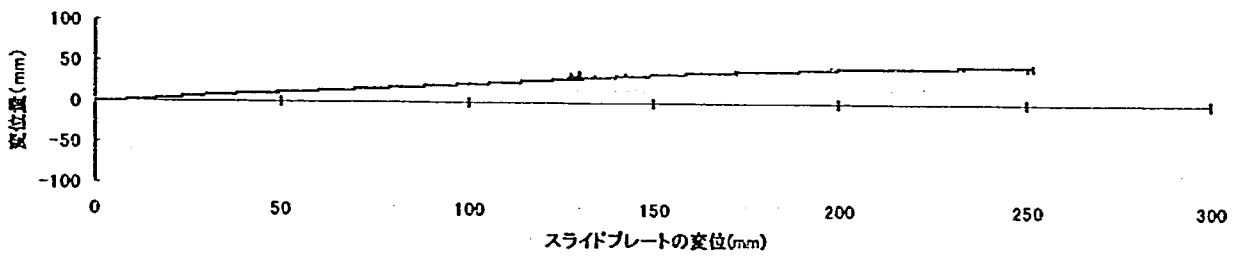
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



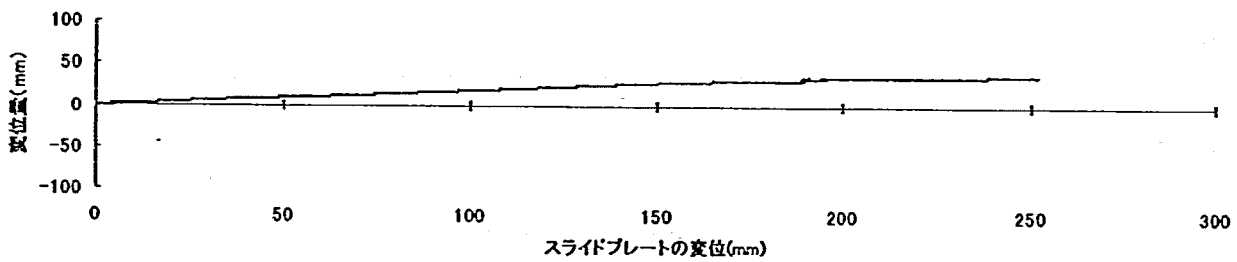
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



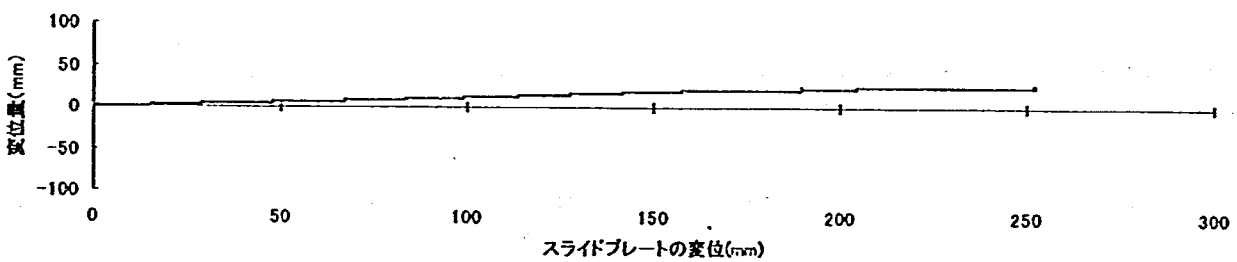
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



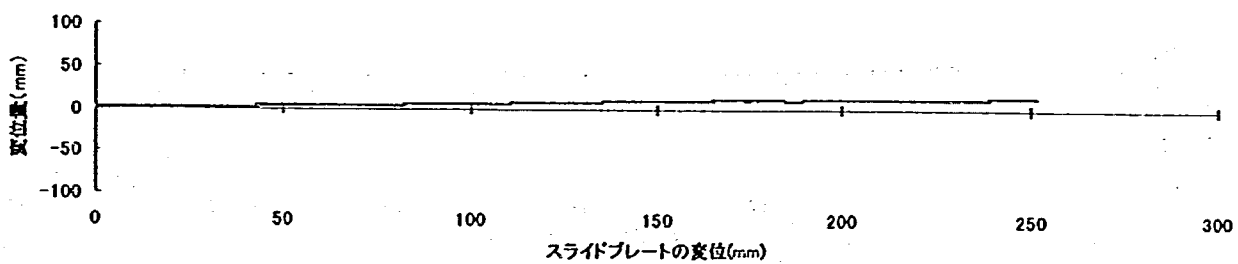
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係

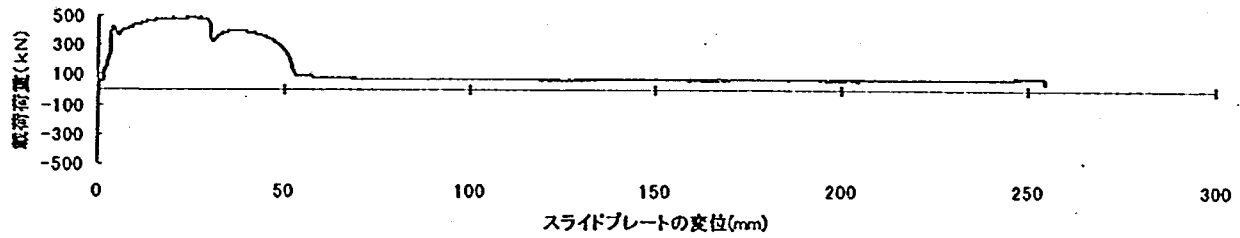


アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係

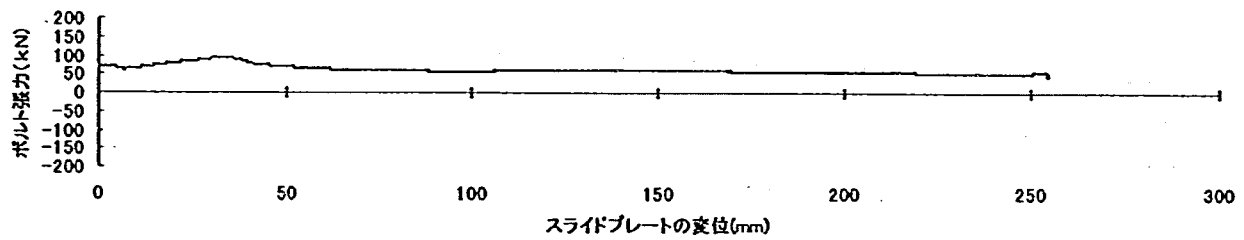


CASE-15

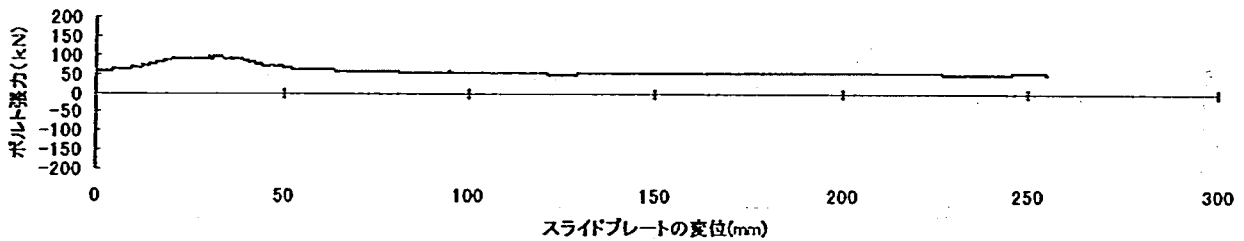
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



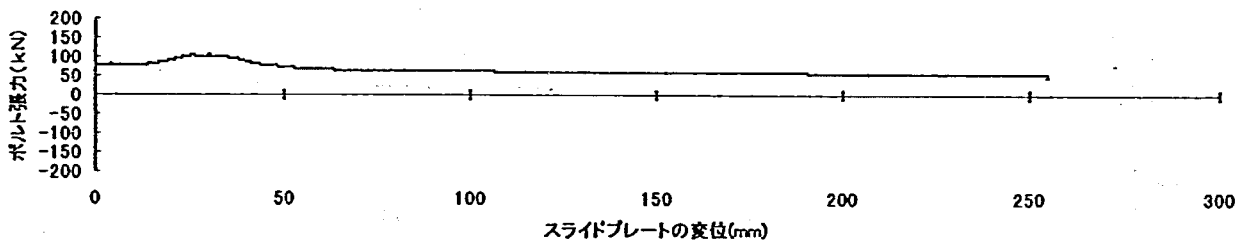
アンカーボルト(PC1)張力とスライドプレート変位との関係



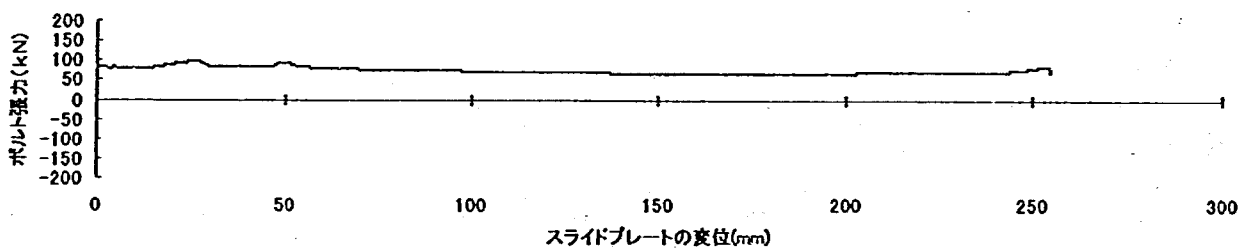
アンカーボルト(PC2)張力とスライドプレート変位との関係



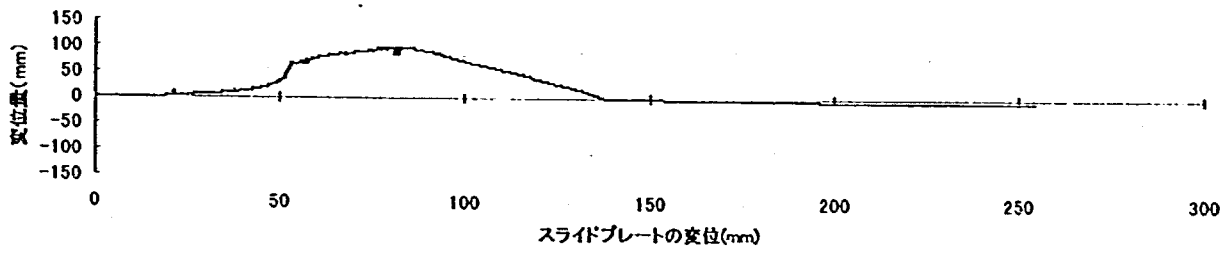
アンカーボルト(PC3)張力とスライドプレート変位との関係



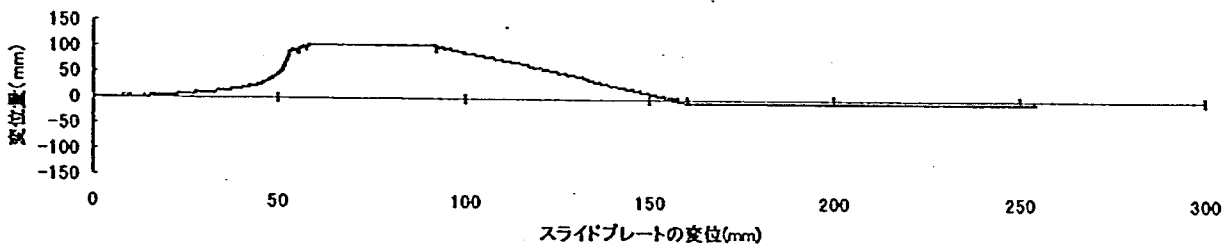
アンカーボルト(PC4)張力とスライドプレート変位との関係



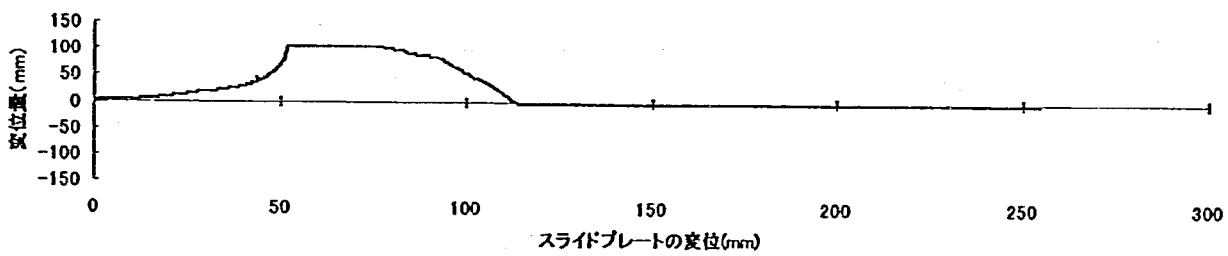
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



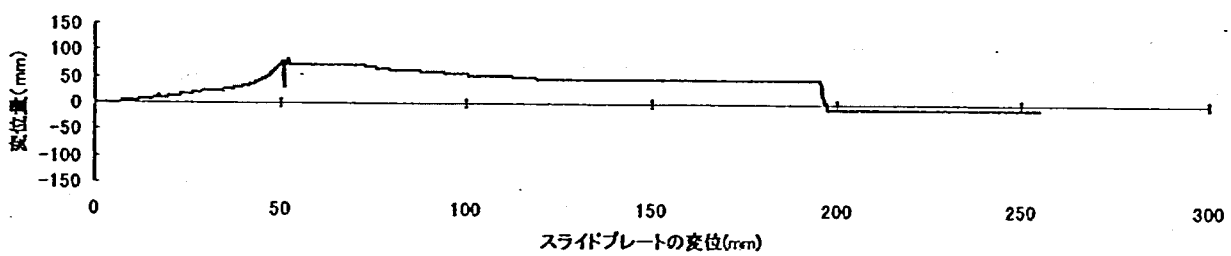
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



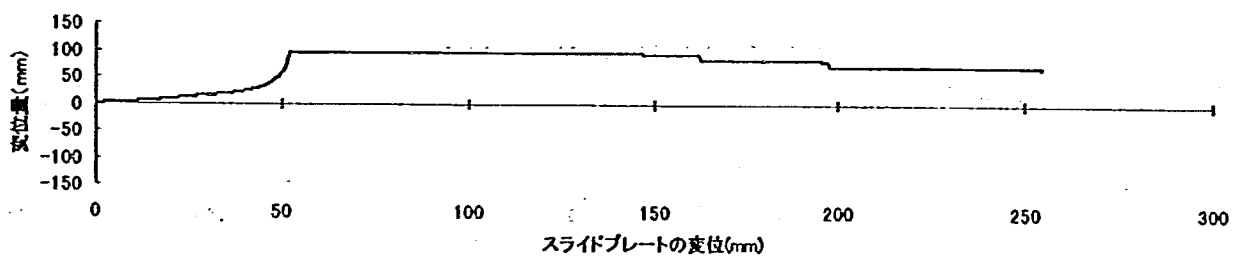
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



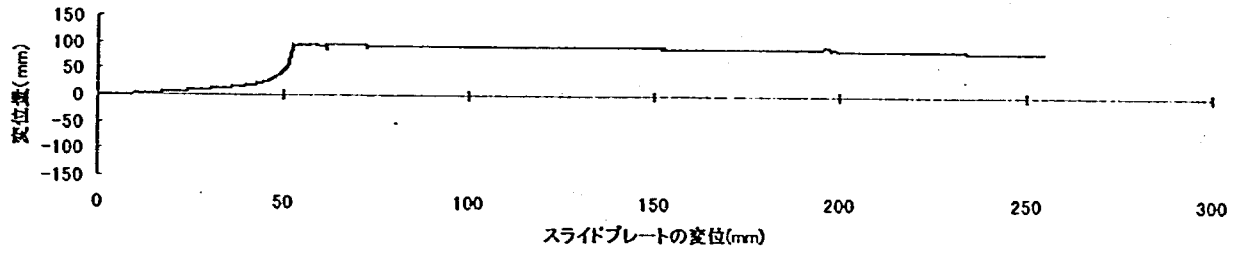
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



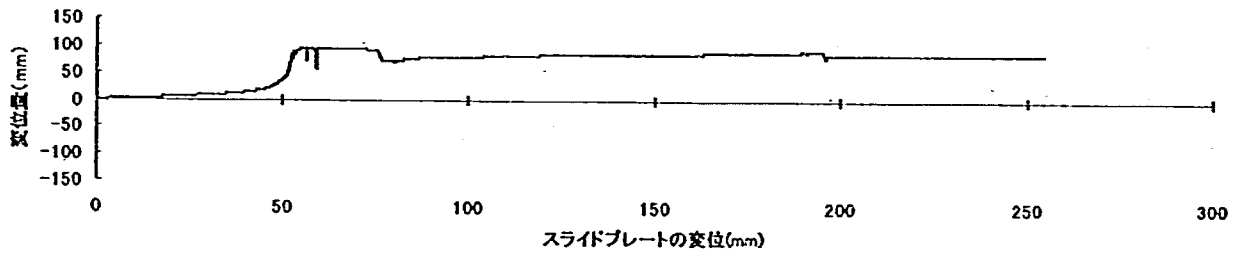
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



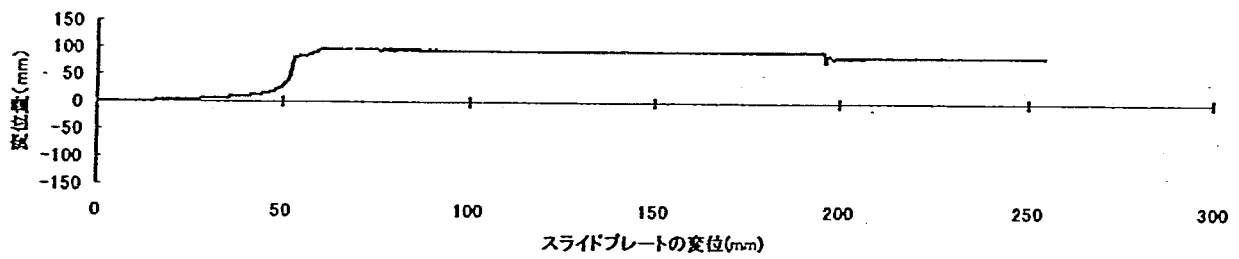
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



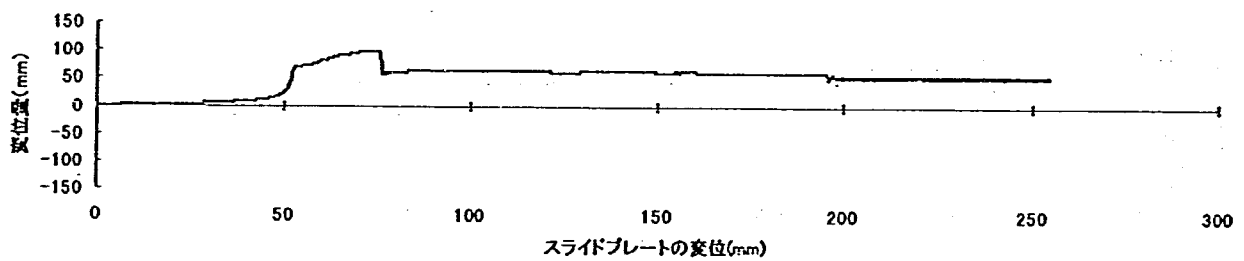
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



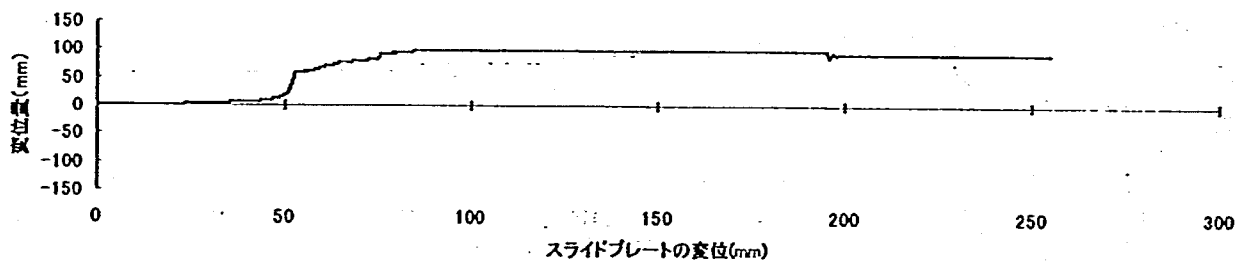
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



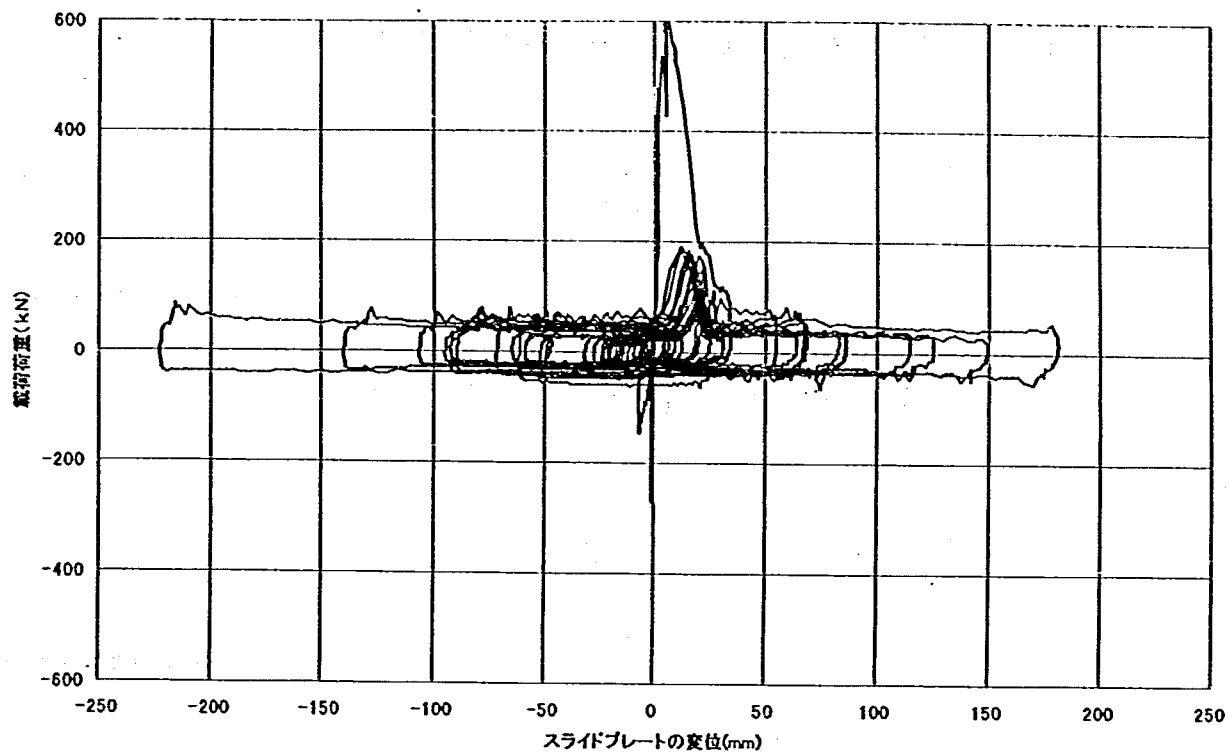
アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係

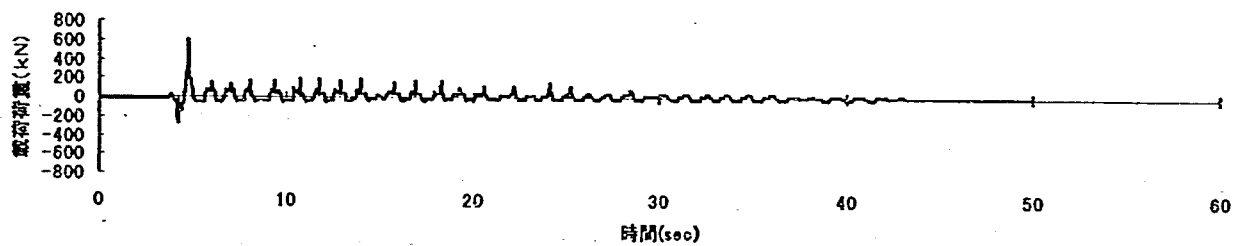


CASE-16

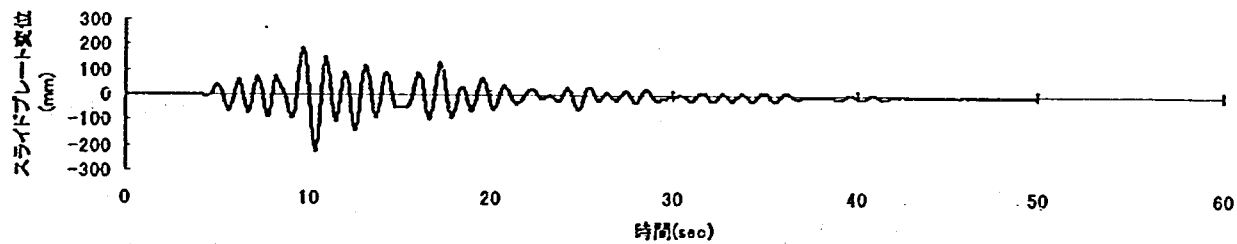


載荷荷重とスライドプレート変位との関係

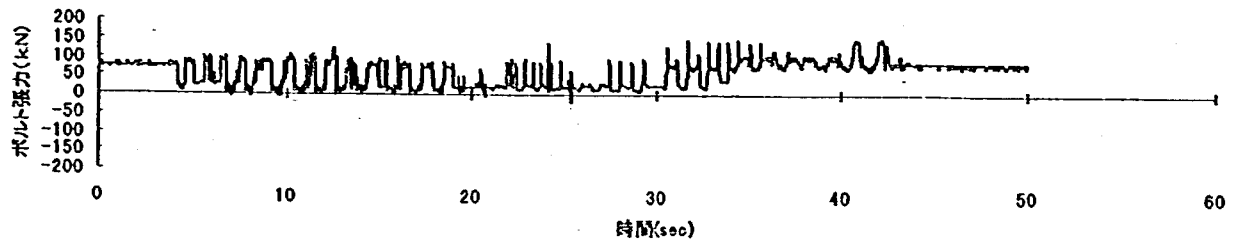
載荷荷重の時刻歴波形



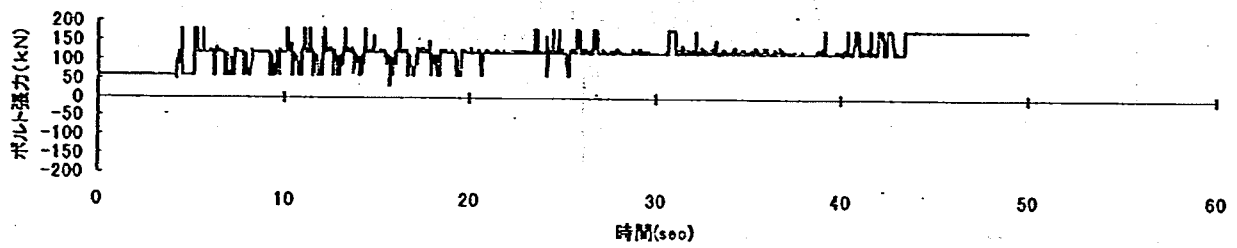
スライドプレート変位の時刻歴波形



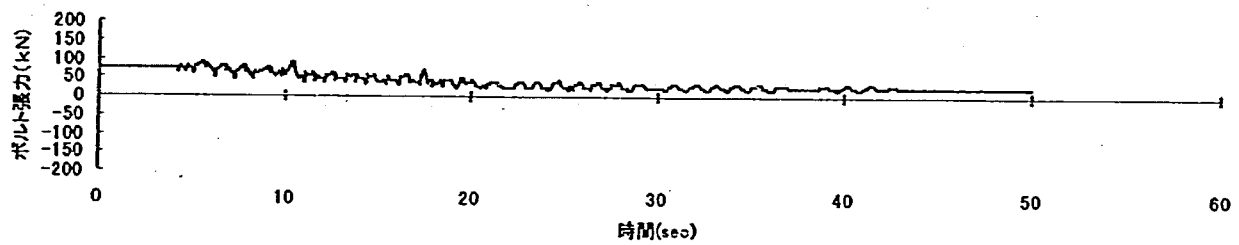
アンカーボルト(PC1)強力の時刻歴波形



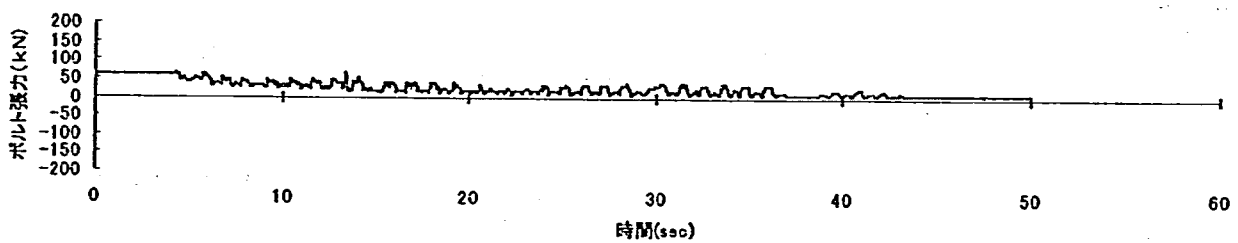
アンカーボルト(PC2)強力の時刻歴波形



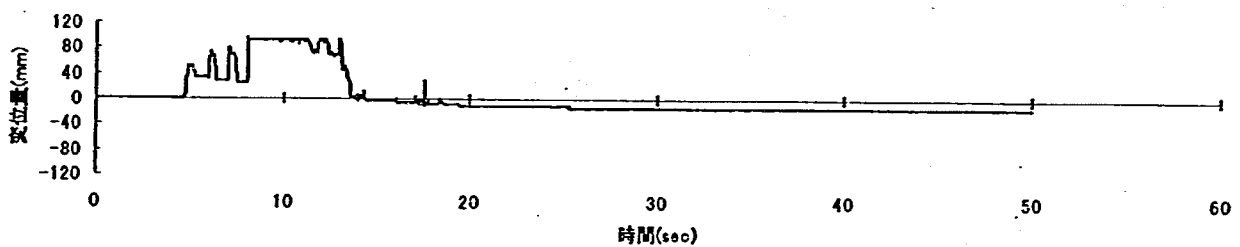
アンカーボルト(PC3)強力の時刻歴波形



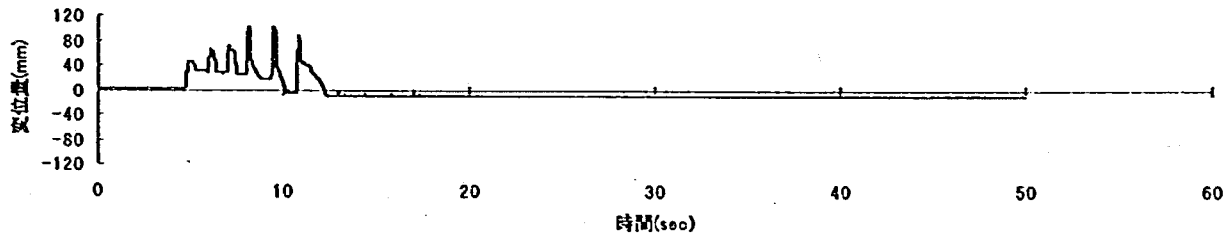
アンカーボルト(PC4)強力の時刻歴波形



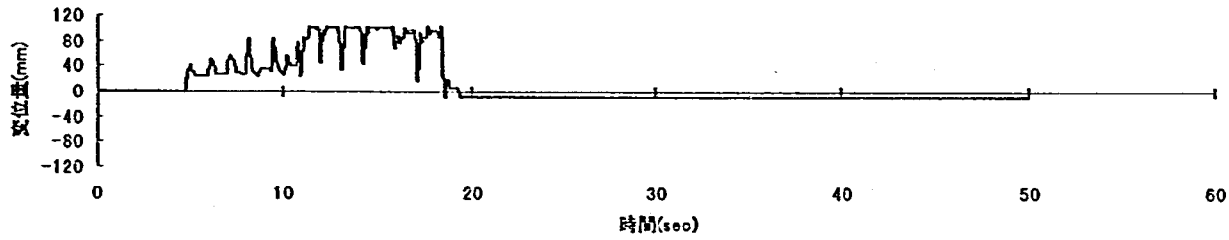
アスファルト舗装(B1)の時刻歴波形



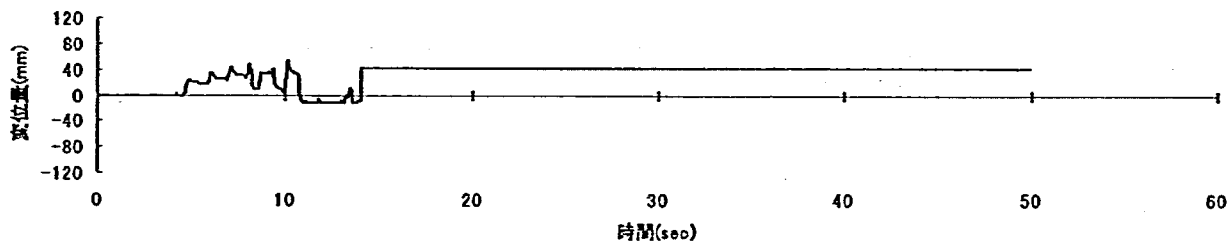
アスファルト舗装(B2)の時刻歴波形



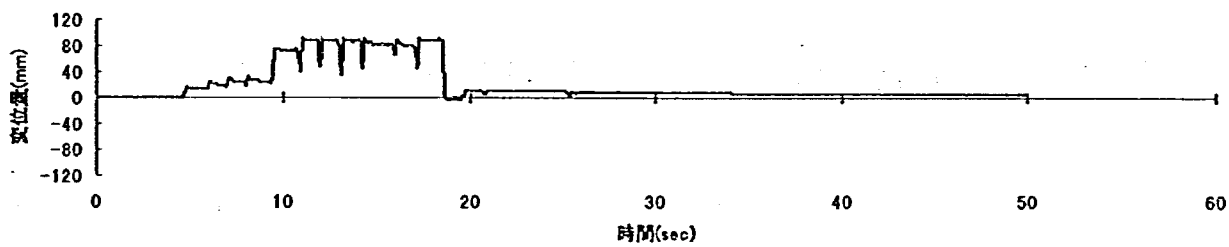
アスファルト舗装(B3)の時刻歴波形



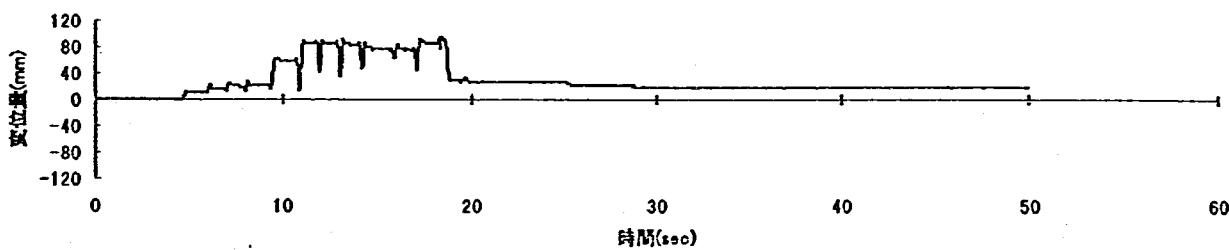
アスファルト舗装(B4)の時刻歴波形



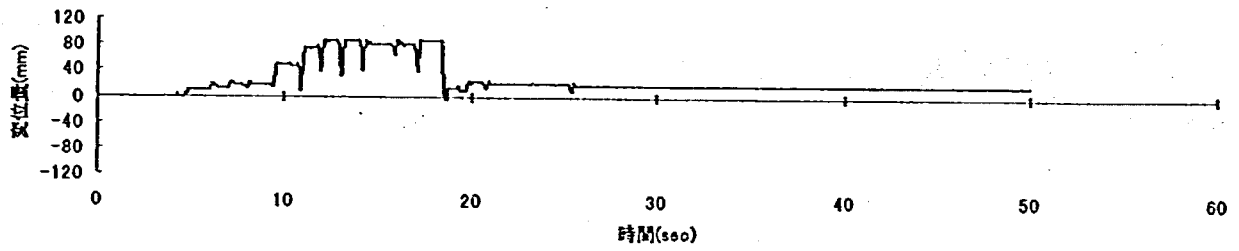
アスファルト舗装(B5)の時刻歴波形



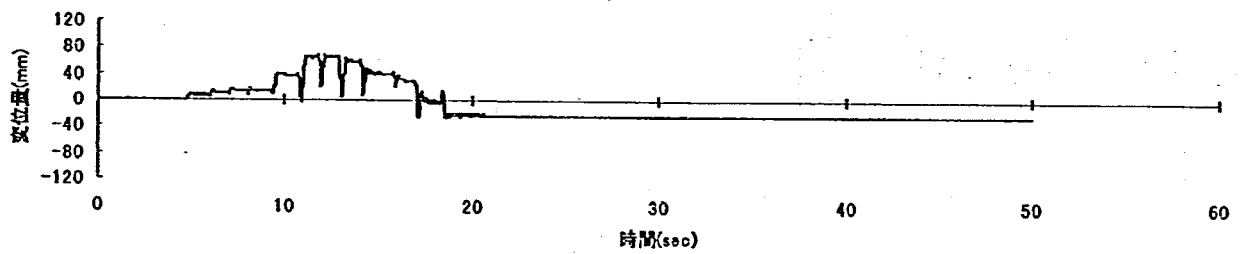
アスファルト舗装(B6)の時刻歴波形



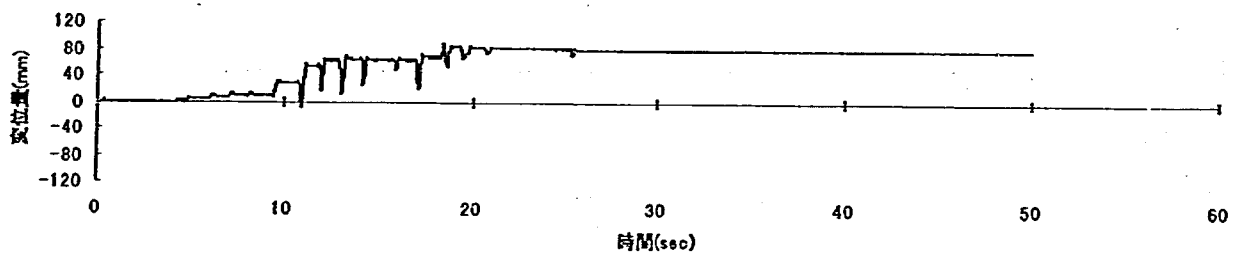
アスファルト舗装(B7)の時刻歴波形



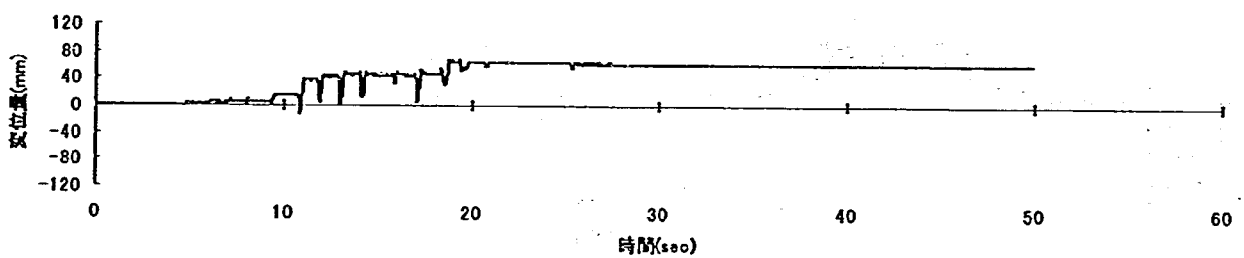
アスファルト舗装(B8)の時刻歴波形



アスファルト舗装(B9)の時刻歴波形

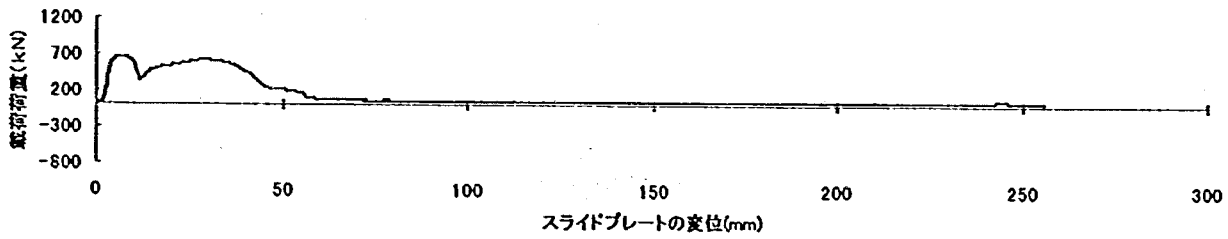


アスファルト舗装(B10)の時刻歴波形

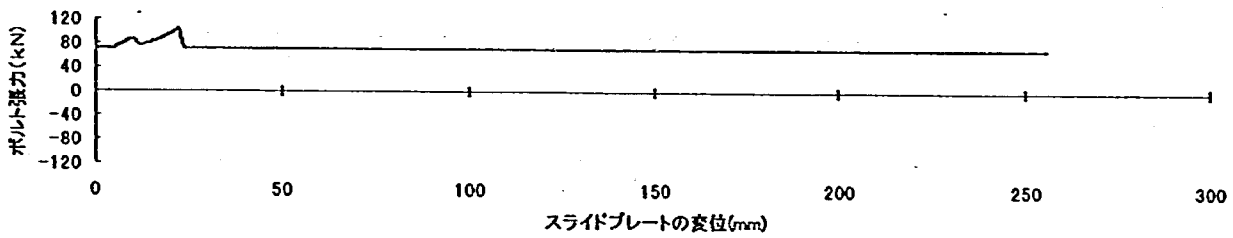


CASE-17

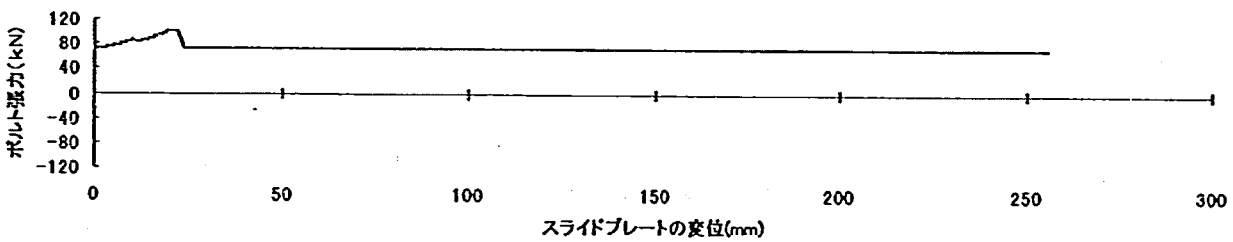
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



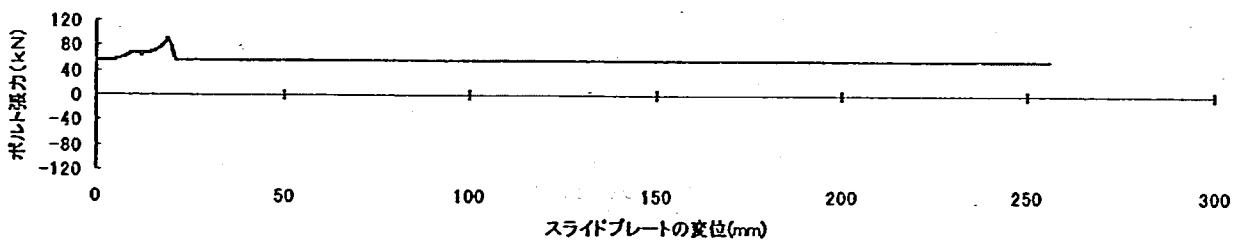
アンカーボルト(PC1)強力とスライドプレート変位との関係



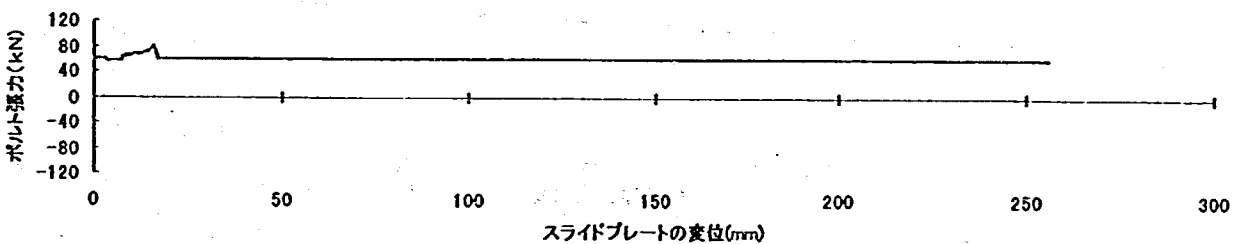
アンカーボルト(PC2)強力とスライドプレート変位との関係



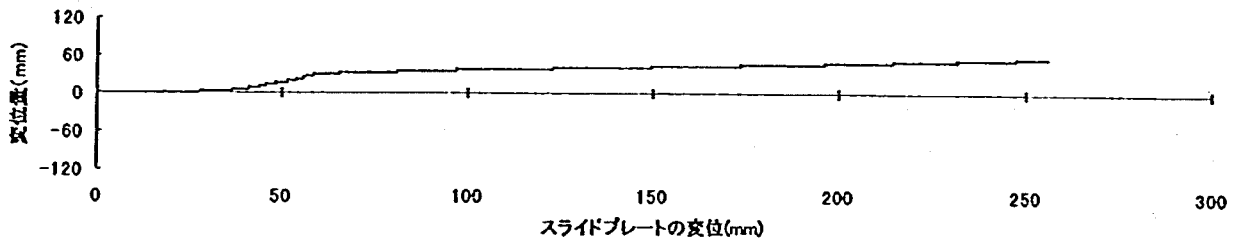
アンカーボルト(PC3)強力とスライドプレート変位との関係



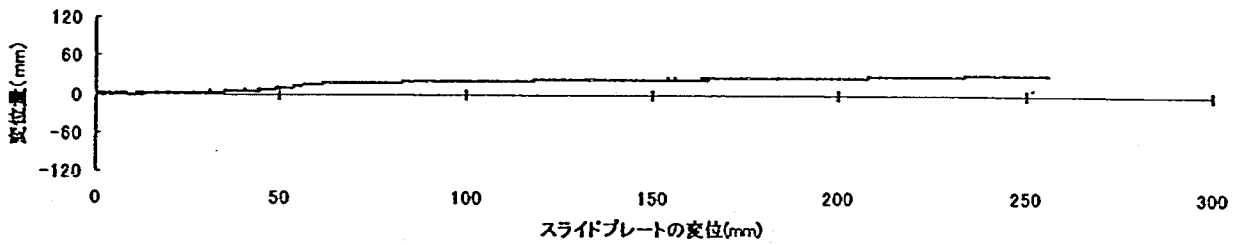
アンカーボルト(PC4)強力とスライドプレート変位との関係



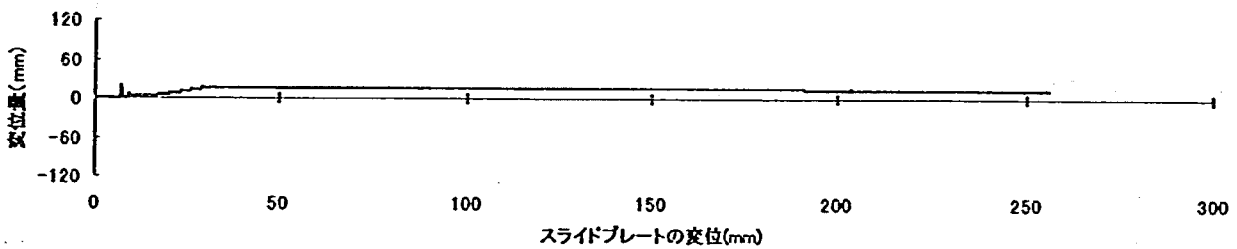
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



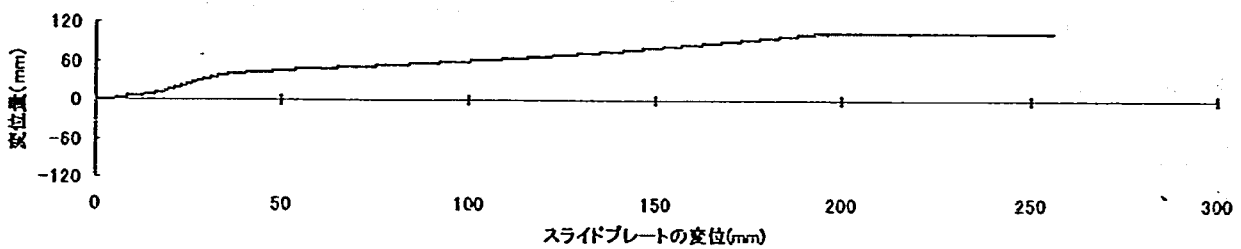
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



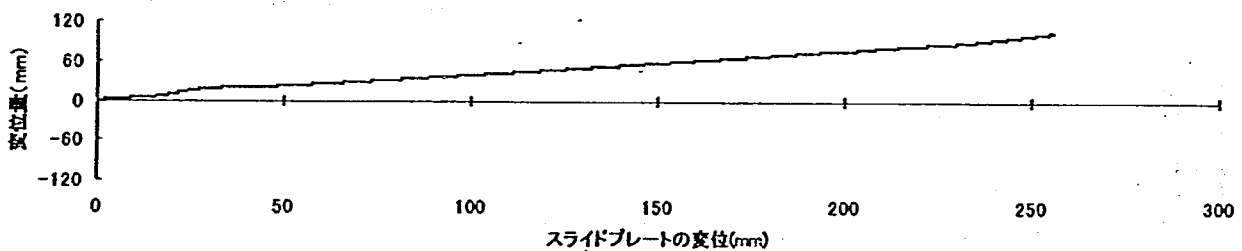
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



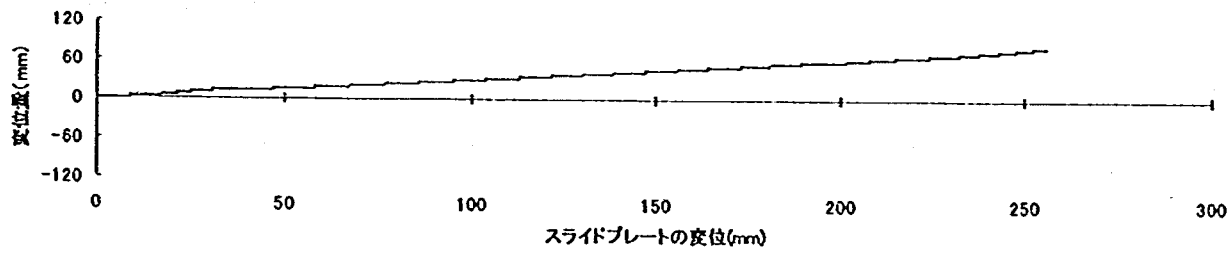
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



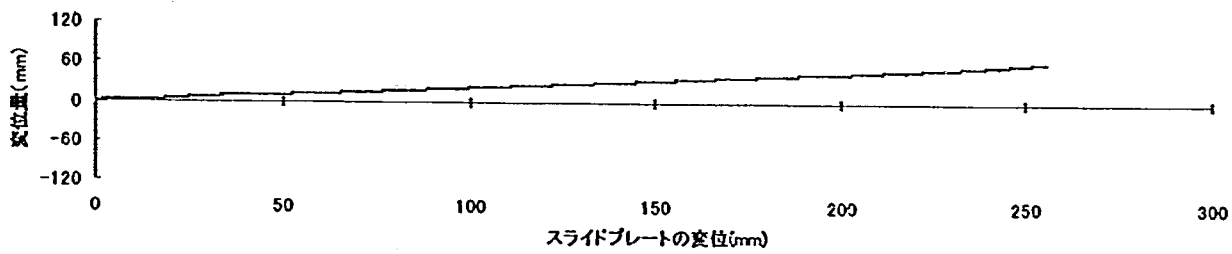
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



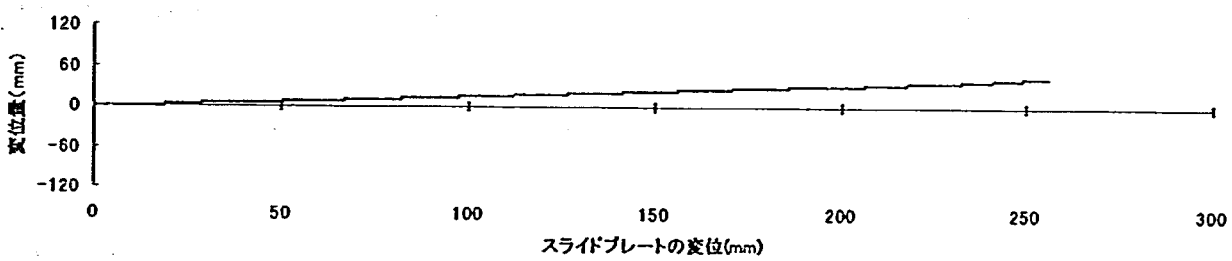
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



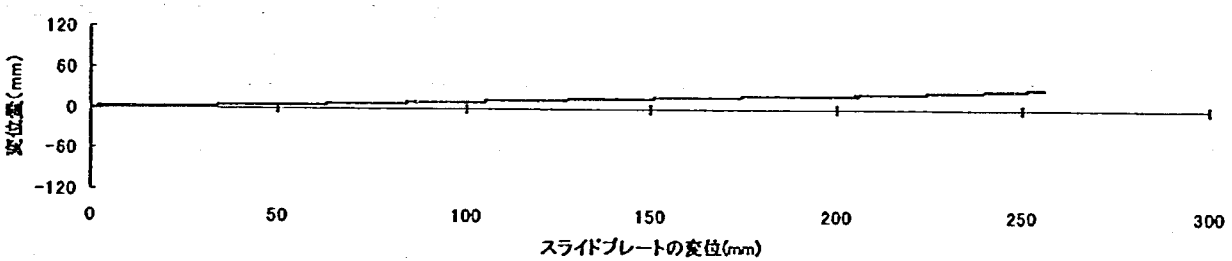
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



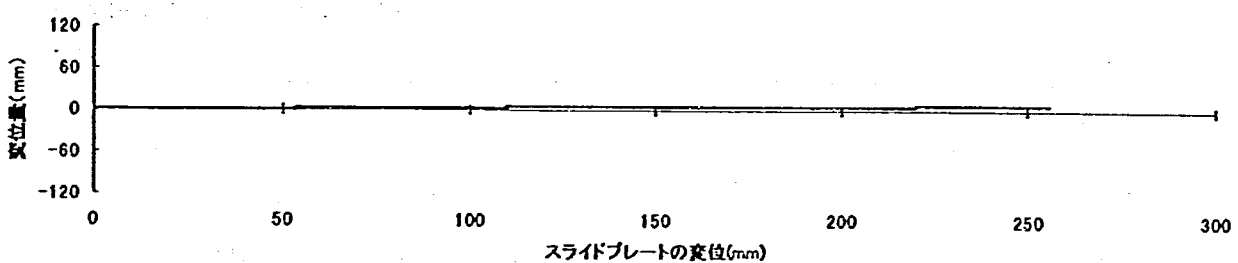
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係

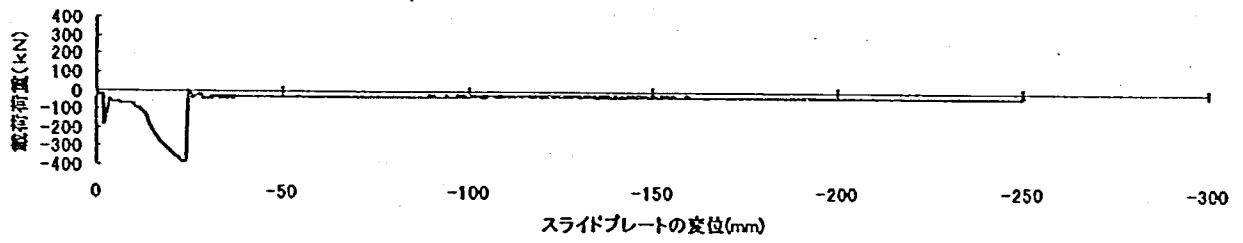


アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係

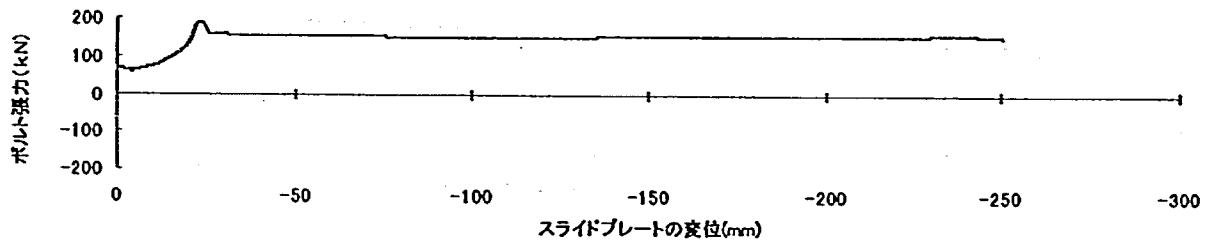


CASE-18

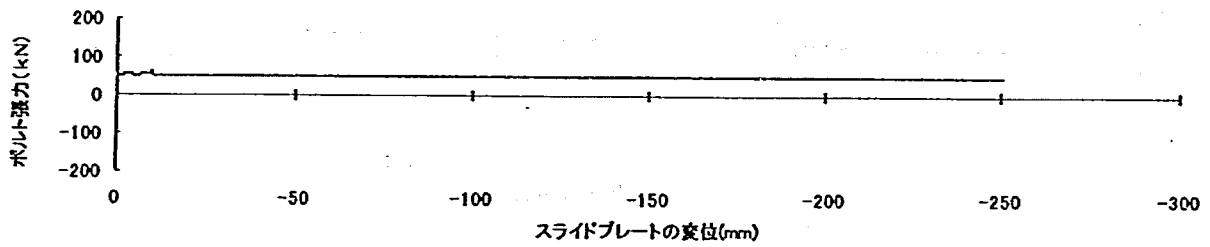
載荷荷重とスライドプレート変位との関係



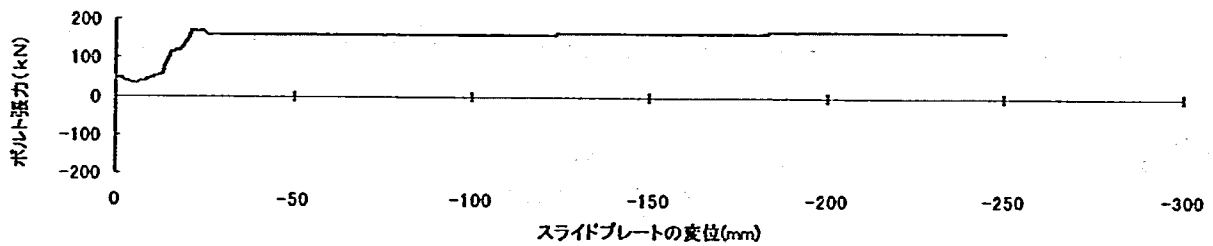
アンカーボルト(PC1)強さとスライドプレート変位との関係



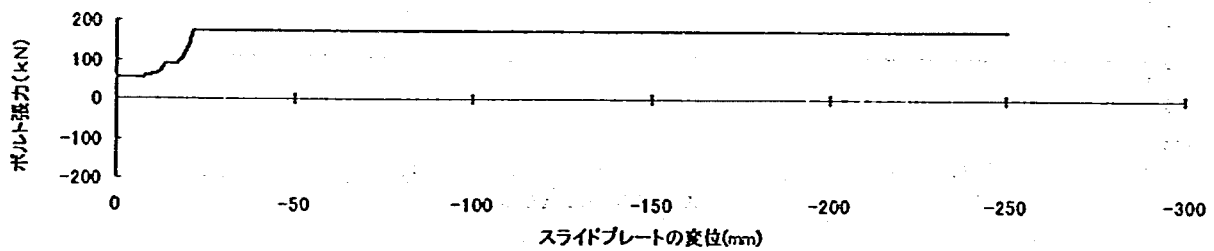
アンカーボルト(PC2)強さとスライドプレート変位との関係



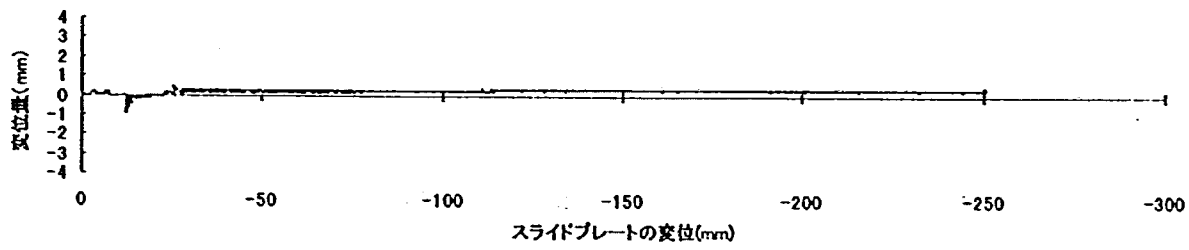
アンカーボルト(PC3)強さとスライドプレート変位との関係



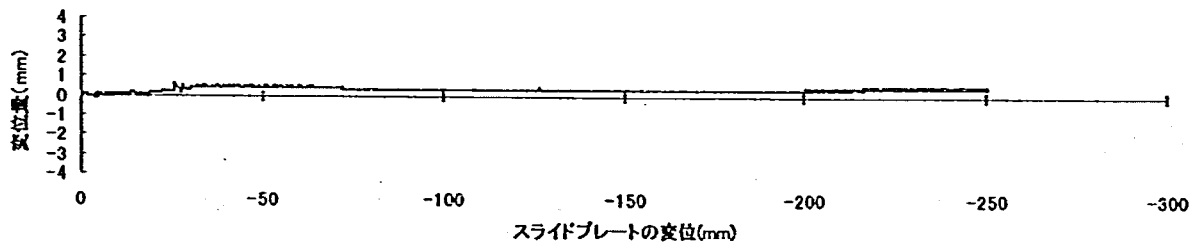
アンカーボルト(PC4)強さとスライドプレート変位との関係



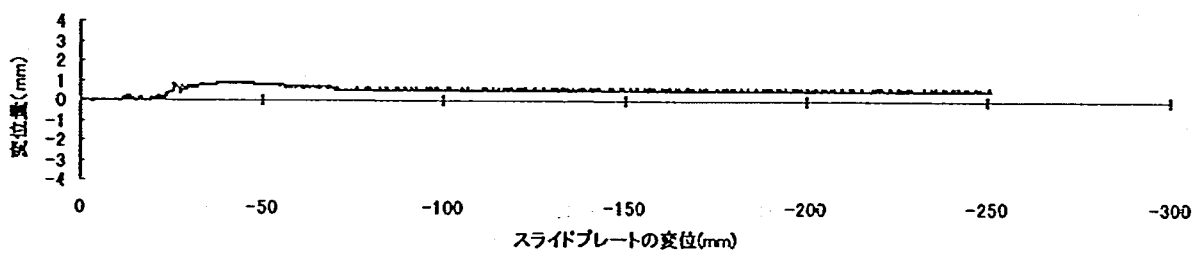
アスファルト舗装(B1)とスライドプレート変位との関係



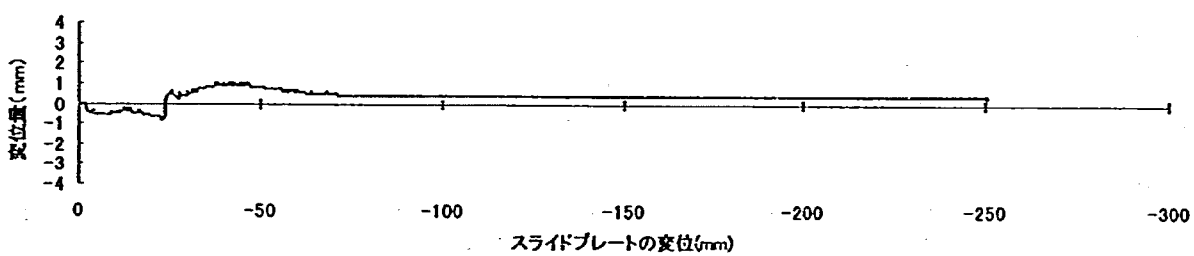
アスファルト舗装(B2)とスライドプレート変位との関係



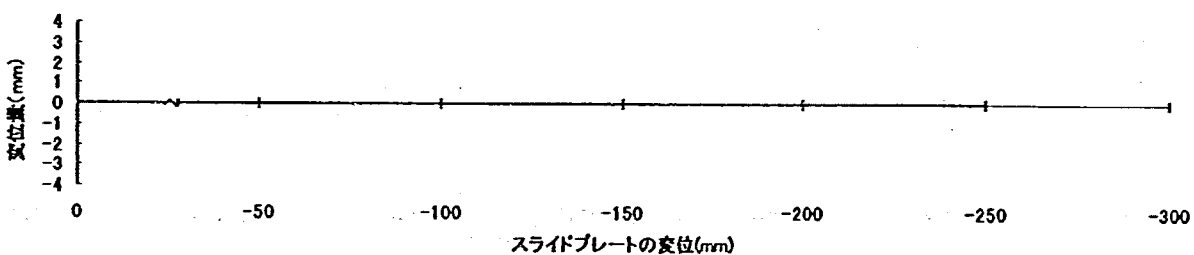
アスファルト舗装(B3)とスライドプレート変位との関係



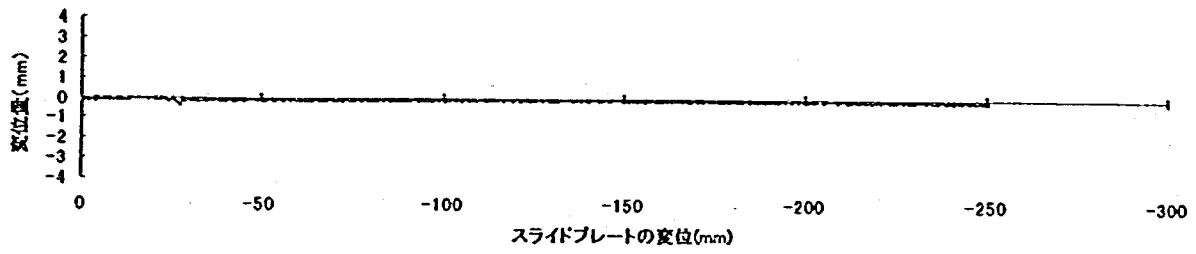
アスファルト舗装(B4)とスライドプレート変位との関係



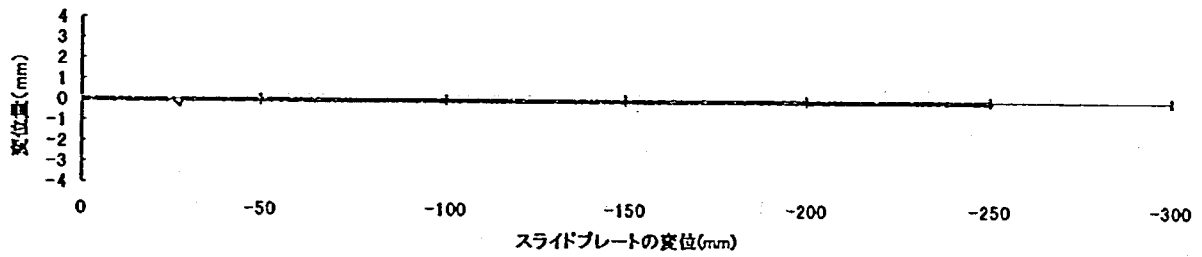
アスファルト舗装(B5)とスライドプレート変位との関係



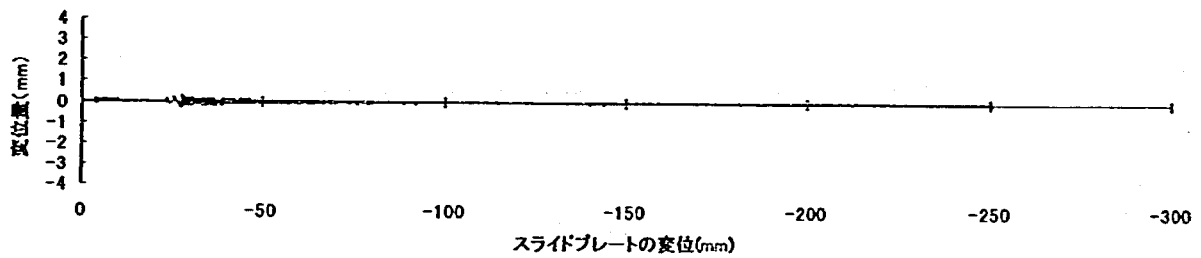
アスファルト舗装(B6)とスライドプレート変位との関係



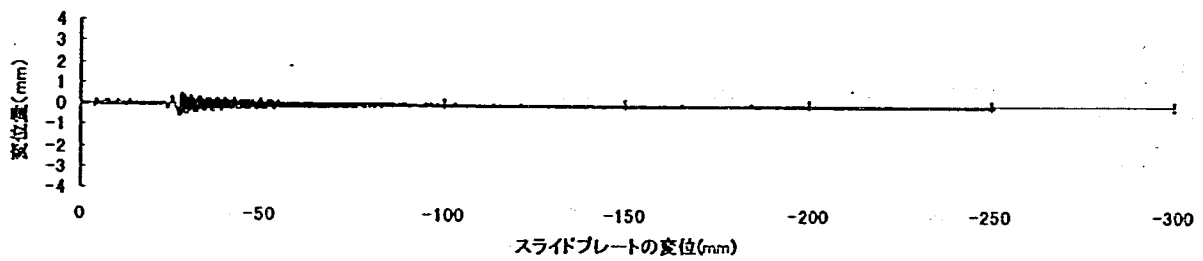
アスファルト舗装(B7)とスライドプレート変位との関係



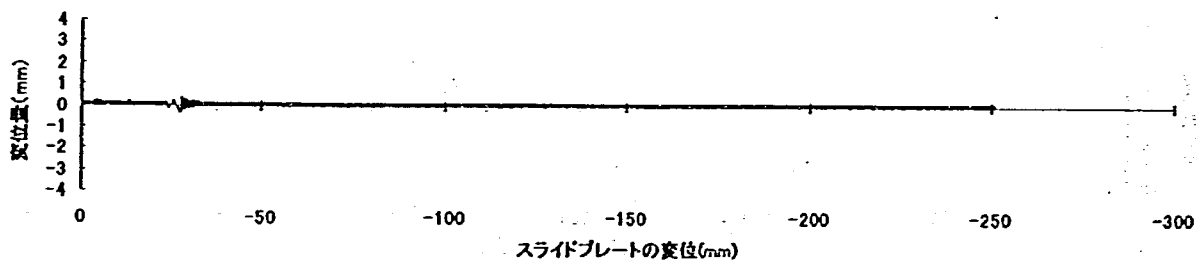
アスファルト舗装(B8)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B9)とスライドプレート変位との関係



アスファルト舗装(B10)とスライドプレート変位との関係



免震橋梁の変位吸収システムの開発
に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3576号
平成11年3月(1999)
耐震技術研究センター・耐震研究室
運上茂樹・近藤益央・大住道生

要 旨

兵庫県南部地震により道路橋も甚大な被害を受けたことから、平成8年に改定された道路橋示方書では、免震設計の採用が望ましいことが示された。地震エネルギーを支承の変形により吸収する免震橋梁では、桁の地震応答変位が大きくなり、桁の変位が30cmを超えるような場合も生じ得る。このような橋梁においては、30cmを超えるような移動量を有する伸縮装置を使用することが必要となるが、一般に大変位を吸収可能な伸縮装置は高価となる。このため、簡易な構造で、耐久性、保守管理、経済性に優れた変位吸収システムの開発が求められた。

本研究では、常時及び中規模地震時には、従来の伸縮装置により変位を吸収し、大規模地震時には装置全体がアスファルト舗装内に貫入することにより必要な遊間を確保する大変位吸収システムを開発した。本資料は、開発した大変位吸収システムの実用化に向けて実施した実験的検討及び解析的検討結果についてまとめたものである。

なお、本研究は建設省近畿地方建設局からの委託により実施した「免震橋のノックオフ構造の実用化実験」の成果の一部である。

キーワード：免震橋梁、伸縮装置、大変位吸収システム、動的載荷実験、動的応答解析

○

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい。

3 0 5 0 8 0 4

建設省土木研究所

耐震技術研究センター・耐震研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第3576号 部
免震橋梁の変位吸収システムの開発に関する研究

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3576号

○