構造物の耐久性向上と性能評価方法に関する研究

萩原良二[1)]、大下武志[2)]、石原雅規[3)]、中島伸一郎[4)]、田村敬一[5)]、杉田秀樹[6)]
岡村未対[7)]、高橋章浩[8)]、小林 寛[9)]、谷本俊輔[10)]、運上茂樹[11)]、星隈順一[12)]
西田秀明[13)]、塩島亮彦[14)]、吉田 武[15)]、伊藤正秀[16)]、久保和幸[17)]、藪 雅行[18)]
坂本康文[19)]、寺田 剛[20)]、谷口 聡[21)]真下英人[22)]、砂金伸治[23)]、日下 敦[24)]
福井次郎[25)]、村越 潤[26)]、麓 興一郎[27)]、長屋優子[28)]、稲垣由紀子[29)]
中谷昌一[30)]、白戸真大[31)]、野々村佳哲[32)]

Research on Improving the Durability of Structures and Evaluating Their Performance

Ryouji HAGIWARA, Takeshi OHSHITA, Masanori ISHIHARA, Shin-ichiro NAKAJIMA,
Kiichi TAMURA, Hideki SUGITA, Mitu OKAMURA, Akihiro TAKAHASHI,
Hiroshi KOBAYASHI, Syunsuke TANIMOTO, Shigeki UNJOH, Jun-ichi HOSHIKUMA,
Hideaki NISHIDA, Akihiko SHIOJIMA, Takeshi YOSHIDA, Masahide ITOH, Kazuyuki KUBO,
Masayuki YABU, Takafumi SAKAMOTO, Masaru TERADA, Satoru TANIGUCHI,
Hideto MASHIMO, Nobuharu ISAGO, Atsushi KUSAKA,
Jiro FUKUI, Jun MURAKOSHI, Kouichiro FUMOTO, Yuuko NAGAYA, Yukiko INAGAKI,
Syouichi NAKATANI, Masahiro SHIRATO, Yoshinori NONOMURA

要旨

近年の少子高齢化や、社会資本ストックの老朽化等に伴う維持更新費の増加により、新規の社会資本に対する投資余力が減少しており、より効率的な社会資本整備が求められている。このため、本重点プロジェクト研究では、構造物のライフサイクルコストを低減させるための耐久性向上技術の開発を行った。また、新技術の開発・活用を容易にする性能規定化を促進するための構造物の性能評価技術の開発を行った。

対象とした構造物は舗装、トンネル、橋梁、路床であり、舗装については疲労破壊抵抗性・供用性の評価方法とこれらの性能に優れた舗装構造、トンネルについては覆工の耐久性向上のためのSFRC（鋼繊維補強コンクリート）の適用と力学的理論に基づいた覆工設計法の提案を行っている。橋梁については、耐震に関する性能評価方法として解析による方法と実験による方法、鋼少数主桁橋の耐風に関する性能評価方法、大型車走行による振動応答に関する性能評価方法とジョイント部における振動対策工法の提案を行っている。また、路床については性能規定方法と施工・品質管理方法の提案を行っている。

キーワード：舗装、トンネル覆工、橋梁、路床、耐久性、性能評価技術

Synopsis

Infrastructure should be more efficiently constructed to cope with the decreasing funds available for new infrastructures because of the falling birthrate and increase in maintenance of infrastructures. In the research project, technologies were developed to upgrade the durability of infrastructures to reduce the life-cycle costs. Evaluation methods of the performances of structures were also developed to promote creative technological innovation by facilitating the development and application of new

technologies while adopting performance based standards.
Evaluation methods of fatigue-failure resistance and performance of pavement were developed, and long-life pavement structures were proposed. Application of steel-fiber reinforced concrete to tunnel lining and design method for tunnel lining using numerical analysis were also proposed. As for bridges, analytical and experimental methods for seismic performance evaluation, aerodynamic stability evaluation method for steel bridges with fewer girders, estimation method of traffic-induced vibration, and countermeasures to reduce the vibration at expansion joints were developed. Performance evaluation and quality control methods for subgrade were also developed.

Key Words: pavement, tunnel lining, bridge, subgrade, durability, performance evaluation method

１）　道路技術研究グループ長
２）　技術推進本部施工技術チーム 主席研究員
３）　元技術推進本部施工技術チーム 研究員
４）　元技術推進本部施工技術チーム 研究員
５）　前耐震研究グループ振動チーム 上席研究員
６）　耐震研究グループ振動チーム 上席研究員
７）　前耐震研究グループ振動チーム 主任研究員
８）　耐震研究グループ振動チーム 主任研究員
９）　元耐震研究グループ振動チーム 研究員
１０）　耐震研究グループ振動チーム 研究員
１１）　耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員
１２）　元耐震研究グループ耐震チーム 主任研究員
１３）　耐震研究グループ耐震チーム 主任研究員
１４）　元耐震研究グループ耐震チーム 研究員
１５）　道路技術研究グループ 上席研究員
１６）　前道路技術研究グループ舗装チーム 上席研究員
１７）　道路技術研究グループ舗装チーム 上席研究員
１８）　道路技術研究グループ舗装チーム 総括主任研究員
１９）　元道路技術研究グループ舗装チーム 主任研究員
２０）　道路技術研究グループ舗装チーム 主任研究員
２１）　元道路技術研究グループ舗装チーム 主任研究員
２２）　道路技術研究グループトンネルチーム 上席研究員
２３）　元道路技術研究グループトンネルチーム 主任研究員
２４）　道路技術研究グループトンネルチーム 研究員
２５）　構造物研究グループ長
２６）　構造物研究グループ橋梁チーム 上席研究員
２７）　前構造物研究グループ橋梁チーム 主任研究員
２８）　構造物研究グループ橋梁チーム 研究員
２９）　前構造物研究グループ橋梁チーム 研究員
３０）　構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員
３１）　構造物研究グループ基礎チーム 主任研究員
３２）　構造物研究グループ基礎チーム 研究員

構造物の耐久性向上と性能評価方法に関する研究

目　　次

１．序論…… 1

２．舗装の長寿命化に関する研究…… 1
２．１　研究目的 …… 1
２．２　研究方法 …… 1
２．３　研究結果 …… 2
２．４　まとめ …… 5

３．トンネル履工の設計合理化に関する試験調査…… 5
３．１　研究目的 …… 5
３．２　温度・乾燥収縮に起因するひび割れに対する SFRC の抑制効果 …… 5
３．３　覆工材料が覆工の耐荷力に及ぼす効果 …… 6
３．４　力学的理論に基づいた覆工設計法 …… 7
３．５　まとめ …… 9

４．信頼性を考慮した橋梁全体系の地震時限界状態設計法に関する試験調査…… 9
４．１　研究目的 …… 9
４．２　橋梁全体系の耐震信頼性評価と部分係数および耐力階層化係数の設定 …… 9
４．３　ＲＣ橋脚－支承・上部構造系の耐震信頼性評価と耐力階層化係数の試算結果 …… 12
４．４　まとめ …… 13

５．液状化地盤の変形に基づく橋梁基礎の耐震設計法に関する試験調査…… 13
５．１　研究目的 …… 13
５．２　入力外力の組み合わせ …… 13
５．３　各種パラメータの応答計算に与える感度 …… 15
５．４　まとめ …… 16

６．上下部構造の連成を考慮した耐震性能の実験的検証に関する研究…… 17
６．１　研究目的 …… 17
６．２　地盤の液状化を考慮したハイブリッド振動実験 …… 17
６．３　まとめ …… 20

７．橋の動的解析に用いるための基礎のモデル化に関する試験調査…… 20
７．１　研究目的 …… 20
７．２　研究の構成と成果概要 …… 21
７．３　新しい p-y 履歴則 …… 23
７．４　まとめ …… 24

８．橋梁の耐風安定性評価手法の開発に関する調査…… 24
８．１　研究目的 …… 24
８．２　耐風性の推定式の概要 …… 24
８．３　推定式提案に当たっての実験的検討 …… 25
８．４　推定式の適用性に関する検討 …… 28
８．５　まとめ …… 29

９．土木造構造物の耐震性能評価方法に関する国際共同研究（１）…… 29
９．１　研究目的 …… 29
９．２　正負交番載荷実験による耐震性能評価手法 …… 30
９．３　振動台実験による耐震性能評価手法 …… 31
９．４　橋の耐震性能の評価に用いる実験手法に関するガイドライン（案)…… 32
９．５　国際間の耐震性能の評価比較 …… 32
９．６　まとめ …… 32

１０．土木造構造物の耐震性能評価方法に関する国際共同研究（２）…… 33
１０．１　研究目的 …… 33
１０．２　杭の支持力推定式作成方法の標準化 …… 33
１０．３　まとめ …… 35

１１．走行車両による橋梁振動の抑制手法に関する試験調査…… 36
１１．１　研究目的 …… 36
１１．２　大型車走行による橋梁の振動応答特性の検討 …… 36
１１．３　ジョイント部における振動対策工法の検討 …… 38
１１．４　まとめ …… 40

１２．舗装の耐久性を考慮した路床の性能規定に関する調査（１）…… 40
１２．１　研究目的 …… 40
１２．２　研究方法 …… 40
１２．３　研究結果 …… 41
１２．４　まとめ …… 43

１３．舗装の耐久性を考慮した路床の性能規定に関する調査（２）…… 44
１３．１　研究目的 …… 44
１３．２　路床の要求性能と現場試験法 …… 44
１３．３　室内模擬路床による現場試験法の比較 …… 44
１３．４　試験舗装による検討 …… 46
１３．５　まとめ …… 47

１４．結論…… 47

１．序論

近年の少子高齢化や、社会資本ストックの老朽化等に伴う維持更新費の増加により、新規の社会資本に対する投資余力が減少している。このため、より効率的な社会資本整備が求められており、構造物の耐久性向上による長寿命化や、新技術の開発・活用を容易にする性能規定化を促進させる必要がある。そこで、本重点プロジェクト研究では、構造物の耐久性向上技術、および設計・施工の性能規定化に対応した性能評価技術に関して、以下の研究を行った。

①　舗装の長寿命化に関する研究
②　トンネル履工の設計合理化に関する試験調査
③　信頼性を考慮した橋梁全体系の地震時限界状態設計法に関する試験調査
④　液状化地盤の変形に基づく橋梁基礎の耐震設計法に関する試験調査
⑤　上下部構造の連成を考慮した耐震性能の実験的検証に関する研究
⑥　橋の動的解析に用いるための基礎のモデル化に関する試験調査
⑦　橋梁の耐風安定性評価手法の開発に関する調査
⑧　土木構造物の耐震性能評価方法に関する国際共同研究
⑨　走行車両による橋梁振動の抑制手法に関する試験調査
⑩　舗装の耐久性を考慮した路床の性能規定に関する調査

①の研究では、舗装の疲労破壊抵抗性・供用性の評価方法とこれらの性能に優れた舗装構造、②の研究では、トンネル覆工の耐久性向上のためのSFRC（鋼繊維補強コンクリート）の適用と力学的理論に基づいた覆工設計法の検討を行っている。③、④、⑤、⑥、⑧の研究では、橋梁の耐震に関する性能評価方法に関して、解析による方法と実験による方法の検討を行っている。⑦の研究では、橋梁（鋼少数主桁橋）の耐風に関する性能評価方法、⑨の研究では、橋梁の大型車走行による振動応答に関する性能評価方法とジョイント部における振動対策工法の検討を行っている。また、⑩の研究では、路床の性能規定方法と施工・品質管理方法の検討を行っている。

２．舗装の長寿命化に関する研究

2.1 研究目的

資源の有効利用および工事に伴う交通渋滞の緩和などの観点から、長寿命化と道路舗装のより一層の効率的な管理が求められている。舗装の長寿命化のためには、舗装構造の耐久性と路面の性能の持続性に関するそれぞれの評価方法および向上のための技術を開発する必要がある。また、ライフサイクルコスト（以下、LCCという）や管理目標を考慮して舗装の維持管理の最適化を図ることも必要である。

そこで、本研究では、

1)　舗装の疲労破壊抵抗性の評価方法の提案
2)　舗装の供用性の評価方法の提案
3)　供用性データに基づくLCC評価方法の提案
4)　疲労破壊抵抗性と路面の性能の持続性に優れた舗装構造の提案

を目的として、これらの目的を達成するために、新基準調査、車両重量調査、長寿命化舗装の試験舗装調査等、各種試験舗装に係る調査結果の分析を行った。

2.2 研究方法

(1) 舗装の疲労破壊抵抗性の評価方法の検討

舗装の疲労破壊抵抗性は、舗装にひび割れが発生するまでの許容輪数、すなわち疲労破壊輪数として表される。平成13年7月に通達された「舗装の構造に関する技術基準」（以下、技術基準という）において、舗装が設計された期間に満たすべき疲労破壊輪数の基準値が定められたが、現場の舗装に対して疲労破壊輪数を評価する具体的な方法については規定されておらず、当該指標に基づく性能規定発注ができないという問題も生じていた。

そこで、本検討では、舗装の設計時に疲労破壊輪数を照査するための破壊規準式の検討と、現地で直接疲労破壊輪数を評価する方法について検討を行った。

(2) 舗装の供用性の評価方法の検討

舗装の供用性は、路面性状の経時変化により判断され、最終的な維持修繕の決定は道路管理者の判断に委ねられている。

そこで本検討では、路面性状に基づく舗装の供用性評価法について検討するとともに、舗装の管理目標についても検討した。

(3) 供用性データに基づくLCC評価法の検討

土木研究所で LCC 算定マニュアル素案を作成し、道路局、地方整備局とともに素案に基づいた全国の国道事務所での試行を行うことで、LCC 算定方法に関する検討を行った。LCC の算定費用は、道路管理者費用（調査・計画費用、建設費用、維持費用、修繕・改築費用）、道路利用者費用（路面性状悪化による車両走行費用（損失費用）、工事規制・迂回による時間損失費用）、沿道および地域社会の費用（環境費用／便益（排水性舗装による効果等））とした。なお、災害時の応急処置等、突発的に発生する費用は対象としていない。

(4)疲労破壊抵抗性と路面の性能の持続性に優れた舗装構造の検討

長寿命化舗装は，構造的，機能的に舗装の耐久力を高め，従来の舗装よりも設計期間を長期にとることで，補修の頻度や LCC を軽減することを目的とした舗装である。

そこで本検討では，これまでの研究成果をもとに，長寿命化舗装として，等値換算厚さ（以下、T_Aという）を増大させた舗装ならびにコンポジット舗装に着目して検討を行った。

2.3 研究結果

2.3.1 舗装の疲労破壊抵抗性の評価方法の検討

(1) 疲労破壊輪数の検討

全国 81 箇所の直轄国道で実施した車両重量調査のデータ（H6～H12，n=389）を用いて，大型車交通量と 49kN 換算輪数の関係を調べた。実測された輪荷重から 49kN 換算輪荷重への換算には、車輪が舗装に与えるダメージが輪荷重の比の４乗に比例するという４乗則の考え方を用いた。結果を**図-2.1** に示す。

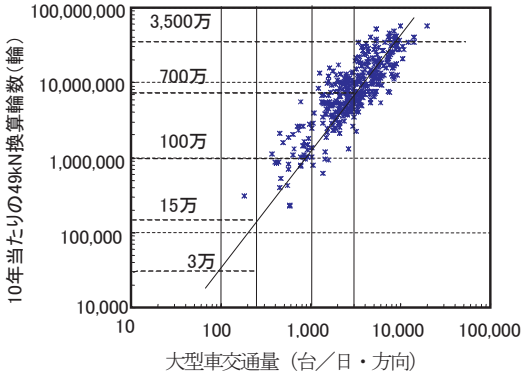


図-2.1　大型車交通量と 49kN 換算輪数との関係

大型車交通量と 49kN 換算輪数には**図-2.1** 中の実線のような関係があり、従前の各交通量区分の上限交通量において平均的な輪数（実線と各交通量の交点）を各交通量の代表的輪数、すなわち「疲労破壊輪数」とした。

(2) 舗装設計における破壊規準式の検討

経験的設計法で設計された舗装断面をベースに、いくつかの仮定の下で理論的な解析を行い、米国アスファルト協会の破壊規準式[1]（以下、AI 式という）を修正するといった手法で、我が国の経験に則した舗装の破壊規準を検討した。得られた破壊規準式は(2.1)式のとおりである。

$$N_{fa} = \beta_{a1} \times (C) \times \left(6.167 \times 10^{-5} \cdot \varepsilon_t^{-3.291\beta_{a2}} \cdot E^{-0.854\beta_{a3}}\right) \quad \cdots(2.1)$$

ここに、

N_{fa}：許容 49kN 輪数

C：アスファルト混合物の最下層に使用する混合物の容積特性に関するパラメータ

$C = 10^M$

$$M = 4.89 \times \left(\frac{VFA}{100} - 0.69\right)$$

VFA：飽和度（%）

ε_t：アスファルト混合物層下層の引張ひずみ（μ）

E：アスファルト混合物層の最下層に使用する混合物の弾性係数（MPa）

β_{a1}，β_{a2}，β_{a3}：我が国の経験に基づく AI 式に対する補正係数

(3) 現地での疲労破壊輪数評価法の検討

路面のたわみ量と形状による舗装構造評価の概念を**図-2.2** に示す。FWD（重錘落下式たわみ測定装置）では複数点のたわみを同時に測定することで、たわみ量と形状から舗装内部の状態を推定することができる。複数のたわみの中でも、舗装の健全度評価には、載荷板中心のたわみ量“D_0”が用いられる。

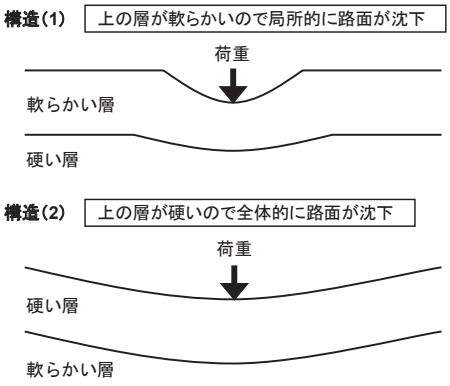


図-2.2　たわみ量と形状による舗装構造評価の概念

そこで、これまでに国土交通省が主体となって調査している、路面のたわみ量、路面の損傷度合い（ひび割れ

の程度）および交通量に関する経年データを解析することで、**図-2.3** のような流れで実測値に基づいた疲労破壊輪数の評価方法を検討した[2),3),4)]。

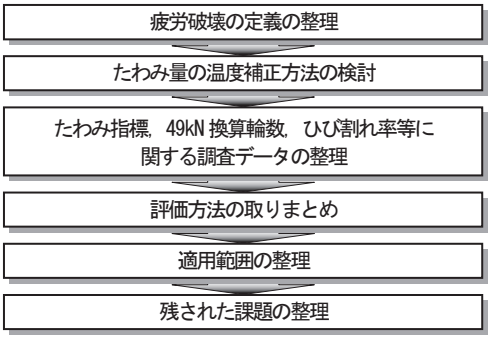


図-2.3　疲労破壊輪数評価法の検討の流れ

具体的には、ひび割れ率 20%を舗装の疲労破壊と定義し、施工直後のたわみ量（D_0）とひび割れ率が 20%を超えた時の累積 49kN 換算輪数の関係について整理した。検討結果を**図-2.4** に示す。

図にはひび割れ率 20%を超えた路線のデータをすべてプロットしているが、本検討では、疲労破壊によるひび割れはアスコン層下面から生じるものであることから、●で示したアスコン層表面からひび割れが生じている路線は除外している。図中の回帰式から(2.2)式が求められ、本式を用いることで、施工直後のたわみ量 D_0 から当該舗装の疲労破壊輪数の推定が可能となる。

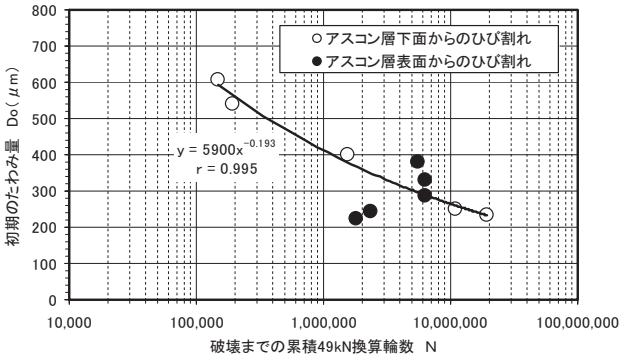


図-2.4　たわみ量 D_0 と累積 49kN 換算輪数の関係

$$N = \left(\frac{5900}{D_0}\right)^{5.18} \qquad \cdots(2.2)$$

ここに、N：疲労破壊輪数（49kN 換算輪数）

D_0：FWD 載荷板中心のたわみ量（μm）

2.3.2 舗装の供用性の評価方法の検討

(1) 路面性状に基づく供用性評価に関する検討

新基準調査データをもとにひび割れおよびわだち掘れに影響を及ぼす要因を単相関および変数増減法による重相関により分析し、路面性状と供用性の関係を調べた[5)]。得られた重相関式は、(2.3)式、(2.4)式であり、それぞれの重相関係数は、0.74、0.73 であった。当該式に取り込まれた要因の数値がわかれば、供用後の舗装のひび割れ率やわだち掘れ量が予測できることになる。

ひび割れ率（%）＝（0.41×劣化As軟化点）－（0.20×回収As針入度）＋（0.02×累積大型車交通量（万台））＋（0.07×FWDたわみD_0）－33.62　　･･･(2.3)

わだち掘れ量（mm）＝（0.0238×FWDたわみD_0）－（0.0484×上層路盤修正CBR）＋（0.0063×累積大型車交通量（万台））－（0.0014×DS）＋12.096　　･･･(2.4)

ここに、DS：ホイールトラッキング試験により得られるアスファルト混合物の動的安定度（回／mm）

(2) 舗装の管理目標に関する検討

ここでは、まず海外での管理目標の実態を調査[6),7)]し、次に我が国の補修実態と管理指標に関する調査を行うことで、舗装の管理目標に関する基本的概念を以下のように整理した。

① 舗装管理の視点を「ユーザーサービスの視点」（道路利用者、沿道住民）と「道路管理者の視点」に区分するとともに、ユーザーサービスについては「安全」、「円滑」、「快適」、「環境」の視点で細分し、管理指標との関係を整理した上で、適切な指標を設定する。

② 管理指標としては「すべり抵抗」、「わだち掘れ」、「平坦性」等が想定されるが、道路種別、地域区分等に応じて適切に選択する必要がある。

③ 管理上の目標値については、路面状態や舗装構造の健全度から設定する方法と、LCC の観点から設定する方法が考えられる。

2.3.3 供用性データに基づく LCC 評価方法の検討

LCC 算定マニュアル素案に基づき、**表-2.1** に示すような補修パターンを設定し、解析期間を 40 年として LCC を試算した[8),9)]。都市部の算出例を**図-2.5** に、地方部の算出例を**図-2.6** に示す。

いずれの算出結果においても、路面の劣化に伴う車両走行費用が LCC に占める割合は低く、地方部において顕著である。一方、工事渋滞に伴う道路利用者費用については、都市部での割合は高く地方部ではほとんど見られないが、維持・修繕費については、都市部での割合は低いが地方部では高くなっている。したがって、LCC 算定においては、供用による路面の劣化に伴う車両走行費

用が LCC に与える影響は小さいものと考えられる。

表-2.1　LCC 算定における補修パターン

No.	補修パターン
1	現況断面～（y_0年）～打換え～（y_a年）～打換え～（y_a年）～打換え
2	現況断面～（y_0年）～打換え～（y_{b1}年）～切削オーバーレイ～（y_{b2}年）～切削オーバーレイ～（y_{b3}年）～打換え
3	現況断面～（y_0年）～打換え～（y_{c1}年）～表面処理～（y_{c2}年）～切削オーバーレイ～（y_{c3}年）～打換え

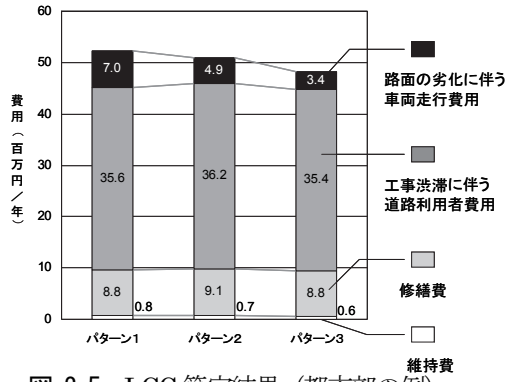


図-2.5　LCC 算定結果（都市部の例）

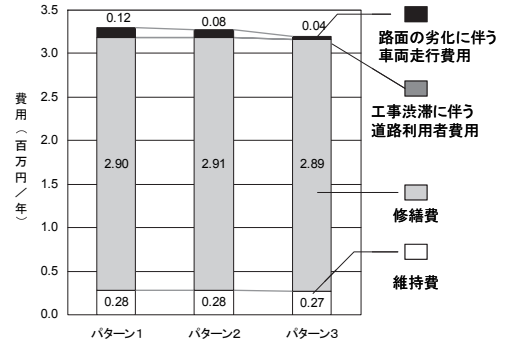
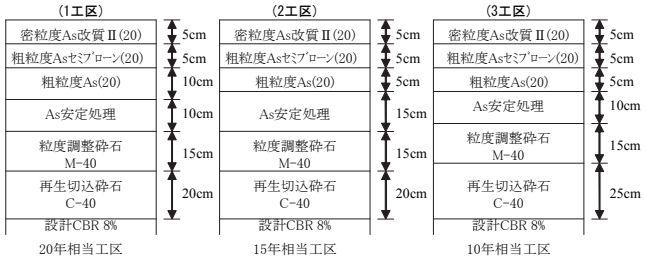


図-2.6　LCC 算定結果（地方部の例）

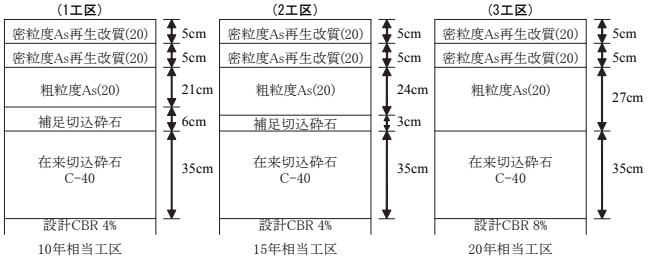
2.3.4 疲労抵抗性と路面の性能の持続性に優れた舗装構造の検討[8),9)]

T_A（等値換算厚）を増大させたアスファルト舗装（貝塚工区［国道 51 号北千葉 BP］、三雲工区［国道 23 号三重県］）とコンポジット舗装（身延工区［国道 52 号身延 BP］）の試験舗装を施工した[10)]。それぞれの舗装構成は図-2.7 に示すとおりである。

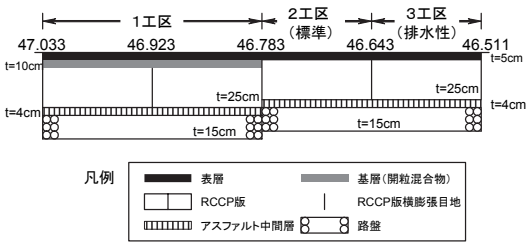
路面性状の経年変化の測定例として、T_Aを増大させた試験舗装のわだち掘れ量とひび割れ率を図-2.8 に示す。いずれの舗装も、現段階では所定の設計輪数には至っていないため健全な状態であり、路面のたわみ量の経時データから判断すると、所要の疲労破壊輪数を有していると推察された。したがって、それらの舗装が長寿命化に寄与できることはわかったが、T_Aの増大の効果やコンポジット舗装とした効果を明確にするためには、今後も調査の継続が必要である。



(a) 貝塚工区



(b) 三雲工区



(c) 身延工区

図-2.7　試験舗装の舗装構成

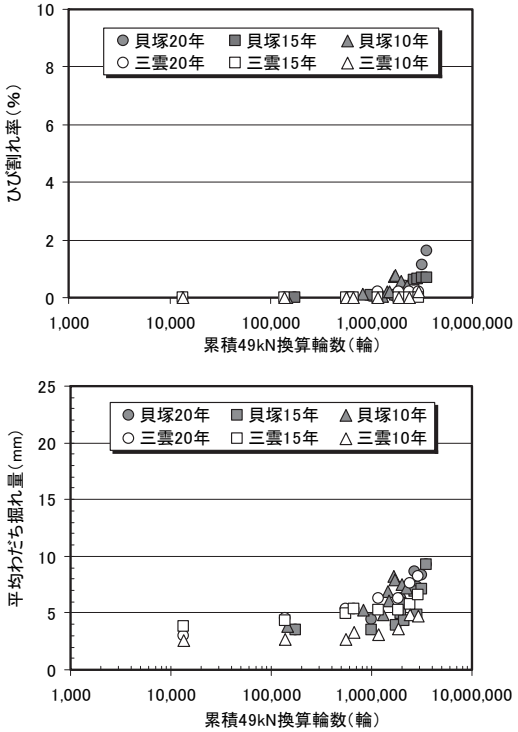


図-2.8 T_A増大舗装のわだち掘れ量とひび割れ率の経年変化

2.4 まとめ

本研究の成果を取りまとめると以下のとおりである。

1) 大型車交通量と 49kN 換算輪数との関係から、舗装に求められる疲労破壊輪数が設定でき、理論的な解析を行うことで、設計時の疲労破壊輪数の照査が可能となる。また、FWD で現地のたわみ量を測定することで、当該舗装の疲労破壊輪数が推定できる。
2) 使用材料の性状や大型車交通量などがわかれば、供用後の舗装に、ひび割れやわだち掘れがどの程度発生するかが予測できる。それらの管理上の目標値については、路面状態や舗装構造の健全度から設定する方法と、LCC から設定する方法が考えられる。
3) LCC 算定においては、一般に維持・修繕費、路面の劣化に伴う車両走行費用、工事渋滞に伴う道路利用者費用を考慮するが、このうち供用による路面の劣化に伴う車両走行費用が LCC に与える影響は小さいものと考えられる。
4) 舗装の長寿命化を図るためには、T_A を増大させた舗装やコンポジット舗装が有効であると考えられる。

3. トンネル覆工の設計合理化に関する試験調査

3.1 研究目的

現在のトンネル覆工には供用性に関する機能、施工時または施工後の不確定な要素に対する機能、また外力支持などに挙げられる力学的な耐荷機能といった多岐に渡る機能が求められている。近年は覆工の剥離・剥落といった問題も発生しており、それらに対応するためには覆工の力学的な特性を明らかにすると同時に、高強度化を図ることや繊維等で補強されたコンクリートを用いた覆工を導入することで、耐久性の向上を図った一層合理的な覆工構造の提案を行う必要がある。

本研究では、まず、温度・乾燥収縮に起因するひび割れの抑制方策に関して、プレーンコンクリートと鋼繊維補強コンクリート（SFRC）を対象に、室内実験および実トンネルでの試験施工を実施した。次に、覆工の力学的な特性、SFRC が覆工の耐荷力に及ぼす影響を把握するため、実大規模の覆工供試体を用いた載荷実験を実施した。また、その実験結果に基づき、力学的理論に基づいた覆工設計法の確立を目的として、ひび割れの進展を考慮した有限要素解析を用いて、部材断面耐力によって決定する耐荷力と構造物全体が有する耐荷力との関連性を明らかにするとともに、本解析手法の覆工設計法への適用性を検証した。

3.2 温度･乾燥収縮に起因するひび割れに対する SFRC の抑制効果

3.2.1 ひび割れ抑制効果に関する室内要素実験

温度・乾燥収縮により発生するひび割れのメカニズムを把握するため、トンネル覆工に採用されているコンクリートを使用した供試体を用い、室内要素実験を実施した。実験は温度・乾燥収縮の特性を把握するための型枠（**図-3.1** に示す拘束供試体）にコンクリートを打設し、恒温恒湿室にて一定温度（20 度）と湿度（40%）に保ち、供試体に発生するひずみおよびひび割れ発生材齢を測定した。供試体の作製には 2 種類の配合を用いた。配合 A は既存のトンネル覆工コンクリートのうち、プレーンコンクリートを用いる場合に採用される配合で、配合 B は SFRC に採用されることが多い配合を参考としつつ、実験での比較のために水セメント比を配合A と同一としたものである。実験に用いた供試体は、配合 A を用いたプレーンコンクリート、配合 B を用いたプレーンコンクリート、鋼繊維長が 60mm の場合で混入率が 0.3%, 0.5%, 1.0%, および鋼繊維長が 30mm の場合で混入率が 0.3%, 0.5%の合計 7 種類の供試体である。

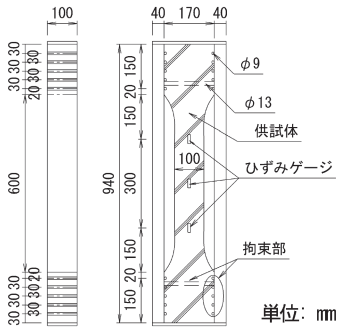


図-3.1 拘束供試体の概要

ひび割れは全ケース、供試体中央部付近に供試体輪切り方向に発生した。ひび割れ発生材齢を比較すると、繊維長や混入率により顕著な差が現れているとは言い難いが、鋼繊維にはひび割れの発生を遅延させる傾向が認められた。

図-3.2 に拘束供試体に発生する配合毎の収縮に伴うひずみの収束値の平均を示す。ここで言うひずみの収束

値の平均とは，供試体の収縮ひずみが収束した時点でのそれぞれのコンクリート供試体に発生したひずみ（上・中・下の 3 箇所）を平均したものである。全体的な傾向として、鋼繊維を混入することにより、ひずみの平均の収束値が低下する結果が得られた。このことから、ひび割れ発生後においては、鋼繊維がひび割れの進展を抑制することにより供試体全体のひずみの増加が抑制されていることが推測される。

今回の室内実験結果より、SFRC を採用した場合の効果として、ひび割れ発生の遅延効果が認められたとともに、ひび割れ発生後は、ひび割れの進展を抑制する効果が期待できるものと考えられる。

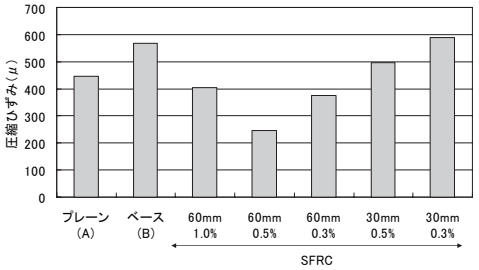


図-3.2 配合毎の収縮に伴うひずみの収束値の平均

3.2.2 鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工の現地試験施工

前項における室内要素実験では、コンクリート打設規模や打設状況、周辺環境条件、境界条件が実際のトンネル覆工とは同一でないため、鋼繊維補強コンクリートの効果を確認することを目的として、実トンネルにおける試験施工を実施した。試験施工は 2 トンネルで行い、覆工にプレーンコンクリートを打設した区間と SFRC を打設した区間のひび割れ状況を比較した。

A トンネルでは、覆工に SFRC（繊維長 60mm と 30mm を 1:1 で混入，混入率 0.5%）を用いた区間の方がプレーンコンクリートを用いた区間よりも先にひび割れが発生したが、打設後 15 ヶ月のひび割れ幅を見ると、プレーンコンクリートを用いた覆工のひび割れ幅は最大で 0.5mm 程度であったのに対し、SFRC を用いた覆工は大半が 0.2mm 程度以下となっていた。これより、プレーンコンクリートと比較して SFRC を覆工に使用した場合は、ひび割れ発生後のひび割れ幅の進展は小さい傾向にあることが分かった。また、打設後 20 ヶ月後では、全体的にひび割れ幅の拡大が見られたが、プレーンコンクリート部でのひび割れ幅の拡大が著しいのに対し、SFRC 部では局所的なひび割れ幅の拡大にとどまり、新たなひび割れの進展は見受けられなかった。

また、B トンネルでは、坑口付近ではプレーンコンクリートを用いた区間で 1.0mm を越える幅のひび割れが発生したのに対し、SFRC（繊維長 50mm，混入率 0.5%）を用いた試験施工部ではひび割れの発生がなかった。また、トンネル中央付近では、プレーンコンクリートを用いた一般部では幅 0.1mm 程度のクラックや亀甲状のヘアクラックが発生したのに対し、SFRC を用いた試験施工区間は、天端部近くのヘアクラックのみであった。

以上の結果より、SFRC を用いることにより、ひび割れ発生後のひび割れの進展が抑制され、場合によっては発生自体も抑制されることがあることが分かった。

3.3 覆工材料が覆工の耐荷力に及ぼす効果

3.3.1 実大覆工載荷実験の概要

覆工材料が覆工の耐荷力に及ぼす効果を明らかにすることを目的として、実大規模の覆工載荷実験を実施した。実験では、覆工を模擬した外径 9.7m、厚さ 30cm の半円形の供試体を用いた。実験で採用した 2 つの載荷形式を**図-3.3** に示す。載荷形式 A は、地山に十分拘束された状態で覆工に緩み荷重等が作用すると想定した場合である。載荷形式 B は覆工の天端背面付近および肩部背面に空洞が生じている状態で覆工上部に何らかの荷重が作用し、肩部で曲げモーメントが卓越すると想定した場合である。実験ケースは**表-3.1** に示すとおりで、いずれのケースにおいても覆工コンクリートの目標強度を 18N/mm^2 とした。

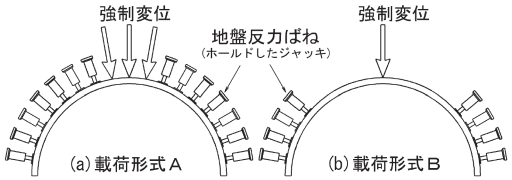


図-3.3 実験における載荷形式

表-3.1 実験ケース一覧

載荷形式	ケース名	覆工材料	繊維長，混入率
A	A-1	プレーンコンクリート	
	A-2	SFRC	60mm, 0.5%
	A-3	単鉄筋補強コンクリート	
	A-4	SFRC	30mm, 0.3%
B	B-1	プレーンコンクリート	
	B-2	SFRC	60mm, 0.5%
	B-3	単鉄筋補強コンクリート	
	B-4	SFRC	30mm, 0.3%
	B-5	樹脂繊維補強コンクリート	50mm, 0.5%

3.3.2 実大載荷実験の結果と SFRC の耐荷力向上効果

実大載荷実験で得られた荷重-変位曲線を**図-3.4、3.5** に示す。図中の第 1、第 2、第 3 はそれぞれ天端部、肩

部、側壁部のひび割れ発生を示す。これによると、図-3.4に示すように載荷形式Aでは、SFRCおよび単鉄筋の最大荷重に与える影響は小さいことが分かる。一方、載荷形式Bでは図-3.5に示すように補強材料によって最大荷重が異なり、単鉄筋、鋼繊維補強の効果がよく現れている。また、図中には示していないが、繊維補強であっても混入度合いが小さい鋼繊維補強、樹脂繊維補強は、混入率度合いが大きい鋼繊維補強より最大荷重が小さいことが分かった。

実験結果として、断面耐力決定要因となる限界ひび割れ深さ（断面高さの50%あるいは70%）到達荷重、終局圧縮ひずみ（3500μ）到達荷重、さらには、構造全体の耐荷力となる最大荷重について整理したものを図-3.6および図-3.7に示す。

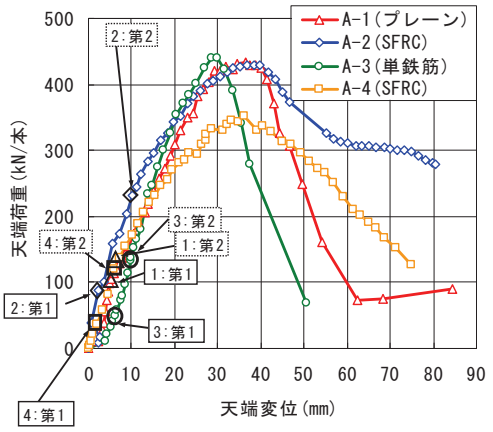


図-3.4　載荷形式Aの荷重-変位曲線とひび割れ

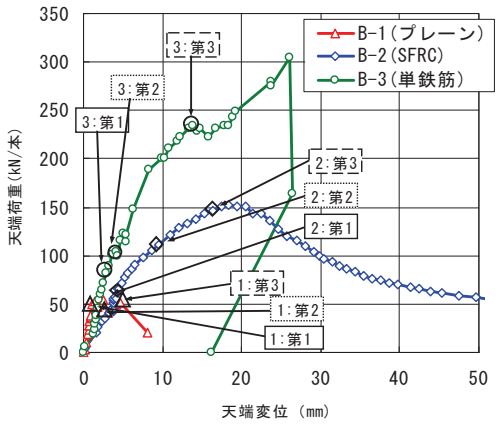


図-3.5　載荷形式Bの荷重-変位曲線とひび割れ

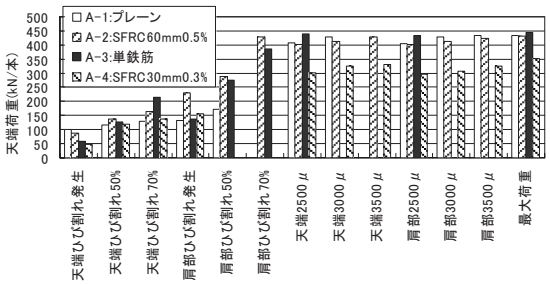


図-3.6　載荷形式Aの耐荷力

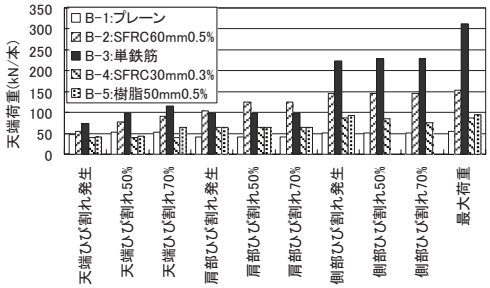


図-3.7　載荷形式Bの耐荷力

これによると、SFRCが覆工の耐荷力に及ぼす効果としては、軸力が卓越する載荷形式Aに対しては、最大荷重、すなわち構造全体の耐荷力に対するSFRCおよび単鉄筋の向上効果はさほど認められないものの、限界ひび割れ深さに達する時の荷重、すなわち限界ひび割れ深さに対する部材断面耐力によって決定される耐荷力に対しては、SFRCおよび単鉄筋の向上効果が十分認められる。一方、曲げが卓越する載荷形式Bでは、両者の耐荷力に対してSFRCおよび単鉄筋の向上効果が求められる。なお、載荷形式Aの場合に見られる覆工の剥落に対しては、混入度合いが高いSFRCはその防止効果が顕著であった。

3.4 力学的理論に基づいた覆工設計法

現在、一般的に用いられているトンネル覆工の設計は、骨組み構造解析により求まる断面力がトンネル覆工のすべての箇所において部材断面耐力内にあることを確認することで行われている。しかし、この設計法では、構造全体の耐荷力に対しては、かなり余裕を持った設計となっている可能性が高く、地山によっては構造全体の耐荷力を考慮することによりさらに合理的な設計が可能になるものと思われる。

ここでは、ひび割れ進展が考慮できるFEM解析（解析コード：ATENA）より算定される耐荷力と実験で得られた耐荷力の比較を行い、FEM解析の適用性について考察する。このFEM解析では、2軸強度包絡線により破壊基準を評価し、2軸応力状態を等価1軸応力-ひずみ関係に変換している[11]。ひび割れが発生した後は、引張応力とひび割れ開口変位（ひび割れ幅）の関係を一本の直線でモデル化[12]している。また、ひび割れ開口変位は、ひび割れ帯理論[13]に基づいてひずみに置換することでモデル化している。

図-3.8、3.9は、天端荷重-天端変位を実験と解析について示したものである。これによると本解析手法は、ピーク後の急減な荷重低下は再現できないが、実験の非線形挙動を概ね再現できている。

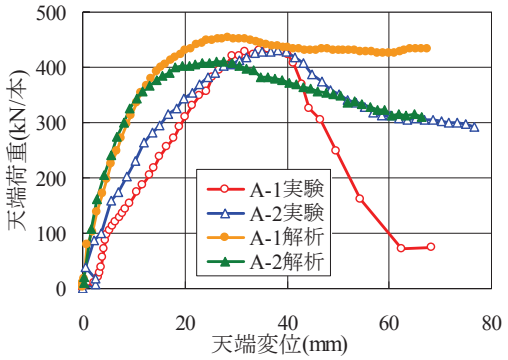


図-3.8　実験と FEM 解析の比較（載荷形式 A）

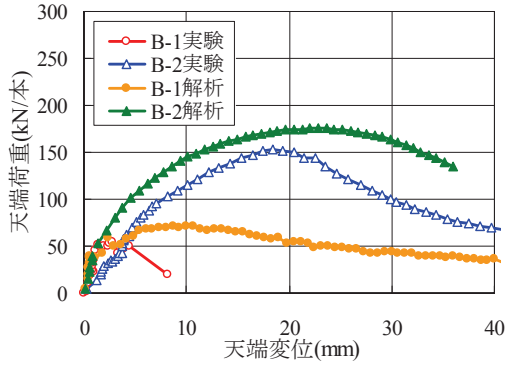


図-3.9　実験と FEM 解析の比較（載荷形式 B）

また、解析で得られたひび割れ発生荷重や各断面の部材断面耐力によって決定する耐荷力、構造全体の耐荷力について、実験結果との比較を図-3.10～3.13 に示す。これによれば、本解析はひび割れ発生およびその進展、さらには部材断面耐力によって決定する耐荷力、構造全体の耐荷力まで概ね再現できていることが確認された。

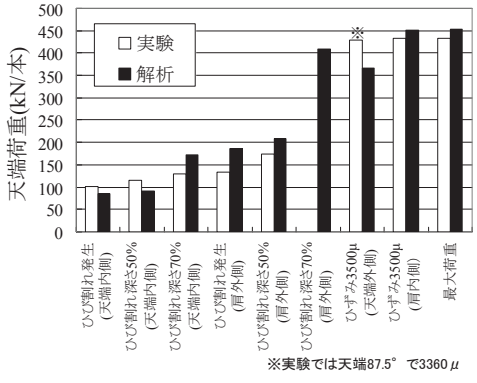


図-3.10　実験と FEM 解析の比較（A-1　プレーン）

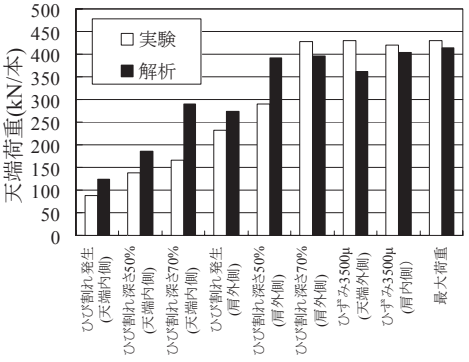


図-3.11　実験と FEM 解析の比較（A-2　SFRC）

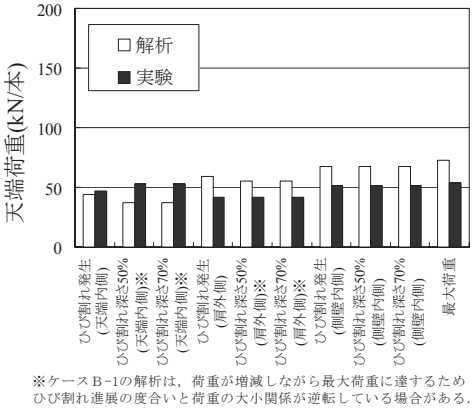


図-3.12　実験と FEM 解析の比較（B-1　プレーン）

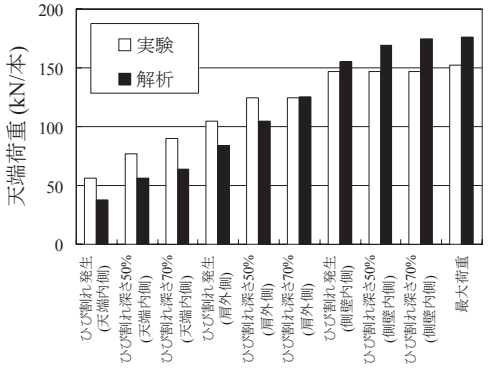


図-3.13　実験と FEM 解析の比較（B-2　SFRC）

以上の結果から、本解析は、部材断面耐力によって決定する耐荷力だけではなく構造全体の耐荷力に着目した場合の設計手法に対しても十分有用であるといえる。したがって、実際のトンネルの覆工を対象として、本解析手法による解析を図-3.14 に示すようなモデルで行えば、構造全体の耐荷力に着目した合理的な設計が可能であると考えられる。

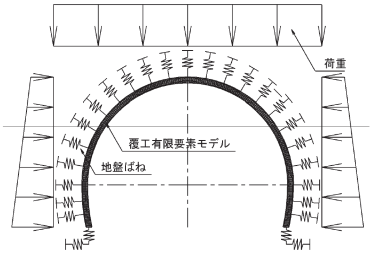


図-3.14　覆工設計モデルの例

3.5 まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

覆工の温度･乾燥収縮ひび割れに対する鋼繊維補強コンクリート（SFRC）の抑制効果に関する検討から、

① 室内実験結果より、SFRC を採用することにより、ひび割れ発生の遅延効果が認められ、また、ひび割れ発生後はひび割れ進展を抑制する効果が期待できることが分かった。

② 現場計測結果より､SFRC を覆工に使用した場合は、温度・乾燥収縮に起因するひび割れを完全に抑制することはできないが、プレーンコンクリートと比較してひび割れ発生後のひび割れ幅の進展を抑制する効果があることが確認された。

SFRC が覆工の耐荷力に及ぼす効果に関する検討から、

③ 軸力が卓越する場合には、構造全体の耐荷力に対する SFRC の向上効果は顕著ではないが、曲げが卓越する場合には、効果が大きいことが分かった。

④ 軸力が卓越する場合、曲げが卓越する場合ともに、SFRC はひび割れ深さに対する部材断面耐力によって決定される耐荷力の向上効果を有することが認められた。さらに、軸力が卓越する場合に発生する覆工の剥落に対しては、混入度合いが高い SFRC は防止効果が顕著であることが分かった。

力学的理論に基づいた覆工設計法に関する検討から、

⑤ トンネル構造全体の耐荷力決定メカニズムとしては、(1)軸力卓越時に複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達すること、(2)曲げ卓越時に複数の断面でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造全体の耐荷力が不安定となること、の 2 つが考えられることが分かった。

⑥ ひび割れ進展 FEM 解析により、覆工コンクリートのひび割れ発生に伴う非線形挙動を再現できるだけでなく、部材断面耐力によって決定する耐荷力および構造全体の耐荷力も評価することができ、覆工設計法への適用性が高いことが分かった。

4. 信頼性を考慮した橋梁全体系の地震時限界状態設計法に関する試験調査

4.1 研究目的

国際標準規格（ISO2394－構造物の信頼設計基準）では、構造物の性能評価は確率を考慮した限界状態設計法に基づいて行うこととしている。これに伴い、各種の構造基準類において限界状態設計法の設計概念のもとキャパシティデザイン法及び変位ベース設計法といった新しい設計法に基づく方法が導入されつつある。道路橋示方書 [14]についても部分係数を考慮した限界状態設計法への移行が検討されており、各構造部材の非線形特性を考慮し、橋梁全体系の耐震性能を評価できる設計体系の構築が必要となっている。

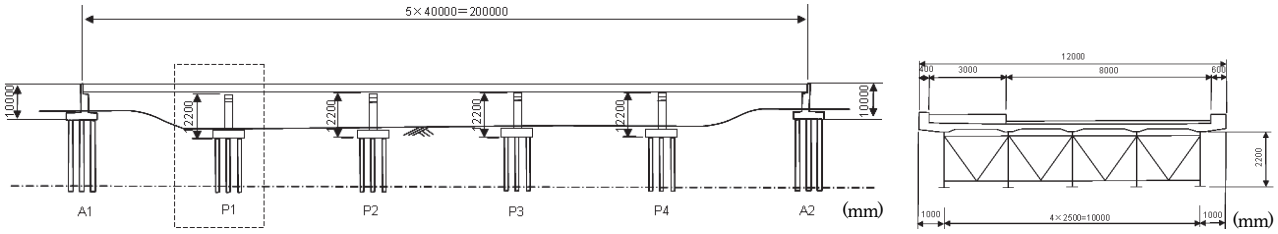
一般に、部材の耐震性能に関する評価は耐力項と荷重項の大小関係に基づいて行う。しかし、部材が要求性能を満たすことを評価するためには、耐力だけでなく応答や残留変位等を含めた複数の限界状態を同時に考慮する必要がある。さらに、橋梁全体系を対象とした場合、橋脚の他に基礎や支承・上部構造に関する限界状態を考慮するとともに、キャパシティデザインの概念に基づき、ある部材に損傷誘導するための部材間の耐力階層化も同時に考慮する必要がある。このような評価を逐一行うことが理想的であるが、非常に煩雑であることから、実務設計では、あらかじめ確率を考慮した信頼性理論に基づき設定した部分係数や耐力階層化係数を用い、要求耐震性能を満足するようにすることが有効である。

このような背景から、現行道路橋示方書の耐震性能 2 を満足する道路橋の耐震信頼性評価を行った。ここでは、このうち曲げ破壊型 RC 橋脚－支承・上部構造系を対象に、耐震信頼性の評価および橋脚基部に損傷誘導するための耐力階層化係数に関する検討について報告する。

4.2 橋梁全体系の耐震信頼性評価と部分係数および耐力階層化係数の設定

4.2.1 RC 橋脚－支承・上部構造系の試設計

図-4.1 に示すⅡ種地盤上の 5 径間連続鋼Ⅰ桁橋 [15]の P1 橋脚を対象に、基礎や上部構造に関する条件（死荷重反力や支承反力など）は変更せずかつ十分な耐力を有するものとして、RC 橋脚（コンクリート設計基準強度 24N/mm²、SD345）と支承（弾性支持の水平力分散ゴム支承および固定支持の BP 支承）の諸元を変更し現行



側面図　　上部構造断面図

図-4.1 想定した橋梁系

道路橋示方書の照査を満足するように試設計した。試設計は、RC 橋脚の固有周期がばらつくように矩形断面の断面諸元および橋脚高さを変え、支承タイプ毎に各 5 ケース行った。水平力分散ゴム支承を有する橋梁では、全体系を**図-4.2** のようにモデル化し、橋脚の塑性ヒンジ区間での M－θ関係をトリリニア武田モデル、全体系の減衰を Rayleigh 減衰（1 次固有振動数と 10Hz で 5%）として動的解析した。照査はレベル 2 タイプⅡ地震動Ⅱ種地盤の標準波 3 波に対する応答の平均に対して行った。

BP 支承を有する橋梁の場合は、死荷重反力等の条件が同じである単純桁橋を想定し、静的照査を満足するように試設計した。使用材料は、支承部および支承取り付け部のアンカーボルトとも SS400 とした。

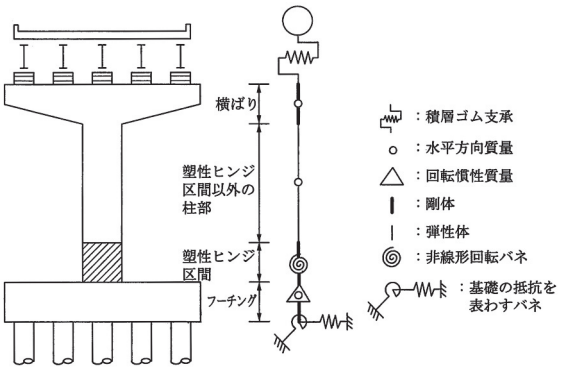


図-4.2 動的解析モデル

4.2.2 橋梁全体系の耐震信頼性評価と耐力階層化係数の検討

橋梁全体系の耐震信頼性評価および橋脚に損傷誘導するための耐力階層化係数の検討に際して、橋脚および支承に関する照査項目として以下の限界状態式を考慮した。

・橋脚の地震時保有水平耐力

$$g = P_a / k_{hc} W \tag{4.1}$$

P_a：RC 橋脚の地震時保有水平耐力
k_{hc}：設計水平震度
W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

・橋脚のせん断耐力

$$g = (\alpha_1 V_c + \alpha_2 V_s) / \alpha_3 V_{act}$$

V_c：コンクリートが負担するせん断耐力
V_s：帯鉄筋が負担するせん断耐力
V_{act}：曲げ耐力に達する時のせん断力

・橋脚の変形性能

$$g = \alpha_4 \delta_u / \delta_{act} \tag{4.3}$$

δ_u：橋脚の終局変位
δ_{act}：応答変位

・橋脚の残留変位

$$g = \delta_{Ra} / \{C_R(\delta_{act} - \delta_y)\} \tag{4.4}$$

C_R：残留変位比応答スペクトル

・支承の破断時せん断ひずみ（ゴム支承時）

$$g = \alpha_5 \gamma_u / \alpha_6 \gamma_{act} \tag{4.5}$$

γ_u：破断時せん断ひずみ
γ_{act}：応答せん断ひずみ

・支承の座屈耐力（ゴム支承時）

$$g = \alpha_7 \sigma_u / \alpha_8 \sigma_{act} \tag{4.6}$$

σ_u：支承の座屈応力
σ_{act}：鉛直荷重による平均支圧応力度（確定量）

・アンカーボルト引張耐力（BP 支承時）

$$g = \alpha_5 \sigma s_u / \alpha_6 (P_{act} / A_s) \tag{4.7}$$

σs_u：ボルトの引張強度
p_{act}：ボルト 1 本あたりに作用する引張力
A_s：ボルト 1 本あたりの断面積

・アンカーボルトせん断耐力（BP 支承時）

$$g = \alpha_7 \tau s_u / \alpha_8 (Q_{act} / A_s) \tag{4.8}$$

τs_u：ボルトのせん断強度
Q_{act}：ボルト 1 本あたりに作用するせん断力

・アンカーボルト合成応力（BP 支承時）

表-4.1　橋梁全体系の耐震信頼性評価に用いる統計量

(1) RC 橋脚[16] (N/mm²)

	コンクリート		鉄筋	
	圧縮強度	弾性係数	降伏強度	弾性係数
平均値	28.2	圧縮強度に依存	354	2.0×10^5
変動係数	10%		7%	1%

(2) ゴム支承[18]

	せん断弾性係数 (N/mm²)	減衰定数	破断ひずみ γ_u
平均値	設計値	4%	340%
変動係数	8%	(確定値)	13%

(3) アンカーボルト

	引張強度 (N/mm²)	せん断強度(N/mm²)
平均値	259	150
変動係数	9%	9%
備考	平均：基準降伏応力 235 N/mm²×1.1	

表-4.2　各ばらつき要因の基本統計量[16),18)]

ばらつき要因	平均値	変動係数
V_c	耐力算定式	10.0%
V_s	耐力算定式	7.0%
V_{act}	曲げ耐力より逆算	4.6%
α_1	1.02	8.2%
α_2	1.22	14.5%
α_3	1.00	30.0%
δ_u	終局変位算定式	6.1%
δ_{act}	リダクションファクターと橋脚の降伏剛性から求めた固有周期をパラメータとして、観測記録を用いた動的解析を繰り返し行い、その統計シミュレーションから得られる応答変位の平均値と変動係数 (試算 2 のみ)	
α_4	1.16	25.0%
δ_y	降伏変位算定式	8.2%
C_R	残留変位比応答スペクトル(=0.6)	50.0% (試算 2 のみ)
α_5、α_7	1.00	10.0%
α_6、α_8	1.00	30.0%

$$g = 1.0/\sigma \tag{4.9}$$

$$\sigma = \left(\alpha_6\left(p_{act}/A_s\right)/\alpha_5\sigma s_u\right)^2 + \left(\alpha_8\left(Q_{act}/A_s\right)/\alpha_7\tau s_u\right)^2$$

ここで、式中の?は、評価式に含まれるばらつきを考慮した係数である。使用材料等のばらつきに関する統計量を**表-4.1、4.2** に示す。なお、ばらつきはいずれも正規分布に従うと仮定した。

耐震信頼性評価と耐力階層化係数の試算は、以下の 3 ケースで行った。

・試算 1

BP 支承を用いた橋梁系を対象に、道路橋示方書の静的照査法(地震時保有水平耐力法)により評価する。限界状態式は式(4.1)、(4.2)、(4.4)、(4.7)～(4.9)を用い、

表-4.3　複数の限界状態を考慮した損傷確率評価法

試行回数	安全余裕度 R/S			健全性評価 ○：健全 ×：損傷	安全余裕度 min.
	限界状態 1	限界状態 2	限界状態 3		
1	1.2	0.7	1.3	×	0.7
2	2.0	1.5	2.2	○	1.5
・	・	・	・	・	・
n	・	・	・	・	・

評価式に含まれるばらつき?は考慮せず、材料特性のばらつきのみ考慮する。

・試算 2

BP 支承を用いた橋梁系を対象に、文献[16]と同様、評価式に含まれるばらつきも考慮して評価する。限界状態式は式(4.2)～(4.4)、(4.7)～(4.9)、コンクリートが負担するせん断耐力評価式に二羽式[17]を用いた。

・試算 3

ゴム支承を用いた橋梁系を対象に、動的解析により評価する。評価式に含まれるばらつきは考慮しない。限界状態式は式(4.2)～(4.6)、動的解析の入力波はレベル 2 地震動Ⅱ種地盤標準波 3 波、コンクリートが負担するせん断耐力評価式は二羽式[17]を用いた。

耐震信頼性評価法は、**表-4.3** の一番右の列のように、複数の限界状態に対して、モンテカルロシミュレーションの各試行回における安全余裕度が最小となる値を求め、この集合が対数正規分布に従うとし、安全余裕度が 1 を下回る確率を全体の損傷確率として評価する方法とした。ここで、試行回数は、安全余裕度の分布形状をあらかじめ仮定しているため、平均と標準偏差が十分な精度で求められる程度の回数でよいことから、静的解析では 1000 回、動的解析では地震波 1 波あたり 100 回とした。

次に、キャパシティデザインの概念に基づき、ある部材に損傷誘導するために必要な部材間の耐力階層化について検討した。現行道路橋示方書では、主に修復性の観点から橋脚に損傷を誘導するように設計することが一般的であることから、橋脚に損傷誘導するために必要な橋脚と支承の耐力差をつける係数として耐力階層化係数を設定した。耐力階層化係数は、動的照査への適用性や、現行道路橋示方書における設計体系に加味することを考慮して、支承の許容値 R に対する安全余裕度として式(4.10)のように定義した。

$$R/S = \gamma_{pb} \tag{4.10}$$

S：応答値

γ_{pb}：耐力階層化係数

最後に、この係数が橋梁全体系の損傷確率や損傷形態

表-4.4 橋梁全体系の信頼性指標 β 評価結果

橋梁 No.	試算 1			試算 2		
	ALL	LG	TR	ALL	LG	TR
1	1.8	1.8	3.2	0.4	0.4	2.2
2	1.9	1.9	5.1	0.5	0.5	1.4
3	1.6	1.8	2.2	0.3	0.4	1.9
4	3.1	3.1	6.0	0.6	0.6	1.2
5	2.8	2.8	5.3	0.5	0.5	2.6

橋梁 No.	試算 3		
	ALL	LG	TR
6	1.7	1.7	4.6
7	1.5	1.7	2.0
8	1.5	1.7	2.0
9	1.6	1.6	2.0
10	1.9	1.7	7.3

ALL：橋梁全体系　LG：橋軸方向　TR：橋軸直角方向

表-4.5 橋脚の安全余裕度に対する支承の安全余裕度の信頼性指標 β

橋梁 No.	試算 1	試算 2	試算 3
1(6)	0.6	-1.1	-0.6
2(7)	1.9	-0.5	-1.4
3(8)	1.1	-0.8	-1.5
4(9)	-0.4	-1.2	-1.7
5(10)	1.1	-1.0	-0.4

に及ぼす影響を検討した。

4.3 RC 橋脚－支承・上部構造系の耐震信頼性評価と耐力階層化係数の試算結果

4.3.1 現行設計における橋梁全体系の耐震信頼性

現行設計による橋梁全体系の耐震信頼性評価結果を**表-4.4** に示す。ここで、β は、*R/S* の対数平均 λ と対数標準偏差 ζ から λ/ζ で定義している。

β は、試算 1 では 1.8（損傷確率約 4%）～3.1 であるが、試算 2 では 0.4（同、約 35%）～0.6 と小さくなっている。両者の主な違いは評価式のばらつきの扱いであることから、これが耐震信頼性評価に大きく影響するといえる。試算 3 における β は、1.5（同、約 7%）～1.9 となり、橋梁諸元が異なるので一律に比較できないものの試算 1 と同程度の耐震信頼性を有しているといえる。また、橋梁全体系の耐震信頼性は、橋軸方向の耐震信頼性が支配的である。

橋脚の安全余裕度に対する支承の安全余裕度の信頼性指標を**表-4.5** に示す。β は、試算 1 では-0.4（損傷形態逆転確率約 66%）～1.9 であり No.1 と No.4 で損傷形態逆転確率が高くなっているが、それ以外は約 9 割の確率で橋脚の損傷が先行する評価結果となった。これとは逆に、試算 2 では β が-1.2（同、約 88%）～-0.5、試算 3 では-1.7（同、約 99%）～-0.4 と、支承の損傷が先行する確率の方が高い結果となった。この原因として、試算 2 では主として変形に関するばらつき要因の設定、試算 3 では応答変形が大きくなる動的解析の特性により、変形に関する限界状態が耐震信頼性評価上支配的となったためと考えられる。

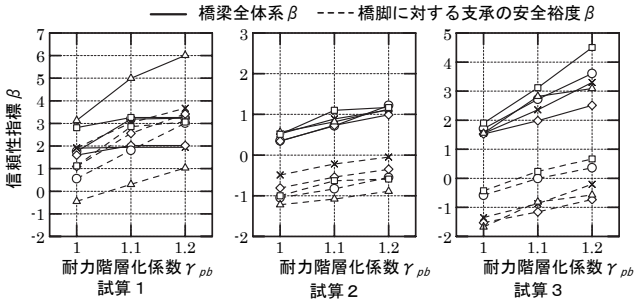


図-4.3 耐力階層化係数と信頼性指標の関係

4.3.2 耐力階層化係数が橋梁全体系の耐震信頼性に及ぼす影響

耐力階層化係数 γ_{pb} を 1.1 および 1.2 として支承を再設計し、橋梁全体系の耐震信頼性を評価した結果を**図-4.3** に示す。なお、耐力階層化係数導入の効果は、せん断ひずみでみると、現行道路橋示方書の許容せん断ひずみ(250%)を γ_{pb}=1.1 の時は 227%（=250%/1.1）、1.2 の時は 208%（=250%/1.2）としたことと同等である。試算 1 では、全体系の耐震信頼性は必ずしも向上していないが、耐力階層化係数を大きくすることで橋脚へ損傷が誘導されている。全体の耐震信頼性が向上していないのは、橋脚の諸元を変えていないことから、橋脚の耐震信頼性以上には向上しないためである。試算 2 でも同様な傾向であるが、橋脚に損傷誘導するにはさらに耐力階層化係数を大きくする必要がある。試算 3 では、耐力階層化係数が大きくなるにつれて全体系の耐震信頼性が向上するとともに、橋脚への損傷が誘導される割合が増えている。

以上より、耐力階層化を図りつつ橋梁全体系の耐震信頼性を向上させるために耐力階層化係数の設定が有効であるといえる。仮に全体系の耐震信頼性として β=1.0 を確保するとした場合に必要な γ_{pb} は、試算 1 および 3 では 1.0、試算 2 では 1.2 とすればよいことになる。さらに、橋脚の安全余裕度に対する支承の安全余裕度に対して β=1.0 を確保するために必要な γ_{pb} は、試算 1 で 1.2、試算 2、3 では最も β が低いケースを直線補完し外挿すると、それぞれ 2.35、1.65 となる。

4.4 まとめ

現行道路橋示方書の耐震性能 2 を対象に、RC 橋脚－支承・上部構造系の耐震信頼性の評価および橋脚基部に損傷誘導するための耐力階層化係数を検討し、以下の知見が得られた。

1) 橋梁システムの耐震信頼性評価法として、複数の限界状態を考慮して求めた最小安全余裕度から評価する方法を提案した。
2) 現行設計による橋梁全体系の耐震信頼性を評価した結果、試算条件により β に差が生じ、評価式のばらつきを考慮した試算 2（β は 0.4～0.6）および動的解析による試算 3（同、1.5～1.9）の値が、材料特性のばらつきのみを考慮した試算 1（同、1.6～3.1）に比べて小さくなった。また、橋脚の安全余裕度に対する支承の安全余裕度を検討した結果、試算 1 では約 9 割の確率で橋脚に損傷が誘導されるが、逆に試算 2、3 では 9 割を超える確率で支承に損傷が誘導される結果となった。
3) 橋脚に損傷を誘導するために耐力階層化係数を導入し耐震信頼性評価を行った結果、耐力階層化係数を大きくすることで、橋脚に損傷が生じる確率が増加し、耐力階層化係数の有効性が確認できた。仮に全体系の耐震信頼性として β=1.0 を確保するとした場合に必要な耐力階層化係数 γ_{pb} は、試算 1 および 3 では 1.0、試算 2 では 1.2 となった。また、橋脚の安全余裕度に対する支承の安全余裕度に対して β=1.0 を確保するために必要な γ_{pb} は、試算 1 で＝1.2、試算 2、3 では最も β が低いケースを直線補完し外挿すると、それぞれ 2.35、1.65 となる。

5. 液状化地盤の変形に基づく橋梁基礎の耐震設計法に関する試験調査

5.1 研究目的

液状化による大きな地盤変形が構造物基礎損傷の原因であったと考えられる事例がこれまでに数多く報告されている。大きな地盤変形を伴う液状化・流動化に対する道路橋基礎の安全性を確保するためには、上部構造等から受ける慣性力に対する基礎の変形性能に加え、液状化によって生じる地盤変形を受ける基礎の性能についても照査しておく必要がある。そのような性能照査に必要な基礎の応答を算定する実務的な手法として、基礎とその周辺地盤を 2 次元梁－バネ系でモデル化して静的に解く応答変位法などがある。応答変位法とは、梁－バネ系モデルで模擬した杭基礎に対して、基礎に作用させる慣性力に加え、地盤と杭の相互作用バネを介して地盤変位を入力する静的解析法である。本報では、レベル 2 地震動による基礎の損傷を考慮した非線形解析を行うことができ、かつ比較的簡便で実務設計として一般的に用いることが可能と考えられる応答変位法を基礎の応答値算定法として採用することを前提に行った検討の結果を示す。

5.2 入力外力の組み合わせ

応答変位法では、繰返しを伴う動的な地盤と基礎の相互作用を、静的な単調載荷によってモデル化するため、動的解析では自然と考慮される上部構造等から受ける慣性力と地震動中の地盤変形を境界条件として与える必要がある。ここで問題となるのはこれらの大きさと組み合わせ方である。特に後者については、橋と地盤の振動特性の違いにより、基礎に作用する慣性力と地盤変位は必ずしも同位相にならないことから、想定される両者の最大値を同方向に作用させることが不合理な設計となる可能性がある[19]。液状化地盤中の地盤と基礎の相互作用を理解するために実施した動的遠心模型実験で得られたデータの分析より、慣性力と地盤変位の組合せについて検討した。

実験模型を**図-5.1** に示す。動的遠心模型実験で用いた模型杭は外径 20mm、内径 18mm のアルミパイプを 2 列×2 列、計 4 本を配列したものであり、杭中心間隔は杭径の 5 倍である。このうち 1 本の杭の内側 8 深度にひ

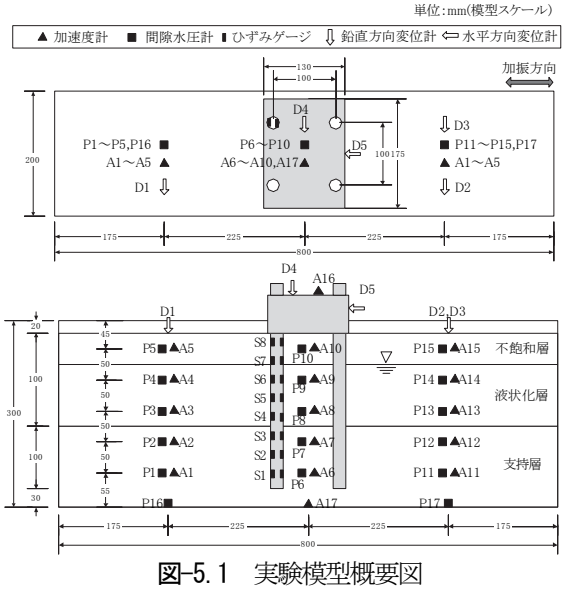


図-5.1　実験模型概要図

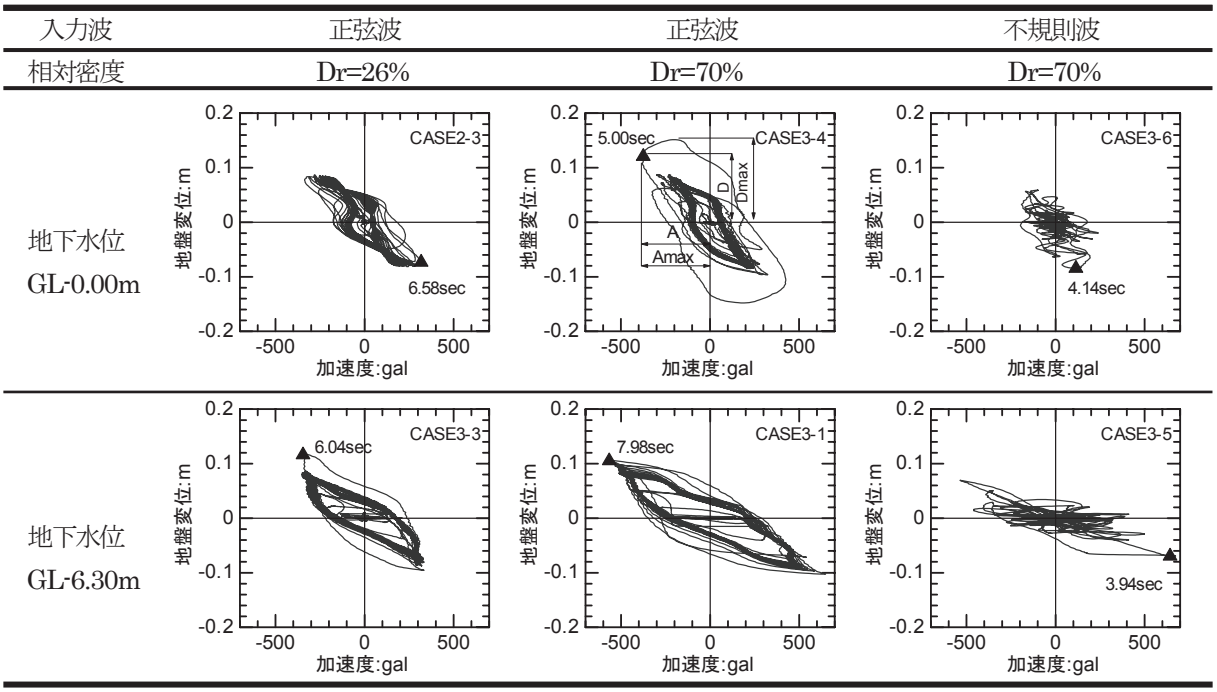


図-5.2　フーチング加速度－表層地盤変位履歴曲線

ずみゲージが設置されている。杭の境界条件は、杭頭をフーチングに剛結、杭下端は自由であり、相対密度 *Dr*=95%の砂地盤に根入れされている。フーチング質量は 4.3kg である。模型地盤の試料は豊浦砂であり、相対密度 *Dr*=95%の根入れ層、およびその上層の *Dr*=26%または *Dr*=70%の砂層から構成されている。入力波は、1G 場換算で 1Hz500gal 相当の正弦波、および不規則波である。実験は、地下水位、地盤の相対密度および入力波をパラメータとし、63G の遠心力場にて行った。

図-5.2 は各実験ケースのフーチング加速度－表層地盤変位の履歴曲線をまとめたものである。表層地盤変位は計測した加速度を 2 回積分して算出した。図中の▲は加振を通して杭頭曲げひずみが最大となる時点を示す。**図-5.3** は杭頭で最大曲げひずみが発生する時刻におけるフーチング加速度(A)と加振中を通して計測されたフーチング最大加速度(A_{max})の比、および同時刻における表層地盤変位(U)と加振中を通して計測された表層最大変位(U_{max})の比をプロットしたものである。

地下水位が低く表層に非液状化層があるような条件下では、いずれの比も 0.95 以上となり、杭頭で最大曲げひずみが発生する時刻におけるフーチング加速度および表層地盤変位は、いずれも加振中に計測した最大値とほぼ同じ値となる。これは表層非液状化層が杭を拘束する影響により、フーチング慣性力と表層地盤変位の位相が大きくずれることはないためであると考えられる。一方、地表面に水位があり表層が液状化する条件下では、フーチング加速度と表層地盤変位のピーク時刻は必ずしも一致しない。この場合、**図-5.3** に示すように、A/A_{max} また

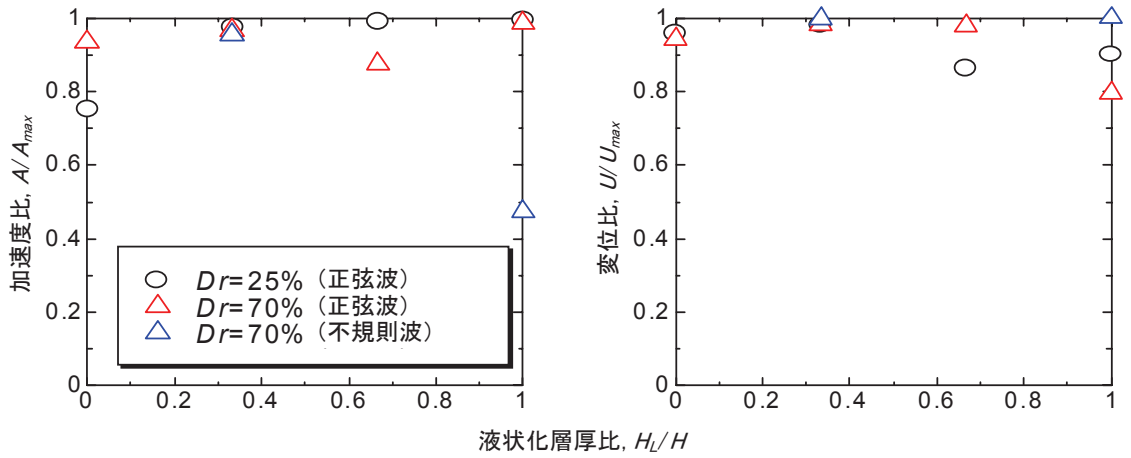


図-5.3　液状化層厚比と A/A_{max}、U/U_{max} の関係

は U/U_{max} のどちらか一方は 1 に近い値を示すが、他方は 0.47～0.90 と幅を持っており、杭頭曲げひずみ最大時におけるフーチング加速度および表層地盤変位の間には明確な相関は見られない。これらのことから、表層の剛性が高く地盤が杭を拘束するような条件では、フーチング加速度最大時には地盤変位も最大かつ杭頭曲げモーメントも最大となり、逆に表層の剛性が小さい条件下では、フーチング加速度、表層地盤変位および杭頭曲げモーメント最大時は必ずしも一致しないことがわかった。

応答変位法による解析を通じて、地盤変形が杭に生じる最大曲げモーメントの大きさに与える影響についても検討した。具体的には、実験において最大曲げモーメントが観察された時点を応答変位法によって再現し、そのパラメータを用いて上部工慣性力のみを考慮した解析を行い、両者（地盤変形と慣性力を入力したケースと慣性力のみを入力したケース）を比較することによって、地盤変形の最大曲げモーメント増加に与える寄与率を算定した。**図-5.4** はその結果をまとめたものである。ここで、縦軸の R_M は慣性力および地盤変位の両方を与えた解析の杭頭曲げモーメントに対する慣性力のみ与えた解析の杭頭曲げモーメントの比であり、R_D は杭頭変位に関する同様な比である。いずれのグラフにおいても、液状化層厚比 R_{TL}（緩い砂層厚に対する液状化層厚の比）が小さくなるほど、また相対密度が大きいものほど R_M および R_D が小さくなる傾向があり、表層の非液状化層厚が大きく、剛性・強度が大きいほど、地盤変形の杭の最大曲げモーメント増加に与える影響は大きくなることがわかる。従って表層の非液状化層厚が相対的に大きな地盤では特に、基礎の応答値算定において地盤変形の考慮が不可欠であるといえる。

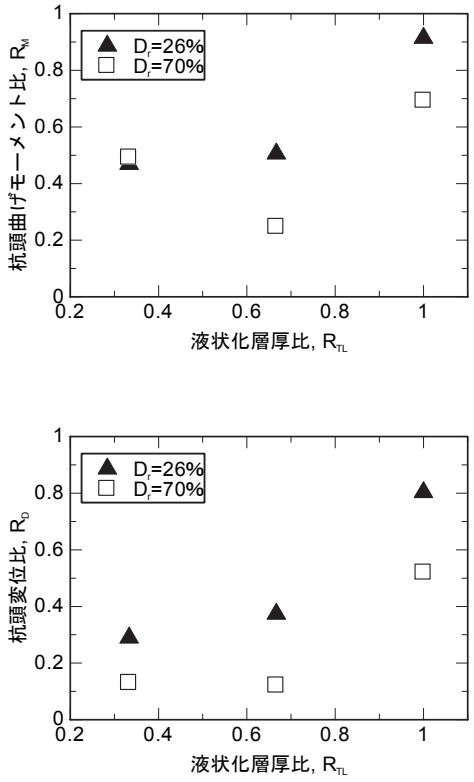


図-5.4　杭の最大曲げモーメント・変位に対する慣性力の寄与率

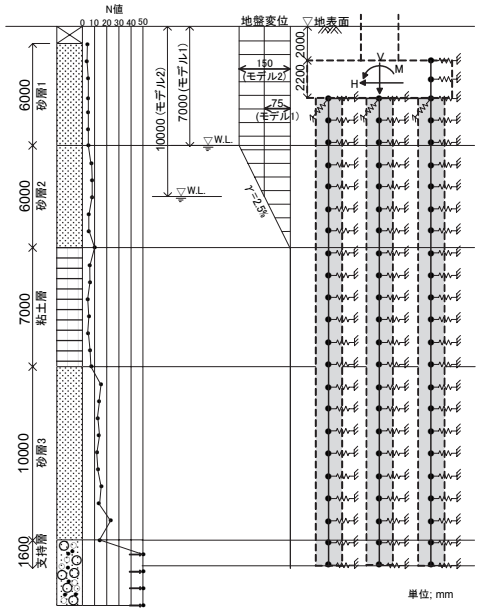


図-5.5　応答変位法による解析モデル

5.3 各種パラメータの応答計算に与える感度

上記の検討結果を踏まえて、一般的な諸元を有するある橋梁の橋梁基礎の橋軸方向を対象に、各種パラメータの基礎応答計算に与える感度について検討した。解析モデルの一例を**図-5.5** に示す。地盤バネにはバイリニア型の非線形性を考慮し、そのパラメータは道路橋示方書[20]に基づいて算出したものを用いた。ただし、水平方向の地盤バネについては、フーチング天端以深に配置した。また、液状化層における土質定数の低減係数 D_E は砂層 2 で 1/10 とした。杭基礎は杭径 1.2m、杭長 27.4m の RC 場所打ち杭であり、３列×３本の配列となっている。

杭基礎に作用させる地盤変位は、兵庫県南部地震において液状化が生じたポートアイランドの強震観測記録を参考に、液状化層のせん断ひずみを 2.5%として与えた。非液状化層のせん断ひずみはゼロとした。また、上部構造等の慣性力は、本解析が液状化発生後を対象としていることから、小林・田村[21]の検討結果に基づき、レベル 2 地震動タイプⅡの設計水平震度に 0.7 を乗じたものを設計水平震度とした。

パラメータスタディでは様々な影響因子について検討

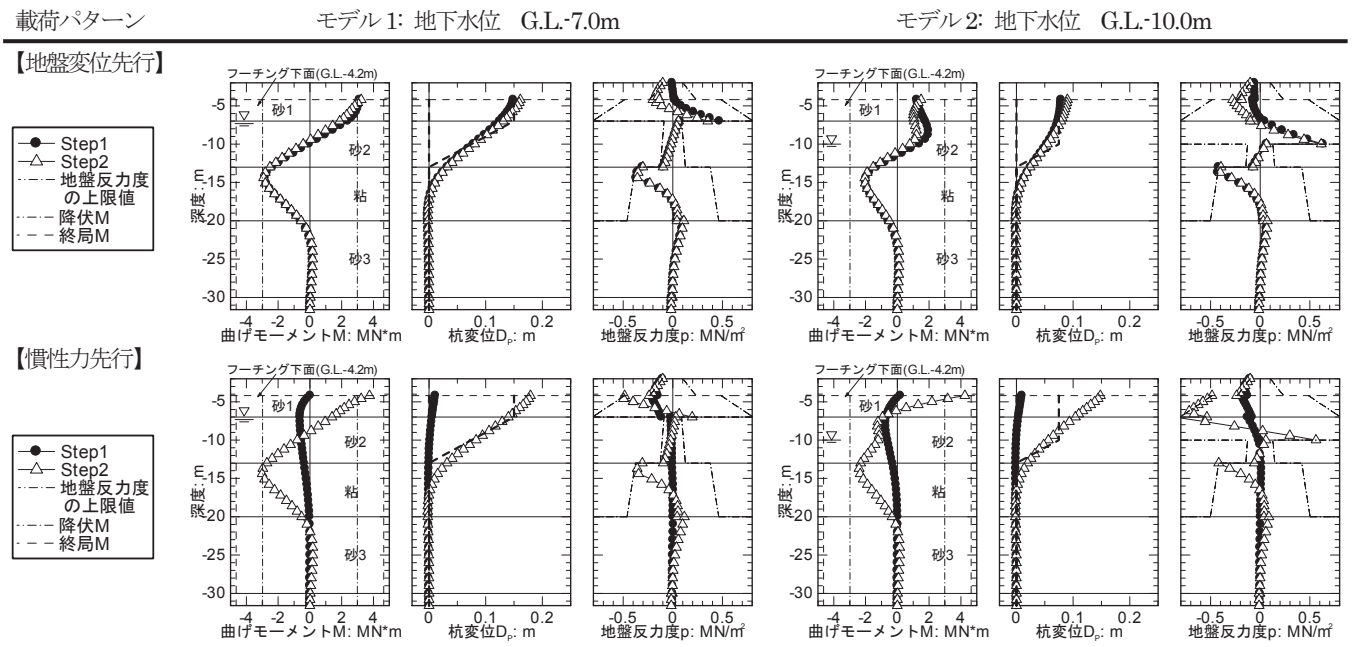


図-5.6　各ケースの解析結果

したが、ここではその内、慣性力と地盤変位の入力順序に関する検討結果について述べることとする。本検討では、地下水位が異なる 2 モデル(モデル 1: G.L.-7.0m、モデル 2: G.L.-10.0m)に対して外力作用パターンを各 2 種類(地盤変位先行、慣性力先行)、計 4 ケースについて行った。外力は、静的非線形解析の各増分ステップにおいて一定の割合で増加させることによって与え、地盤変位または慣性力いずれか片方を先行して作用させた状態を Step1、残りの外力を作用させた最終的な状態を Step2 とした。

図-5.6 に、地下水位が異なるモデル 1 およびモデル 2 に関して、各外力作用パターンにおける Step1 および Step2 の解析結果を示す。地盤変位先行のケースの Step1 において杭は概ね与えた地盤変位に沿って変形し、また砂層 1 のいずれの深度においても地盤反力度が上限値に達していない。Step2 においては、慣性力の影響によって杭頭付近の変位が増加するとともに、フーチング前面の地盤反力度が負(抵抗側)の上限値に達しているが、フーチング直下の非液状化層においてはその上限値に達しておらず、地盤が杭を拘束するため過大な杭変位は見られない。一方、慣性力先行のケースの Step2 では、地盤変位先行のケースの Step2 と比べて大きな杭変位が生じている。これは、Step1 でフーチング前面の地盤反力度が上限値に達した状態から Step2 の地盤変位が作用するため、地盤の剛性が比較的大きい表層非液状化層下端付近に沿って変位した杭に対して、フーチング前面地盤の抵抗を見込めないことによると考えられる。これらのことより、外力作用順序による解析結果の差は、Step1 における地盤反力度が上限値に達するかどうかが先行して作用させる外力によって異なることにより生じたと考えられる。

モデル間で比較すると、地下水位が浅いモデル 1 ではモデル 2 と比べて外力作用順序の違いによる解析結果の差は小さい。これは、杭は概ね地盤に沿って変位するが、地下水位が浅いほど表層非液状化層における杭と地盤の相対変位が小さくなり地盤反力度が上限値に達しにくくなることと、表層非液状化層が薄いためそこで地盤反力度が上限値に達したとしてもそのことが解析結果全体に占める割合としては小さいことによると考えられる。
以上のことから、表層非液状化層における地盤反力度の上限値の設定が解析結果を左右する要因となることとともに、地下水位によっては外力の作用順序が解析結果に及ぼす影響が顕著となることが明らかとなった。

5.4 まとめ

本研究では、液状化時の地盤の変形が橋梁基礎に及ぼす影響を明らかにし、地盤の変形を考慮した橋梁基礎の性能照査法を提案することを目的とした検討を行った。

そのうち、本報では、応答変位法による基礎の応答算定における荷重の組合せ、表層非液状化層の影響および外力の作用順序の影響について検討した結果を示した。
ここで得られた知見は以下のとおりである。

1)　応答変位法で必要となる入力外力、すなわち上部構

造の慣性力と地盤変位の組合せ方法について、実験的に検討した。その結果、表層非液状化層の存在により、フーチング慣性力と地盤変位はほぼ同時に作用し、杭頭の曲げモーメントの最大値はそのときに発生することが分かった。一方、地表面に水位があり表層非液状化層がない場合は、慣性力、地盤変位と杭頭曲げモーメントとの相関関係が見られなくなることが分かった。

2) 応答変位法による計算の結果、表層非液状化層が厚く、その相対密度が大きい場合ほど、杭の曲げモーメントおよび杭頭変位に及ぼす地盤変位の影響が顕著となることが分かった。

3) 応答変位法によるパラメータスタディの結果、慣性力および地盤変位を作用させる順序による解析結果の違いが顕著であることが分かった。

応答変位法に基づく基礎の耐震性能照査にあたっては、上記の点に留意する必要がある。

6. 上下部構造の連成を考慮した耐震性能の実験的検証法に関する研究

6.1 研究目的

基礎構造の地震時挙動には、基礎構造の振動特性のみならず、上部構造を含めた構造物全体系としての振動特性が大きな影響を及ぼすことが知られているが、上部構造-基礎構造-地盤までを含めた構造物全体系の地震時挙動については未解明の部分が多い。また、構造物の地震時挙動に関する研究は、上部構造または基礎構造のみに着目したものが多く、両者の連成を考慮した既往の実験的研究はほとんどない。

このような観点から、上部構造を数値モデル、非液状化地盤及び基礎構造を実際の模型とするハイブリッド振動実験を行い、上部構造の応答特性を考慮した基礎構造の地震時挙動を明らかにした。また、地盤の液状化を考慮したハイブリッド振動実験を実施し、地盤の剛性が急変する条件の下で、上部構造の応答を考慮した基礎構造の地震時挙動を系統的に解明するとともに、構造物全体系の耐震性能を実験的に検証する方法を提案した。なお、ハイブリッド振動実験における加振機制御の安定性を確保するためには、加振機の遅れ補償手法、加振機取付治具の慣性力補償手法などの特殊な技術が必要となる。これらの詳細については文献22)～25)を参照されたい。

6.2 地盤の液状化を考慮したハイブリッド振動実験

6.2.1 実験条件

ハイブリッド振動実験の概要を図-6.1に示す。本研究では、数値モデルとして、上部構造質量と橋脚の等価質量の和からなる質点、フーチングの質量を有する質点、橋脚の剛性を表す水平せん断バネからなる２自由度系モデルを採用し、杭基礎および地盤は実模型とした。

実験対象模型全体の最高次数の固有振動数が、制御可能な振動数の超過による制御装置の発散を生じさせないこと、実際の杭基礎の配筋等を再現できるような縮尺率とする必要があることなどの条件を総合的に判断し、図

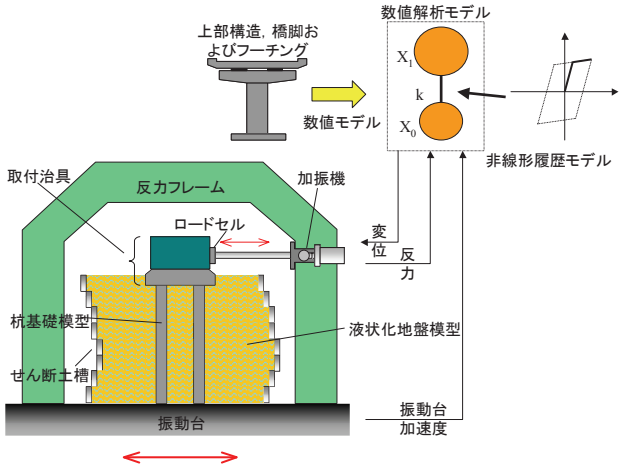


図-6.1　ハイブリッド振動実験の概要

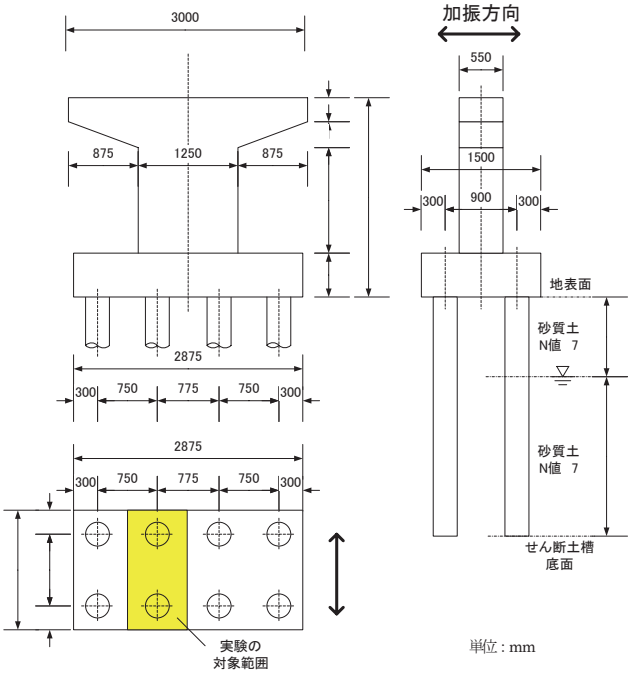


図-6.2　想定した橋脚

-6.2 のように実験対象模型の諸元を設定した。また、4×2 配列の杭基礎のうち、1 列のみを取り出したものを実験模型とした。模型杭の配筋は、材料強度に応じて鉄筋量を調整し、実規模橋梁の試設計を反映した上で行った。実験に用いた模型杭を**図-6.3** に示す。

実験模型の振動特性を把握するため、実験対象橋梁を対象とした固有振動解析を行った。固有振動解析のモデルは、上部構造およびフーチングを質点とし、橋脚および地盤-基礎系を水平バネに置き換えた 2 自由度系モデルである。なお、地盤-基礎系のバネについては、実験に先立って行った微小加振試験で得られた値を用いた。解析結果を**表-6.1** に示す。

実験ケースは**表-6.2** のとおりであり、6 回の実験を行った。入力波形は、実験模型の 1 次の固有振動数に相当する正弦波および 2 次の固有振動数に相当する正弦波である。

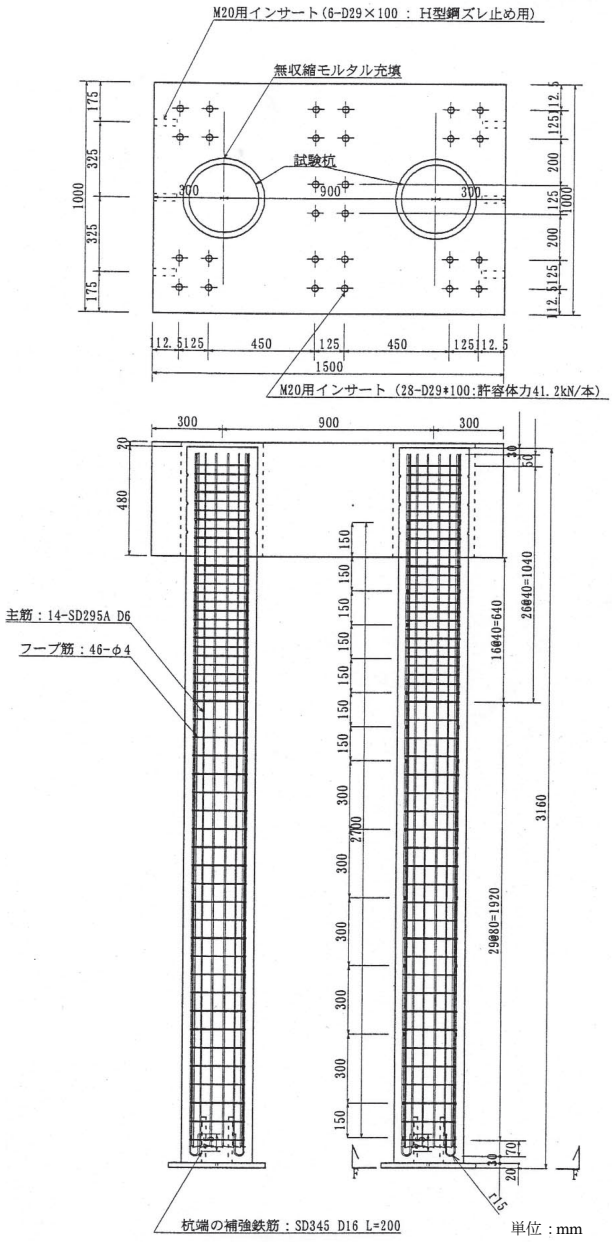


図-6.3　実験模型基礎

表-6.1　実験対象模型全体の固有振動数

			1次固有振動数(Hz)		2次固有振動数(Hz)	
			橋脚無補強	橋脚補強	橋脚無補強	橋脚補強
相対密度 Dr(%)	40	初期状態	2.51	2.53	11.88	12.93
		液状化時	1.19	1.19	11.52	12.60
	88		3.33	3.38	12.31	13.32

表-6.2　実験ケース

実験ケース	入力波		橋脚		Dr(%)
	振幅(gal)	振動数(Hz)	補強	非線形特性	
C3	600	12.0	なし	考慮しない(弾性)	88
C4	600	12.0	なし	考慮しない(弾性)	40
C5	600	12.0	なし	バイリニア	88
C6	600	12.0	なし	バイリニア	40
C8	600	13.0	あり	バイリニア	40
C9	0～500(漸増)	1.0	なし	バイリニア	40

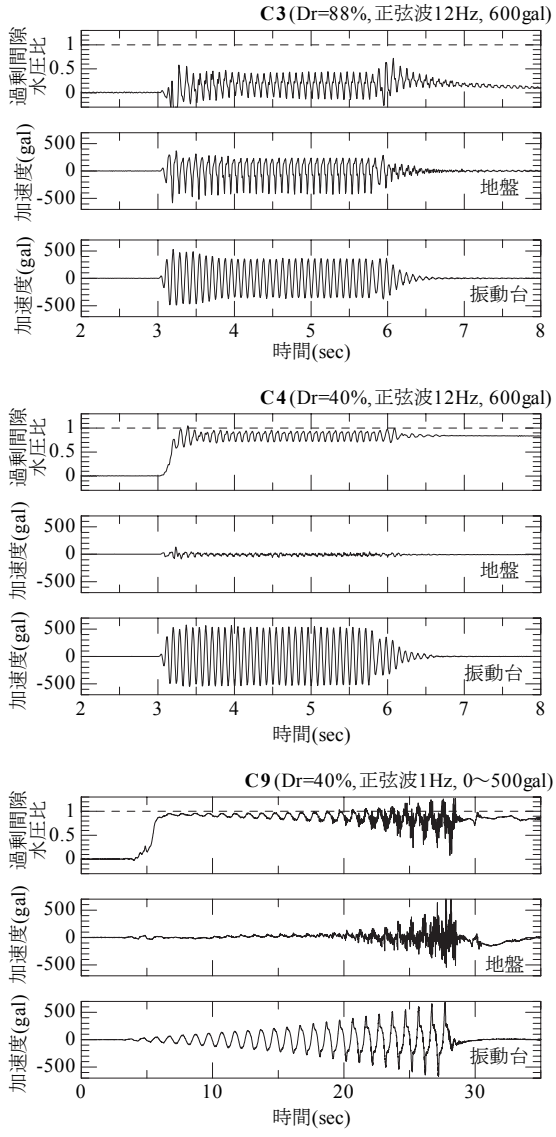


図-6.4　地盤の応答の例

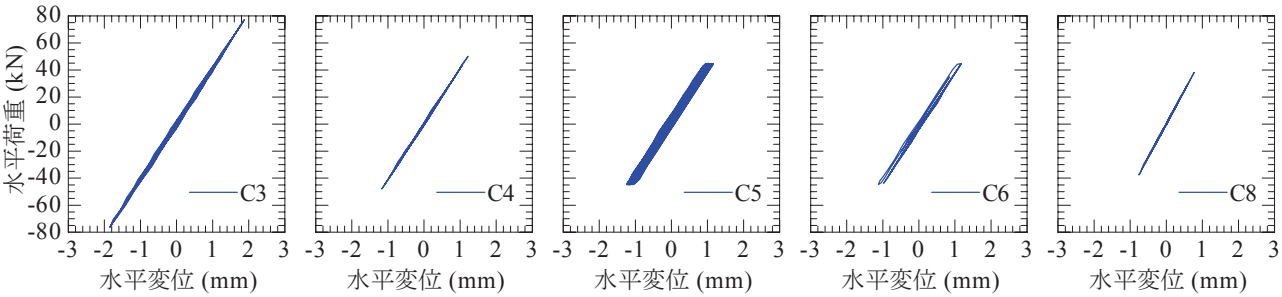


図-6.5　橋脚の荷重-変位関係

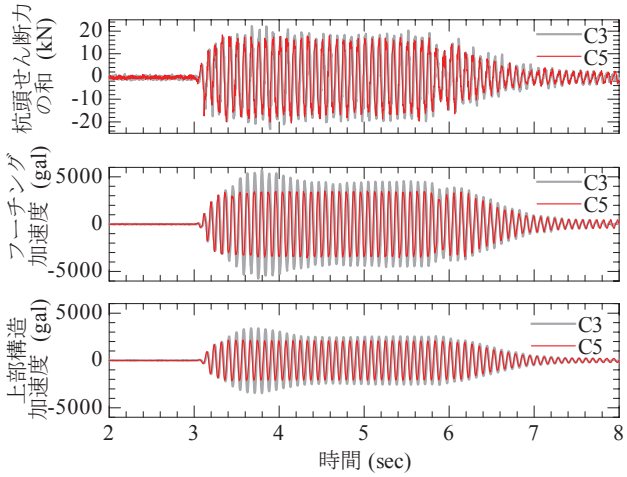


図-6.6　橋脚の塑性化の影響

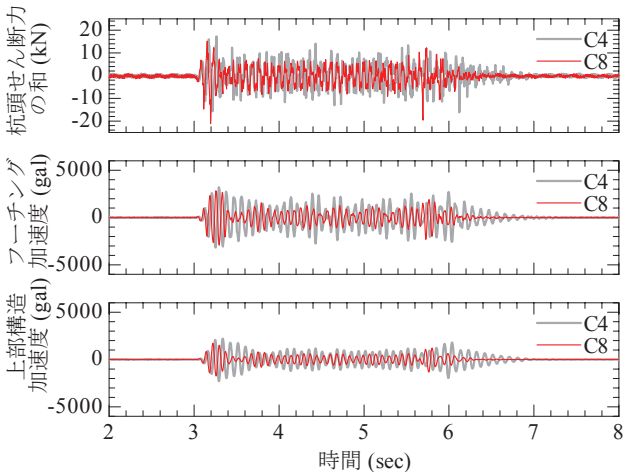


図-6.8　橋脚の補強の影響

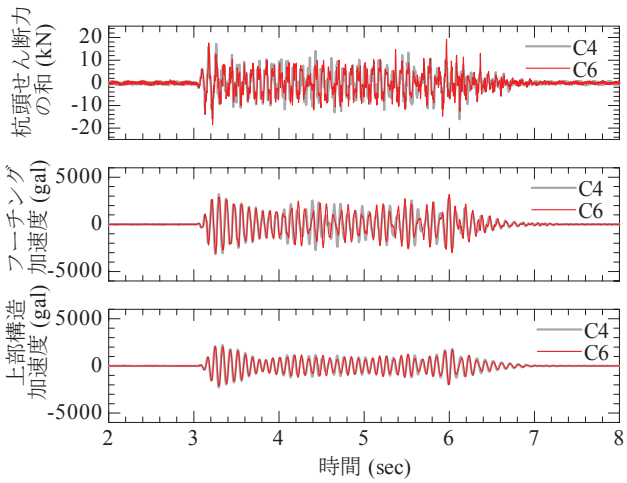


図-6.7　橋脚の塑性化の影響

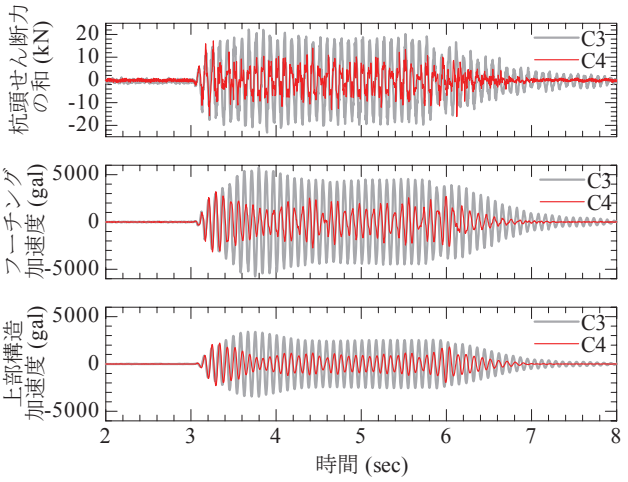


図-6.9　地盤の液状化の影響

6.2.2 実験結果

(1) 地盤の応答

本研究で行った実験ケースのうち、地盤条件および加振条件が類似しているケース、すなわち相対密度 Dr=88%である C3 と C5、および Dr=40%の C4、C6、C8 では地盤の応答が明確に異なることはなかった。そこで、代表例としてケース C3、C4 および C9 の地盤の応答について以下に述べる。

ケース C3、C4、C9 について、杭遠方地盤において地表面から 0.95m の深度で測定した地盤の加速度および過剰間隙水圧比の時刻歴の一例を**図-6.4** に示す。Dr=88%のケース C3 では過剰間隙水圧比はおよそ 0.5 以下であり、液状化していない。地盤加速度の振幅は、入力波形と比較して若干減衰しているが、地盤は振動台の動きに概ね追随している。Dr=40%のケース C4 および C9 では、加振開始後の 3～4 波で過剰間隙水圧比が 1 に達して地盤が液状化し、加振終了まで液状化状態が継続している。また、いずれのケースでも地盤加速度の波形は過剰間隙水圧比が 1 に達した時刻とほぼ同時に急激に減衰する波形となっている。

(2) 橋脚の荷重-変位関係

各ケースにおける橋脚の荷重-変位関係を図-6.5 に示す。橋脚の非線形性を考慮した C5 および C6 では、わずかに橋脚が塑性化していることが分かる。また、橋脚を補強した状態を想定した C8 においても橋脚の非線形性を考慮したが、後述のとおり上部構造の応答が小さくなり、結果的には弾性範囲にとどまった。

(3) 橋脚の塑性化の影響

まず、相対密度 Dr=88%の地盤に 2 次の固有振動数に相当する正弦波を入力したケース C3 および C5 における構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を図-6.6 に示す。杭頭せん断力の和とは、加振機の荷重から杭基礎模型上部治具の慣性力を減ずることにより求めた、杭 2 本の杭頭に作用するせん断力の和である。加振開始後の４波までは、C5 の橋脚も塑性化していないため C3 と C5 の応答はほぼ一致している。5 波目以降で C5 の橋脚が塑性化するとともに、C5 の上部構造およびフーチングの加速度が C3 よりも小さくなり、杭頭のせん断力も減少した。

次に、相対密度 Dr=40%の地盤に 2 次の固有振動数に相当する正弦波を入力したケース C4 および C6 における構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を図-6.7 に示す。加振開始後の 4 波までは、これら 2 ケースとも応答の振幅はほぼ一致している。2 波目以降で C6 の橋脚が塑性化することにより、C6 の上部構造およびフーチングの加速度が C4 よりも小さくなり、杭頭のせん断力もわずかに減少しているが、C6 では前述した C5 と比較して塑性化の程度が低いため、橋脚の塑性化による応答の変化は明確ではない。

(4) 橋脚の補強の影響

図-6.8はDr=40%の地盤で橋脚を補強したケースC8と無補強のC4での構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を示したものである。C8では橋脚の剛性が高いことにより2次の固有周波数もC4より高く、したがって加振周波数は両ケースで異なる。上部構造およびフーチングの加速度および杭頭のせん断力は、全体的にC8の方が小さくなっている。これは、橋脚を補強することによって、フーチングー上部構造系と基礎ー地盤系の剛性の比が大きくなったことにより、2次モードが卓越しにくくなったためであると考えられる。

(5) 地盤の液状化の影響

図-6.9は2次の固有振動数に相当する正弦波を入力したケース C3 および C4 の構造物の応答加速度と杭頭せん断力の和を示したものである。

加振開始後 3 波までは、C4 でも地盤が液状化しないために両ケースの応答はほぼ一致しているが、4 波目以降では上部構造およびフーチングの加速度および杭頭のせん断力は、全体的に C4 の方が小さくなっている。これも橋脚を補強した場合と同様に、地盤が液状化することによってフーチングー上部構造系と基礎ー地盤系の剛性比が著しく高くなることにより、2 次モードが卓越しにくくなったためであると考えられる。

6.3 まとめ

本研究では、上部構造を数値モデル、地盤および基礎構造を実際の模型とするハイブリッド振動実験によって構造物全体系の耐震性能を実験的に検証する方法を提案した。杭基礎で支持された一般的な橋梁を対象としたハイブリッド振動実験を行い、橋脚の塑性化の影響、橋脚の補強の影響、地盤の液状化の影響などをこの方法によって把握することが可能であることが明らかとなった。

7. 橋の動的解析に用いるための基礎のモデル化に関する試験調査

7.1 研究目的

大地震による構造物の甚大な被害を防ぐために、平成 8 年版以前と以後では、道路橋示方書における大地震に対する耐震設計の考え方は変化している。過去には中小地震時に対して構造物の挙動を弾性領域に留めるようにし、かつ適切な構造細目を与えることで大地震に対しても安全性を担保するという考え方であったが、現在では、大地震に対して構造物の非線形挙動を評価し、被害を許容できるレベルに制御しようとする考え方が導入されている。さらに、平成 14 年版の道路橋示方書では動的解析の活用も照査方法の一つとして位置づけられた。これは、時々刻々の部材抵抗の復元力特性を考慮できるモデルを用いて、想定する地震動が入力されたときの構造物への地震の影響(構造物の非線形応答)を可能な限り本来に近い形で考慮して設計を行おうとするものである。

基礎の非線形動的挙動を再現するためには地盤・基礎部材間の荷重のやりとり(相互作用)のモデルが必要であ

る。しかし、大地震時の荷重のやりとりを把握することは難しく、非線形性を再現するモデルの整備・検証が進んでいなかった。そこで、基礎の大半を占める深い基礎、特に杭基礎を対象に基礎・地盤間の相互作用を再現するモデルの開発を行った。

7.2 研究の構成と成果概要

構造物の動的解析における基礎のモデル化については様々な提案がなされている。究極的には様々な設計条件に対応できるように地盤を3次元のソリッド要素でモデル化するような、解析条件の設定自由度が高い解析手法の開発が目標とされるが、一般には、解析手法は設計上考慮する地盤や予測される基礎部材の非線形の程度、構造物の振動特性の単純さ・複雑さに応じて選択されることになる。そして、いくつかの制約はあるものの、一般の設計実務への導入に主眼をおいた、簡便で、かつある程度の精度を有する手法もまた求められている。そこで、本研究では、主に深い基礎の設計において広く行われているように、基礎をはりで、地盤抵抗をWinkler型の基礎地盤間相互作用バネでモデル化する手法(Beam on Nonlinear Winkler Foundation, BNWF)を前提として研究を行った。相互作用バネは、地盤反力度pと基礎・地盤間相対変位yの関係で記述される。そこで、p-y曲線モデルと呼ばれることもある。

換言すれば、現在の設計基準は静的解析に基づき設計を行っており、地盤反力度pと基礎・地盤間相対変位yの単調載荷時の非線形関係のみが示されている。本研究は、同様の構造解析モデルで非線形の時刻歴解析も可能となるように、新たにp-y関係に履歴則を与えようとするものである。

本研究における主な研究フローを**図-7.1**に示す。

まず、大地震時の基礎・地盤間の荷重のやりとりについて、繰返し圧縮・伸張載荷を受ける砂の要素試験結果や過去に土木研究所が行った砂地盤中の単杭の繰返し水平載荷実験結果から、地盤工学的にp-y履歴則が有すべき性質を詳細に調べた[26]。そして、それらを満足するような新しい履歴則を提案し、単杭の水平交番載荷実験結果に対して数値解析を行い、提案履歴則を用いることにより静的に繰返し載荷を受ける杭の挙動を再現できることを検証した[27]。提案履歴則の概要は次節に示される。提案履歴則は過剰間隙水圧の上昇の影響が無視できる問題、すなわち全応力解析の範疇で適用可能なものである。

重要な点として、地震時に生じるような繰返し載荷に対する地盤抵抗の履歴特性において、正負交番載荷と一方向繰返し載荷の場合で発揮される地盤抵抗pは異なり、正負交番載荷の場合に比べて一方向繰返し載荷の場合は地盤抵抗が小さくなることがわかったことである（**図-7.2**）。

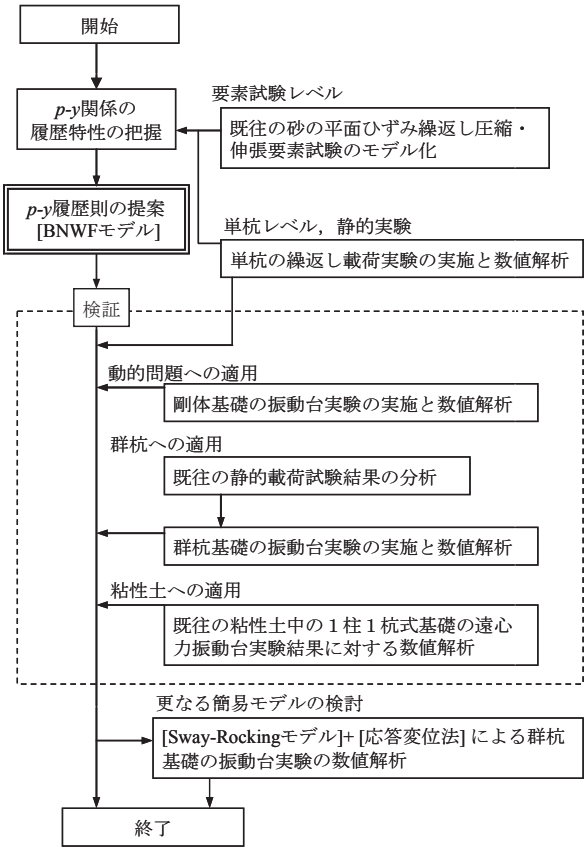


図-7.1　研究フロー

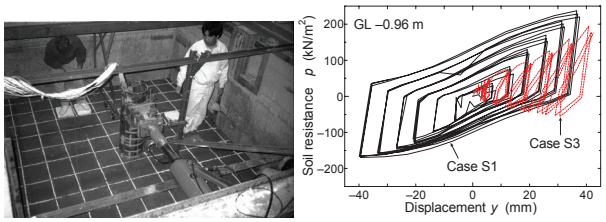


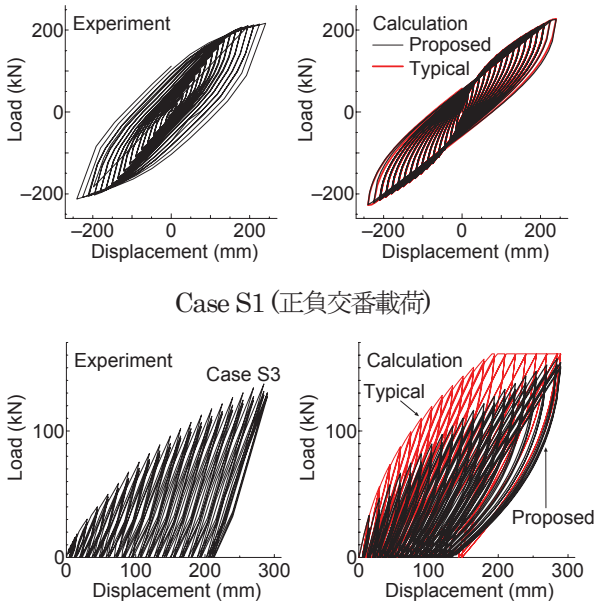
図-7.2　砂地盤中の単杭の繰返し載荷実験と同一深度(GL ?0.96 m)において得られたp-y曲線の比較（Case S1が正負交番載荷を杭頭にて与えた場合、Case S3が一方向繰返し載荷を杭頭にて与えた場合[26]）

このような性質は、土木研究所の実験以外の実験でも砂質土・粘性土によらず見られるようである。原因は、地盤のダイレタンシー変形の蓄積が繰返し載荷パターンに応じて変化することにありそうだということも分かった[26]。地震動による杭への載荷はランダムな繰返し載荷であるので、p-y曲線の履歴特性を載荷パターンによって変化させねばならない。この問題に対して、新しい履歴則は、異なる載荷パターンに対する異なる特性をひとつ

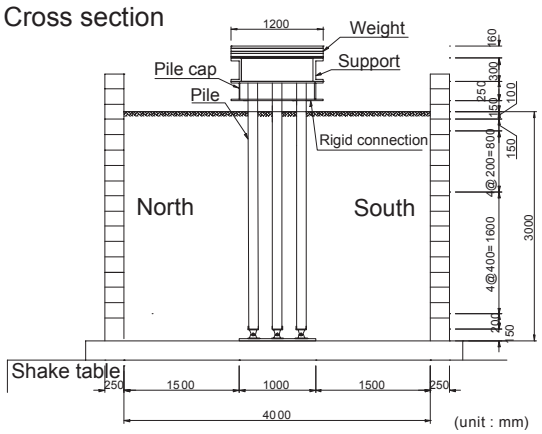
の履歴則で再現できる利点を有する。たとえば図–7. 2 の実験を提案 p-y 履歴則を用いてシミュレートした結果を図–7. 3 に示す。骨格曲線を同じくして既往の最大点指向型の履歴則を用いたときの結果も併せて示した。提案履歴則は正負交番載荷、一方向繰返し載荷のいずれの載荷パターンに対しても杭の適切な応答を与えるが、既往の履歴則では一方向繰返し載荷実験結果を再現できない。

次に、せん断土層内に根入れ 2.8 m, 3 ? 3 列の群杭基礎を設置、砂地盤を作成し、大型振動台実験を行った。そして、群杭効果を考慮した上で提案履歴則を適用し、群杭基礎の大型振動台実験結果をシミュレートした。実験概要を図–7. 4 に、解析モデルを図–7. 5 に、シミュレーション結果を図–7. 6 に示す。その結果、提案履歴則は群杭の地震時挙動を再現できることを確認した[28),29)]。

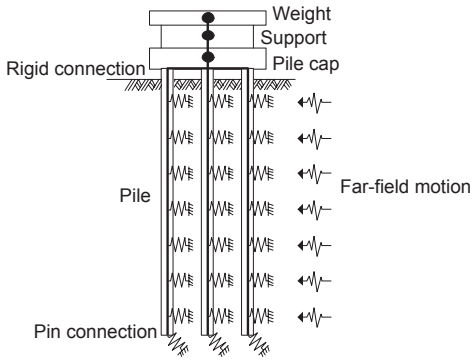
以上のような砂地盤に対する検討に加えて、粘性土中の深い基礎の地震時挙動に関しても検討を行った。軟弱な粘性土地盤は作成するのが困難であり、著者らも粘性土地盤中の杭の実験を自身では未だ行っていないし、報告されている実験も少ないが、遠心力振動台実験のデータがカリフォルニア大学Davis校から公開されていたので、それを利用して提案モデルの軟弱粘性土への適用性について検証を行った[30)]。



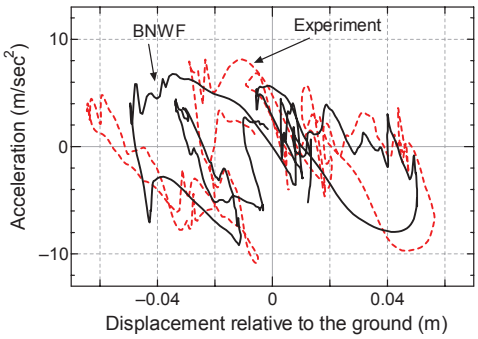
図–7. 3　砂地盤中の単杭の繰返し載荷実験の荷重変位曲線に関する実験値と計算値の比較 (Proposed = 提案履歴則を用いた場合、Typical = 最大点指向型履歴則を用いた場合)



図–7. 4　群杭の大型振動実験の実験模型概要[28),29)]



図–7. 5　群杭の大型振動実験の解析モデル[28),29)]



図–7. 6　群杭の大型振動実験の数値シミュレーション結果。上載荷重(Weight)の水平加速度・水平変位関係の実験値と計算値（振動台への入力波は 1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台観測波 NS 成分）[28),29)]

以上が主な概要であるが、これらの他に、設計実務への適用においてさらなる簡略化が可能であるかどうかについても、Sway-Rocking モデルの適用や応答変位法の適用について検討を行った[31)]。また、柱状基礎の大型振動台実験を行い、p-y 曲線を実験的に把握することも試みている[32)]。

7.3 新しいp-y履歴則

図-7.7 に提案履歴則の模式図を示す。骨格曲線(Skeleton line)の選択は任意であるが、ここではBi-linearモデルを用いた例を示す。p_uは極限地盤反力度である。骨格曲線の初期剛性k_Hは除荷剛性k_0をα_k倍する。除荷剛性k_0は地盤材料の除荷剛性に近いオーダーであると考えられる。一方、実際の骨格曲線の非線形挙動を Bi-linear カーブにフィッティングするときに初期剛性はフィッティングパラメターになるため、α_kを導入する。

基本となる履歴則は最大点指向型である。骨格曲線からの除荷は、弾性除荷点R_1から荷重0に達するまでは除荷剛性を有する直線で(以後、弾性除荷と呼ぶ)、続く単調載荷に対しては点R_1の原点に対して点対称な点R_1^*へ向かう直線である。これらをまとめて外部曲線(External line)と呼ぶ。ここに、荷重増分の絶対値が減少することを除荷、増加することを載荷と呼ぶ。

外部曲線からの弾性除荷・およびその後骨格曲線に達するまでの単調載荷経路を参照曲線(Reference line)と呼ぶ。参照曲線は弾性除荷後に点T_1へ向かう。ここで、点T_1は次の二つの直線の交点である。一つは、点R_1から弾性除荷し、荷重が0に達するときの点Z_1を通る、除荷剛性k_0のm倍の勾配を有する直線である。ここに、一般に$m=\alpha_k$とする。もう一つは、直線Z_1^*-R_1である。点Z_1^*は、骨格曲線からの除荷点R_1の点対称な点R_1^*から弾性除荷が生じた場合に荷重0に達する点である。このようにmを考慮し、再載荷時に除荷点と異なる点を目指すため、外部曲線R_1-Z_1-R_1^*上からの荷重反転後の経路および地盤抵抗は荷重反転が生じた点に応じて異なる。例えば、点R_1^*で荷重が反転するときには元の除荷点R_1へと戻るが、点Z_1で荷重が反転するときには除荷点R_1と同じ変位レベルに達しても元の除荷点R_1よりも小さな地盤抵抗しか発揮されない。模式的には図-7.8のような履歴特性を有する。

参照曲線から除荷が生じた後の内部曲線(Internal line)は、経路の向きに応じて点T_2またはT_3へ向かう。点Z_2, T_2, Z_3, T_3は点Z_1, T_1と同様の手順で設定される。

さらに、単杭に関するp-y関係を補正し、群杭に関するp-y関係を求めるため、Brown et al.[33]のp-multiplier法を履歴ループへ適用できるように拡張した。

$$p_G(y) = \eta \times p_S(y) \quad \text{if } p > 0,$$
$$p_G(y) = \eta' \times p_S(y) \quad \text{if } p < 0$$

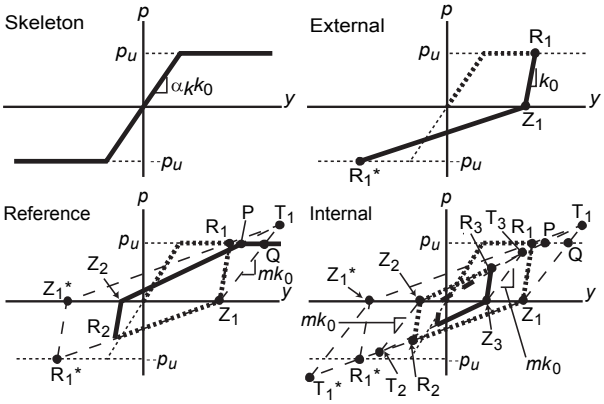


図-7.7　提案履歴則

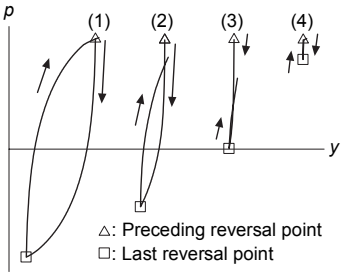


図-7.8　載荷パターンに応じた履歴特性の変化の模式図((1)正負交番載荷、(2) 一方向繰返し載荷に近い状態、(3) 一方向繰返し載荷、(4) 微小な除荷・再載荷挙動)

ここに、$p_S(y)$が単杭のp-y関係、$p_G(y)$が対応する群杭中の杭の p-y 関係である。η, η' は p に関する補正係数(p-multiplier)で、群杭中の杭位置、杭中心間隔などから決定される。図-7.9 に概念図を示す。動的解析は正負両方向への載荷が生じ得る。たとえば群杭中の端部の杭を想定すると、杭と地盤の相対変位に応じて前列杭にも後列杭にもなり得る。そこで、p の正負に応じて2つの補正係数値η, η'を用いる。

群杭効率η, η'の値の評価法については、静的載荷を対象とした場合に様々な研究が行われているものの未解決の状態にある。図-7.6 の数値解析では幸左らの方法[34]を用いて求めた。ただし、この方法による群杭効率の予測値は、過去の静的載荷試験結果などと比較した場合、粘性土に対して精度が悪い場合もあるようである[35]。今後、群杭効率の評価方法に関する更なる研究が必要である。

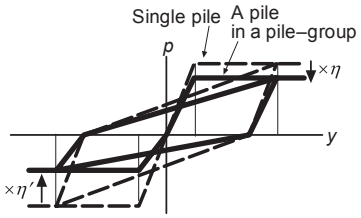


図-7.9 群杭効率の考慮

7.4 まとめ

本研究では、基礎の動的解析のためのモデルとして、p-y 曲線の履歴則を開発した。提案した p-y 履歴則を組込んだ Winkler 型相互作用バネを用いた数値解析は、正負交番載荷と一方向繰返し載荷を受けるときの杭の挙動の違いを再現する。さらに、単杭、群杭の両者、砂地盤、粘性土地盤の両者のいずれの条件の実験に対しても、対象とした実験に関しては精度良く再現する。

提案 p-y 履歴則の背景は文献[27]が、コンピュータコード化については文献[29]が、地盤調査結果からのパラメータの設定方法の考え方については文献[28), 36)]が参考になろう。

今回検証されていない事項、たとえば、杭に作用する鉛直力が支持力に達することにより基礎に非線形挙動が生じる場合、地盤に液状化、それに伴う流動化が生じる場合におけるモデルの検証は、別途行う必要があり、今後の課題である。

8. 橋梁の耐風安定性評価手法の開発に関する調査

8.1 研究目的

鋼道路橋では、近年、コスト縮減の観点から、PC 床版等を用いて床版支間を大きくし、鋼主桁の本数を少なくするとともに、横桁・横構等の横つなぎ部材を単純化または省略して合理化を図った橋梁形式（以下、鋼少数主桁橋）を採用する事例が増えつつある（**写真-8.1**）。この橋梁形式は当初、支間長 50m 程度までの橋に適用されていたが、最近では適用支間を 70～90m 程度まで伸ばした事例も報告されている。

橋の耐風性を考える上で、振動特性（振動数、構造減衰等）と空力特性の評価が重要となるが、本橋については同規模の鋼箱桁橋と比較してねじれ剛性が相対的に低くねじれ振動数が低い構造といえる。また、兵庫県南部地震以降のゴムタイプの支承の採用により、たわみ・ねじれ振動時の構造減衰が変化してきており、長支間の場合の耐風安定性の評価が課題の一つとなっている[37)]。これまでも個別の橋に対して、風洞試験を行い耐風安定性を検討した事例が報告されている[38)]が、試験には時間と費用を要するため、試験を行わずに耐風安定性を概略把握可能な評価手法が求められている。

このような背景から、本研究において、鋼少数主桁橋の二次元模型風洞試験および起振機による振動実験を実施し、本橋の耐風安定性について検討を進めてきた。本文では、これら研究成果を基に鋼少数主桁橋の耐風安定性の評価法を提案するとともに、実橋への適用性について検討した結果[339)]を報告する。なお、一連の風洞試験および振動試験は、（社）日本橋梁建設協会との共同研究（平成 14～16 年度）において実施した。



写真-8.1 鋼少数主桁橋

8.2 耐風性の推定式の概要

橋に作用する風の動的な影響として、発散振動や渦励振等の発現を考慮する必要がある。これら発散振動と渦励振に対する耐風性については、一般に架橋地点の風の特性及び橋の構造特性等を適切に考慮して、それらの発現風速・振幅を推定し、発現風速がその橋の供用中に発生すると想定される風速（照査風速）に比べて十分高いこと、あるいは振動が橋の安全性、使用性に支障をきたさないことを確認することにより評価が行われている。本研究では、鋼少数主桁橋における発散振動及び渦励振発現時の風速・振幅の推定式、構造減衰の推定式について提案した。以下に、提案した推定式を示す。

8.2.1 発散振動に対する推定式

推定式の導出手順は、基本的に道路橋耐風設計便覧[40]（以下、耐風便覧）に示される鋼箱桁に対する推定式導出の考え方・方法に準じている。また、照査に用いる風速及び振幅については耐風便覧に従っており、ここでは省略する。

⑴ ギャロッピング（たわみ発散振動）

発現風速の推定式

$U_{cg}=3.5 f_h \cdot B$

（ただし、乱れ強さ $I_u<0.15$ かつ $B/d<5$ の場合）

ここで、U_{cg}：ギャロッピング発現風速（m/s）

f_h：鉛直たわみ一次固有振動数（Hz）

$f_h=100/L$　（L：最大支間長（m））

B：橋桁の総幅（m）

d：橋桁の有効高（m）

⑵ フラッター（ねじれ発散振動）

発現風速の推定式（**図-8.4** 参照）

$U_{cf}=(6.0-B/d)\, f_\theta \cdot B$　$(1.5<B/d<3.5)$

$U_{cf}=2.5 f_\theta \cdot B$　$(3.5\leqq B/d)$

ただし、特に乱れの小さい海上部に建設する場合

$U_{cf}=2.1 f_\theta \cdot B$　$(3.0\leqq B/d<5.0)$

ここで、U_{cf}：フラッターの発現風速（m/s）

f_θ：ねじれの一次固有振動数（Hz）

ここで、$f_\theta=1.1 f_h$

8.2.2 渦励振に対する推定式

⑴ たわみ渦励振

1）発現風速の推定式（**図-8.5** 参照）

$U_{cvh}=2.0 f_h \cdot B$

（ただし、乱れ強さ $I_u<0.20$ かつ $1.5\leqq B/d<5$ の場合）

ここで、U_{cvh}：鉛直たわみモードの渦励振の発現風速（m/s）

2）発現振幅の推定式（**図-8.6** 参照）

$$h_c=1.3\beta_h\left(\frac{B}{d}\right)^{-1}\cdot\frac{B}{m_r\cdot\delta_h}\cdot E_{th}$$

ここで、h_c：鉛直たわみモードの渦励振の発現振幅（m）

f_h：鉛直たわみ1次固有振動数（Hz）

m_r：無次元質量（$=m/(\rho B^2)$）

m：橋の単位長さあたり質量（kg/m）

ρ：空気密度（1.23 kg/m^3）

δ_h：鉛直たわみモードの構造減衰

β_h：鉛直たわみモード振幅換算係数

$\beta_h=0.04\times(B/d)$　$(B/d<3.5)$

$\beta_h=0.14$　$(3.5\leqq B/d)$

E_{th}：気流の乱れによる振動応答振幅の低減係数

$E_{th}=1-15\,(B/d)^{1/2}\cdot I_u^2\geqq 0$

⑵ ねじれ渦励振

1）発現風速の推定式

$U_{cv\theta}=(3.5-0.62B/d)\, f_\theta \cdot B$　$(1.5\leqq B/d<3.5)$

$U_{cf}=1.33 \cdot f_\theta \cdot B$　$(3.5\leqq B/d)$

（ただし、乱れ強さ $I_u<0.20$ かつ $1.5\leqq B/d<5$ の場合）

ここで、$U_{cv\theta}$：ねじれモードの渦励振の発現風速（m/s）

2）発現振幅の推定式

$$\theta_c=1.3\,\beta_\theta\left(\frac{B}{d}\right)^{-3}\cdot\frac{1}{I_{pr}\cdot\delta_\theta}\cdot E_{t\theta}$$

ここで、θ_c：ねじれモードの渦励振の発現振幅（°）

f_θ：ねじれ1次固有振動数（Hz）

B：橋桁の総幅（m）

I_{pr}：無次元極慣性モーメント（$\equiv I_p/(\rho B^4)$）

I_p：橋の単位長さあたり極慣性モーメント（kg･m）

$I_p=(0.3B)^2\cdot m$

δ_θ：ねじれモードの構造減衰

β_θ：ねじれ振動モード振幅換算係数

$\beta_\theta=1.3\times(B/d)^3$　$(B/d<3.4)$

$\beta_\theta=51.1$　$(3.4\leqq B/d)$

$E_{t\theta}$：気流の乱れによる一様気流中で観測された振動応答振幅の低減係数

$E_{t\theta}=1-20\,(B/d)^{1/2}\cdot I_u^2\geqq 0$

8.2.3 構造減衰の推定式

地震時水平力分散型ゴム支承を有する鋼少数主桁橋のたわみ・ねじれ振動に対する構造減衰の推定式（**図-8.7** 参照）

$\delta=0.35/\sqrt{L}$

ここで、δ：構造減衰（対数減衰率）

L：最大支間長（m）

8.3 推定式提案に当たっての実験的検討

以下に、推定式の根拠となる実験の概要を示す。

8.3.1 二次元模型風洞試験による対風応答特性の検討

⑴ 試験方法

代表的な断面を有する鋼少数主桁橋を対象として、構造諸元や風の特性をパラメータとした場合の二次元模型風洞試験（バネ支持試験）を行い、対風応答特性を調査した。**表-8.1** に対象とした橋の諸元を、**表-8.2** に試験条件を示す。また、**図-8.1** に橋の断面形状を示す。後述するが、構造減衰（対数減衰率）については支間長 100m 程度までは 0.03 以上見込めることから、推定式の検討には基本的に構造

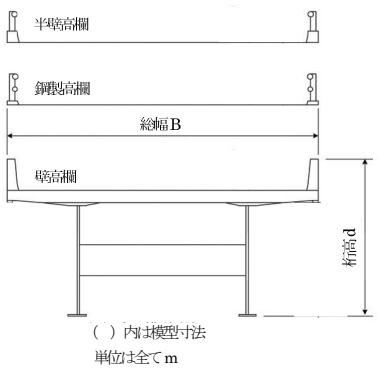


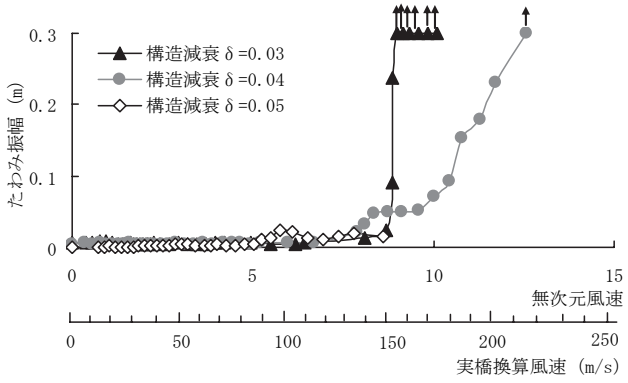
図-8.1 橋の断面形状

表-8.1 風洞試験において想定した橋の諸元

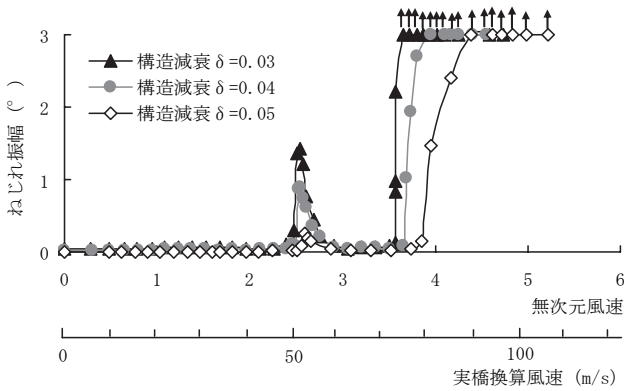
項目		幅員8m級	幅員11m級	幅員15m級	幅員18m級
総幅B（m）		7.91	11.20	15.70	17.51
主桁本数（本）		2	2	3	2
B/d	壁高欄	1.89	2.60	3.56	3.73
	鋼製高欄	2.33	3.19	4.45	4.47
	半壁高欄	2.19	2.97	3.98	－
固有振動数（Hz）	たわみ	1.153	1.493	1.109	1.361
	ねじれ	1.518	1.823	1.372	1.588
振動数比		1.32	1.22	1.24	1.17

表-8.2 風洞試験条件

パラメータ	試験条件
構造減衰	δ=0.02，0.03，0.04，0.05，0.06
迎角	α=0°，±3°
気流条件	一様流，乱流（I_u=4.4，10，18%）



(a) たわみ振動



(b) ねじれ振動

図-8.2 風速と応答振幅の関係（構造減衰の影響）

減衰が0.03以上で一様流中の試験結果を用いた。また、推定式については、耐風便覧における鋼箱桁橋における推定式との整合性を考慮するとともに、データのばらつきに対して下限側（安全側）の値を基に設定した。

⑵ 試験結果と考察

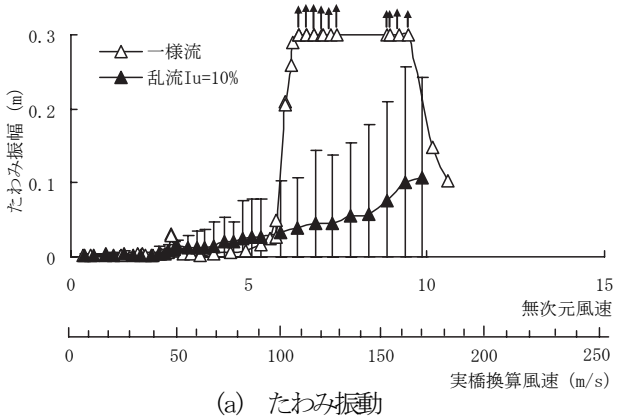
図-8.2に、幅員11m級、一様流中の条件で構造減衰（対数減衰率）δを変化させた場合の風速と応答振幅の関係を示す。また、**図-8.3**に、迎角0°、乱流の条件での風速と応答振幅の関係を示す。試験結果は実橋換算した風速および応答振幅により整理した。

1）風速と応答振幅の関係

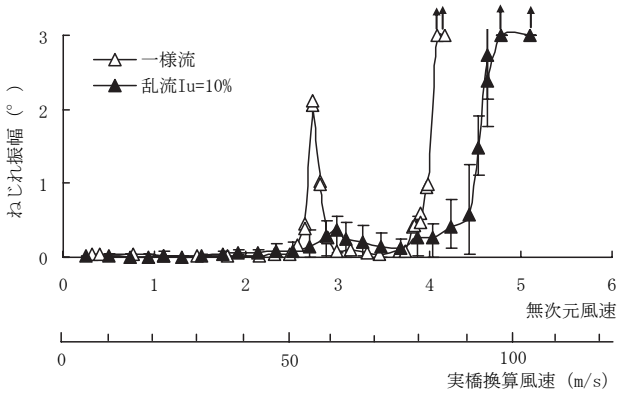
推定式に含まれる構造減衰δ及び気流の乱れ強さI_uが応答振幅に与える影響について説明する。

構造減衰の影響に関しては、たわみ振動の場合、δ=0.04以上であれば渦励振はほぼ消滅するとともに、発散振動も高風速域に移動し耐風安定性が向上した。ねじれ振動の場合、δ=0.05以上であれば渦励振は消滅には至らないまでも発現振幅は非常に小さくなり、発散振動も高風速域に移動し、安定化する傾向が見られた。

乱流の影響に関して、たわみ振動の場合、乱れ強さI_u=10%では渦励振は消滅するとともに、明確な発散振動は生じなくなった。ねじれ振動の場合、乱れ強さI_u=10%



(a) たわみ振動



(b) ねじれ振動

図-8.3 風速と応答振幅の関係（乱流の影響）

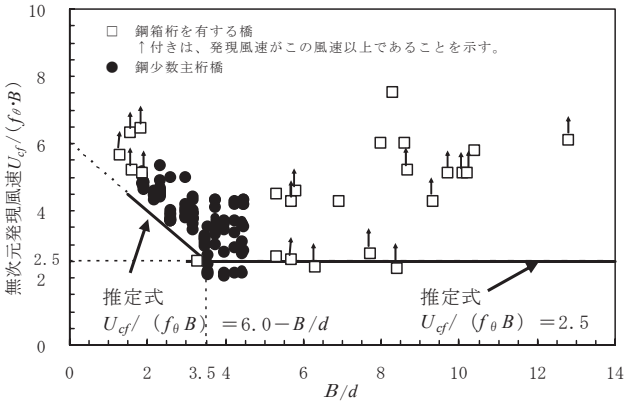


図-8.4　フラッターの発現風速

でも、渦励振の発現振幅は小さくなるものの消滅には至らなかった。一方、発散振動については発現風速が高風速域に移行する傾向が見られた。

2）発散振動の発現風速

図-8.4 にフラッターの発現風速と *B/d* の関係を示す。図中には鋼箱桁を有する橋の試験結果[40]を併せて示す。*B/d* が 3.5 以下では発現風速が大きくなる傾向にある。また、*B/d* が 3.5～5 の範囲では発現風速が 2.5 を下回ることがあるが、2.5（耐風便覧における鋼箱桁を有する橋に対する推定式）が概ね下限値となっている。また、2.5 を下回る場合でも、乱流の効果を踏まえると発現風速が高風速に移行すると考えられることから、$3.0 \leqq B/d < 5.0$ では、乱れ強さの非常に小さい海上部に建設する場合に対して、下限値を 2.1 とすることとした。

ギャロッピングについては、図は省略するが、発現風速に関して迎角の影響は小さく *B/d* による影響も小さいこと、下限値は 3.5 程度であることが確認された。

3）渦励振の発現風速および発現振幅

図-8.5 及び**図-8.6** に、たわみ渦励振の発現風速・振幅と *B/d* の関係をそれぞれ示す。発現風速については、下限値は 2.0（耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹桁に対する推定式と同じ）程度である。発現振幅については、$(h/B) \cdot m_r \cdot \delta_h = 0.04$ で概ね上限値を捉えているが、*B/d* が 3.5 以上になると若干小さくなる傾向が見られる。

ねじれ渦励振に関しては、図は省略するが、発現風速について、1.33（耐風便覧における吊橋・斜張橋の充腹桁に対する推定式）で概ね下限値を捉えており、*B/d* が小さくなるにつれて発現風速が大きくなる傾向が見られること、発現振幅については $\theta \cdot I_{pr} \cdot \delta_\theta = 1.3$ で概ね上限を捉えており、*B/d* が 3.4 以上になると小さくなる傾向が見られることが確認された。

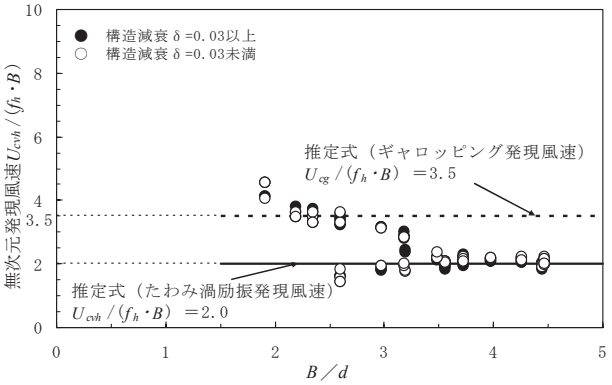


図-8.5　たわみ渦励振の発現風速

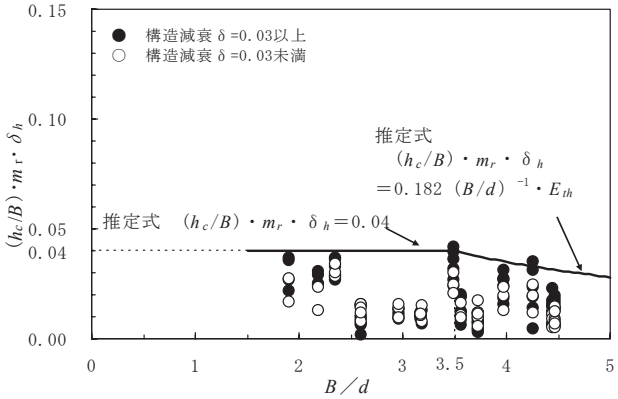


図-8.6　たわみ渦励振の発現振幅

8.3.2 実橋振動試験による振動特性の検討

(1) 試験方法

風洞試験結果の評価に際して、橋の固有振動数や構造減衰等の振動特性を適切に考慮する必要がある。鋼少数主桁橋については、これまで起振機による振動計測の事例がないことから、鋼少数主桁橋 2 橋（A 橋：最大支間長 60m、B 橋：最大支間長 70m）と鋼細幅箱桁橋 1 橋（C 橋：最大支間長 110m）の 3 橋を対象とした振動試験（定常加振および自由減衰時の振動を計測）を行い、ねじれ・たわみの振動数及び構造減衰を調査した（**写真-8.2**）。また、既存のゴムタイプの支承を有する鋼箱桁橋の試験結果も併せて整理することにより構造減衰の推定式の検討を行った。なお、振動試験を実施した 3 橋の支承はいずれも地震時水平力分散型ゴム支承である。



写真-8.2　起振機（土木研究所所有）による実橋振動試験

表-8.3 固有振動数の計測結果

モード	固有振動数（Hz）（実測値（平均値））	
	A橋	B橋
鉛直たわみ1次	1.88	1.31
ねじれ1次	2.17	1.50
振動数比	1.15	1.15

⑵ 試験結果と考察

1）固有振動数

表-8.3に、固有振動数の計測結果を示す。耐風便覧では、鋼箱桁橋を対象としたたわみ振動数 f_h の推定式を $f_h=100/L$ としているが、たわみ振動数は同式による推定値（支間60m、70mではそれぞれ1.7、1.4）よりも若干大きいものの概ね傾向は一致している。一方、ねじれ振動数を求めるための振動数比（ねじれ振動数/たわみ振動数）については、A橋、B橋及び既存の実橋計測結果によれば、1.1～1.2であり、箱桁橋における推定式（$f_\theta/f_h=2.0$）と比較して小さい。

2）構造減衰

ゴムタイプの支承を有する桁橋に関して、構造減衰（対数減衰率）の計測結果を振動モード別、橋の形式別に整理したものを図-8.7に示す。構造減衰については振幅依存性が見られることから、起振機により100gal程度まで加振した計測結果を用いることにした。図中には、耐風便覧における鋼製支承に対する構造減衰の推定式を示す。構造減衰の計測結果はばらつきが大きく、ある値に特定できるとは言い難い。ただし、全体の傾向として、鋼製支承の場合と比較して、ゴムタイプの支承の場合では、構造減衰が小さくなる橋が多く、支承の摩擦減衰の影響が一因として考えられる。この他にも、上部工の構造形式・構造詳細、振動モード、支承の種類・寸法諸元等も構造減衰に影響するものと考えられるが、それぞれの影響を特定するだけの十分なデータが現時点で得られていないことから、鋼製支承とゴム支承に大別して、構造減衰の目安値を与えることとした。推定式は、鋼製支承の場合の推定式と同じ式形とし、鋼少数主桁橋2橋ならびに鋼箱桁橋の構造減衰の下限側となるように与えた。

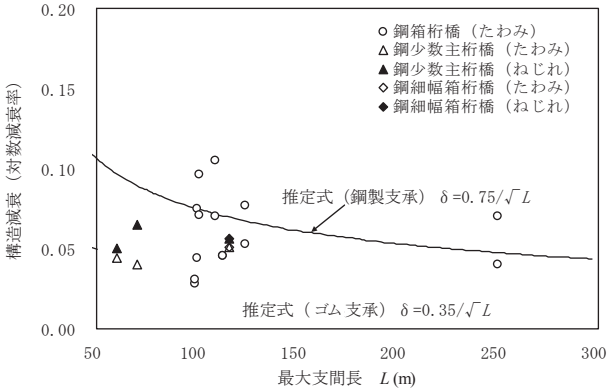


図-8.7 ゴムタイプの支承を有する桁橋の構造減衰（対数減衰率）

8.4 推定式の適用性に関する検討

8.4.1 検討方法

鋼少数主桁橋に関しては、これまで風による振動事例は報告されていないことから推定式の直接的な検証は難しい。そこで、実橋を想定し推定式を用いて発現風速の照査および発現振幅に対する使用性（利用者の不安感、不快感）の照査を行い、各照査を満足する支間長（以下、適用支間長）を試算し、これまでに建設された橋の現況との比較を行うことにより推定結果の傾向を確認した。表-8.4に想定した橋の諸元を示す。風の特性値は、一般的な架橋条件（開けた土地で、高度20m、全国の一般的な風速区分Ⅱ）を想定した。これと併せて、実橋11橋（幅員11m級）に対しても照査を行った。

また、実橋を対象とした既存の風洞試験結果（3橋分）に対して推定式を適用し、試験結果と推定値の比較を行った。

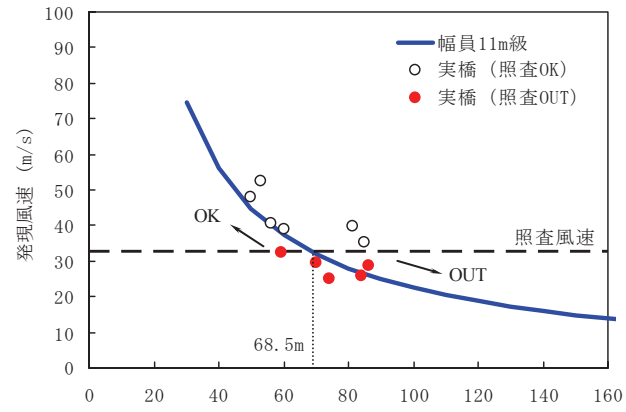
8.4.2 検討結果

図-8.8に、一例として幅員11m級の場合について、たわみ渦励振に対する適用支間長の試算結果及び実橋11橋の照査結果を示す。例えば、発現風速では、支間長68.5mを超えると照査を満足せず、発現振幅では、それ以上の支間長に対して、鋼製高欄の場合を除き照査を満足しないことを示している。

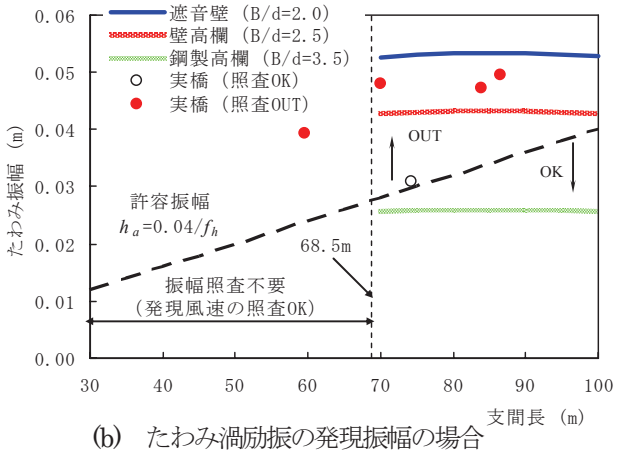
図-8.9に適用支間長の試算結果及び実橋11橋の照査結果を示す。適用支間長はB/d、幅員および高欄の種類により異なるが、50（幅員8m級）～105m（幅員18m級）であった。これは、これまでに建設された橋の大部分を含むものであり、同橋の現況と概ね対応している。また、既存の風洞試験結果との比較に関しては、推定式による発現風速・振幅の推定値は概ね試験結果と同程度もしくは安全側となることが確認された。

表-8.4 想定した橋の主な諸元

項目		幅員8m級	幅員11m級	幅員18m級
総幅B（m）		7.9	11.2	17.5
B/d	鋼製高欄	2.5	3.5	5.0
	壁高欄	2.0	2.5	4.0
	遮音壁	1.5	2.0	3.0



(a)　たわみ渦励振の発現風速の場合



(b)　たわみ渦励振の発現振幅の場合

図-8.8　適用支間長の試算結果の一例

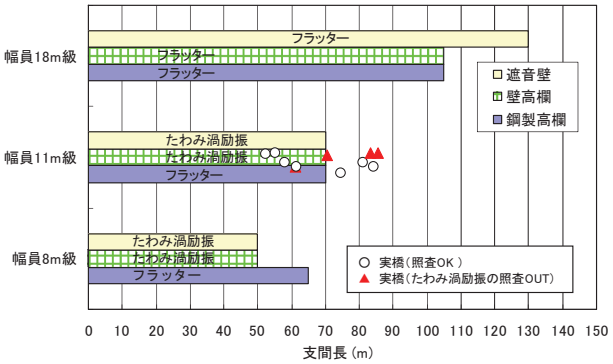


図-8.9　適用支間長の試算結果および実橋の照査結果

8.5 まとめ

鋼少数主桁橋を対象として、二次元模型風洞試験と実橋振動試験を行い、既存の研究結果との比較分析を踏まえ、構造諸元をパラメータとした振動発現時の風速・振幅の推定式、構造減衰の推定式及びこれらの推定式に基づく耐風安定性の評価法を提案するとともに、実橋に対して概ね適用可能であることを確認した。

しかしながら、本手法はごく限られた構造諸元と架橋地点の風の特性により耐風安定性を概略推定するものであり、現状の知見を踏まえて安全側となるように提案したものである。個別の橋の条件によっては必ずしも合理的な方法になるとは限らないこと、また、並列橋等の架橋条件が特殊な場合や、構造特性、断面形状が現状の橋と異なる場合には、推定式の適用の適否について検討が必要である。今後も推定式の基礎となるデータを充実させていくとともに、推定式の検証も行いつつ適宜改良していくことが必要と考えている。

9.　土木構造物の耐震性能評価方法に関する国際共同研究（1）

9.1 研究目的

橋の耐震性能を照査する手法には、解析に基づく照査法の他に、実験により橋の地震時挙動や部材の耐力・変形性能等を明らかにした結果を反映させる照査法がある。

橋の耐震性能や部材の耐力・変形性能、非線形履歴特性を検証する実験方法には、正負交番載荷実験、疑似動的載荷実験、振動台実験等がある。これらの実験方法には、現在、統一されたルールがなく、個々の事業者や研究者が保有している実験に関する知見に基づいて実施しているのが現状である。そのため、同じ構造物を対象とした実験であっても、実験供試体の設計や製作方法、載荷方法、計測方法は異なっており、これが原因で本来同じになる実験結果に差異が生じる場合があることから、実験的な検討に基づいて耐震性能を評価する際は注意が必要である。

そこで、本研究では、主に鉄筋コンクリート（RC）橋脚の実験に基づく耐震性能評価法について、最も代表的な正負交番載荷実験、及び地震時と同様に構造物を挙動させる振動台実験を対象に、実験結果に差異が生じると考えられる項目や統一事項として考慮すべき点について取りまとめることを目的として検討し、橋の耐震性能の評価に用いる実験手法に関するガイドライン(案)を作成した。また、米国連邦道路庁と連携し、耐震性能の評価方法の比較、耐震性能の評価のための共通的な実験手法の検討を行った。

9.2 正負交番載荷実験による耐震性能評価手法

9.2.1 正負交番載荷実験における載荷パターン

当該橋脚がどの程度の塑性変形性能を保有しているかを検証する手法である正負交番載荷実験では、一般に、降伏変位を基準変位としてその整数倍の変位を順次与える載荷方法が採用されている。しかし、載荷繰返し回数や載荷履歴は、実験者により異なっているため、終局変位やじん性率等の塑性変形性能の評価に影響を生じる[41)~43)]。そこで、1 自由度系にモデル化した RC 橋脚を対象に多数の実地震波形を用いた非線形地震応答解析を行い、RC 橋脚に生じる非線形応答の繰返し回数特性に基づいて単柱式 RC 橋脚に対する正負交番載荷実験における載荷パターンの提案を行った。

解析における履歴復元力特性は、バイリニア型武田モデル（二次剛性比 0.001）とし、除荷剛性低下指数は 0.5 とした。ここで、ある入力地震動に対して系に生じる最大応答変位をδ_{max}、降伏変位をδ_yとし、最大応答塑性率μ_{max}を次式で定義した。

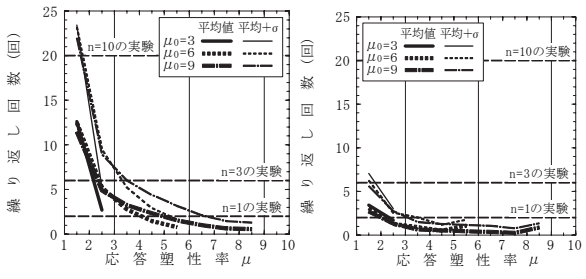
$$\mu_{\max} = \delta_{\max} / \delta_y \tag{9.1}$$

解析は、目標最大応答塑性率と固有周期を設定し、これに達するような系の降伏耐力P_y、降伏変位を収束計算により定め、どのような入力地震動に対しても所定の最大応答塑性率が生じるように考慮した。

入力地震動は、マグニチュード 6.5 以上の 25 地震により実測された 77 成分と耐震設計用模擬地震動 18 成分の計 95 成分である。対象固有周期は 0.1～2.0 秒の 10 ケース、目標最大応答塑性率は 3.0、6.0、9.0 の 3 ケースとした。

解析により得られた応答変位波形について、最大応答変位が生じる前までの時間においてどの程度の塑性応答変位が何回生じているかを正側負側で別々に計数し、これを地震動タイプ別（海洋型のタイプⅠおよび内陸直下型のタイプⅡ）に度数分布表記したものを**図-9.1** に示す。ここで、応答塑性率が k 以上 k+1 未満の繰返し回数は、図の横軸において k+0.5 の位置にプロットしている。また、ここでは、全解析ケースに対する平均値と標準偏差を示している。

これによると、タイプⅠ地震動では、標準偏差の 1 倍のばらつきを考慮すると、1～2δ_yの応答が 23 回前後作用するが、3～4δ_yでは 6 回前後、5～6δ_yでは 3 回前後と低減している。また、タイプⅡ地震動では、タイプⅠ地震動より明らかに少なく、1～2δ_yの応答が 6 回前後作用するが、3δ_y以降では 1 回ずつ程度しか作用していない結果が得られた。一般的な正負交番載荷実験では、載荷変位とは無関係に繰返し回数を一定としているが、この解析結果から、載荷変位の増大に伴い徐々に繰返し回数を減らす方が合理的であるといえる。この結果を元に、単柱式鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験における載荷パターンを設定した例を**図-9.2** に示す。



(a)タイプⅠの地震動　(b)タイプⅡの地震動

図-9.1 塑性応答の繰返し回数

9.2.2 正負交番載荷実験における曲率の計測

曲げが卓越した鉄筋コンクリート橋脚の柱頭部における水平変位は、せん断変形を無視すると、曲げ変形理論より曲率?を用いて次式で評価できる。

$$\delta = \int_0^H \phi \, y dy \tag{9.2}$$

ここで、

ϕ：柱頭部からyの断面における曲率

y：柱頭部からの距離

H：橋脚基部から柱頭部までの高さ

耐震設計で一般に終局時と想定している損傷が生じている時の曲率は、解析的に求めることは困難であるため、実験により計測した曲率分布を用いることで合理的に終局水平変位を算定できる。

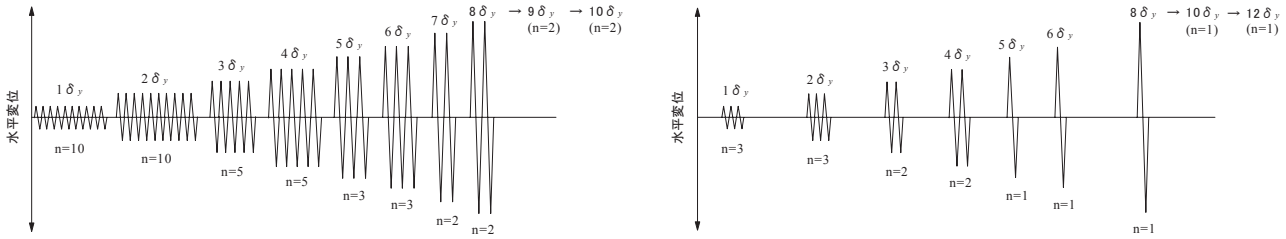
曲率は、本来断面毎に定義される指標であるが、実験においてこれを求めることは難しい。このため、柱高さ方向に対して設定した計測区間長における圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍の相対変位を変位計により計測し、これから計測区間内の平均曲率を次式により算出するのが一般的である。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \tag{9.3}$$

ここで、

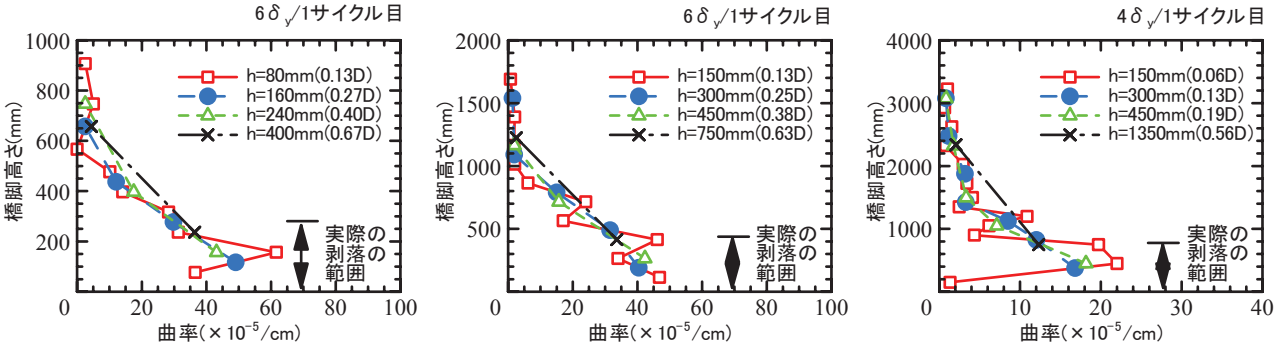
ϕ：計測区間内の断面における平均曲率

Δ_T, Δ_C：計測区間における引張縁および圧縮縁近傍の相対変位



(a)タイプⅠの地震動に対する載荷パターン　(b)タイプⅡの地震動に対する載荷パターン

図-9.2　鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験における載荷パターンの設定例



(a)断面高さ 600mm の供試体　(b)断面高さ 1200mm の供試体　(c)断面高さ 2400mm の供試体

図-9.3　計測区間長が曲率の計測値に及ぼす影響

D_t：引張縁側と圧縮縁側に配置された変位計の距離

h：計測区間長

このようにして曲率を計測する場合、計測区間長によって曲率の計測値が変化することになる。断面高さ D が 600mm、1200mm、2400mm の実験供試体に対して、かぶりコンクリートが剥落するような損傷段階において計測された曲率分布と計測区間長を変えた場合の曲率分布を整理した結果を**図-9.3** に示す。計測区間長を小さくすると、ひびわれの生じた断面を含んだ領域の局所的な曲率が計測されるようになるため多少凸凹がある分布となっているが、計測区間長を断面高さの 0.13～0.25 倍とすると、橋脚基部に近づくにつれ曲率が漸増する分布が得られると共に、弾性と塑性曲率の発生境界が精度良く特定できることがわかる。これに対し、計測区間長を断面高さの 0.4 倍程度以上とすると、弾性と塑性曲率の境界の特定が困難になる。以上より、曲率分布を精度良く計測するためには、計測区間長は断面高さの 0.25 倍以下とするのが良いと考えられる。

9.3 振動台実験による耐震性能評価手法

9.3.1 実験供試体模型の設計・製作と相似則

縮小模型を用いて振動台実験を行う際は、相似則に基づいて模型を設計、製作するが、正負交番載荷実験での考慮すべき点に加え、慣性力の作用により断面力を得ること、時間の概念が加わることをあわせて考慮する必要がある。

橋脚の振動台実験では、慣性力や軸力の作用方法により相似則の適用方法が異なる。供試体が上部構造に相当する重錘や桁模型による重量を直接支持している場合、重力加速度は供試体の大きさによらず一定である。また、使用材料は一般に実構造物と供試体で同一のものを用いるため材料の弾性係数も一定となる。この条件において長さに関する縮小率（実構造物／供試体）を S_L として各物理量の相似率を考慮すると、縮小率に対して質量の次元が 2 乗、体積の次元が 3 乗であるため、密度は−1 乗の次元となる。しかし、使用材料が実構造物と同一であることから、応力に対して相似則を満足するためには、実構造物の上部構造質量 m に対して、次式の Δm が付加質量として必要である。

$$\Delta m = \frac{m}{S_L^2} - \frac{m}{S_L^3} = \left(\frac{S_L - 1}{S_L^3} \right) m \qquad (9.4)$$

付加質量は、縮小率が大きくなると相対的に大きくなり、必要な質量を負荷できず、結果として供試体の固有周期や耐力も相似則を満たさなくなることがある。よって、できうる限り供試体の縮小率は小さくするとともに、適宜加振時の入力加速度の縮小率を調整し目標とする応答性状が得られるようにする必要がある。この実験手法での相似則の整理例を**表-9.1** に示す。

表-9.1 振動台実験に適用する相似則の整理例

物理量	縮小率
長さ	S_L
時間	$S_L^{0.5}$
振動数	$S_L^{-0.5}$
応力	1
弾性係数	1
力	S_L^2
曲げモーメント	S_L^3
曲率	S_L^{-1}
加速度	1
質量	S_L^2
重量	S_L^2

9.3.2 加振方法

振動台実験において用いる加振波の入力レベルの設定は、正負交番載荷実験ほど共通したルールは存在せず実験の目的により異なる。橋脚の各限界状態（ひびわれ、使用、修復、終局）に対応した応答特性や、安全性の検証を主目的とした実験を行う場合は、各限界状態に対応する加振レベルを設定し、徐々に大きな入力をすることが多い。しかし、地震時の挙動の再現を主とした実験でこのような加振を行うと、損傷の蓄積による劣化の影響が応答特性に含まれる可能性がある。このため、橋脚の基本特性を把握するための加振の後に、目標とする加振レベル（通常非線形応答を想定することから大振幅の加振）を行うこともある。

加振レベルは、事前にシミュレーション解析を行い、相似則を考慮して入力波の振幅や時間軸を調整して設定する。また、事前解析は振動台や計測機器の性能、過大な損傷による倒壊等の安全面での問題点を確認するためにも必要である。塑性化後の供試体では、応答加速度増分はそれほど大きくないのに対し応答変位増分は大きくなること、一般に大規模な損傷が生じうる状態における解析の精度はそれ以前の損傷にとどまる場合に比べて低いことから、実験では解析結果より大きな応答変位を生じる可能性が高いことも考慮しておく必要がある。各加振終了後に解析結果と比較し、事前の予測が著しく異なる場合は、その原因を調査すると共に必要に応じて以降の加振計画の変更を検討する。

損傷進展度を把握するためには、固有振動数の変化が目安となる。固有振動数は、本加振の前後に、ホワイトノイズや正弦スイープ波による微小加振を行い、振動台と慣性力作用中心位置（またはこれに相当する位置）における振幅スペクトル比のピークから求めることができる。また、衝撃試験や油圧投入時に生じる微振動を用いることもできる場合もある。

9.3.3 実験条件および結果の明示

正負交番載荷実験に比べて自由度が大きいことから、振動台の加振性能や制御方法を含めて、実験条件の明確化が特に重要である。振動台実験の実験条件および結果を整理する際に明示する項目を整理すると次のようになる。

1) 実験諸元(付加質量や拘束治具等を含めた供試体図、計測項目と計測位置、材料特性、縮小率と基本定数の設定法)
2) 加振計画（入力波形、振幅レベル、時間軸）
3) 慣性力作用中心位置（またはこれに相当する位置）での応答加速度および応答変位
4) 供試体の固有振動数
5) 供試体の損傷状況（ひびわれ、鉄筋の座屈などの断面損傷）

9.4 橋の耐震性能の評価に用いる実験手法に関するガイドライン(案)

以上の結果を踏まえ、正負交番載荷実験および振動台実験を対象として、橋の耐震性能の評価に用いる実験手法に関するガイドライン(案)としてまとめた[44]。

9.5 国際間の耐震性能の評価比較

国際間で異なっている耐震性能評価法が耐震設計等に及ぼす影響を検討するために、米国連邦道路庁と共同で実施した比較設計、比較振動台実験結果について整理を行った。これより、両国の耐震設計基準に基づいて設計した供試体はいずれも所要の耐震性能を有することが検証されたが、日本の耐震設計に基づいて設計した供試体は、剛性が高いため固有周期が短く、また、特に軸方向鉄筋が破断するような段階においては損傷範囲が広くなる点、米国の耐震設計基準に基づいて設計した供試体では残留変位が大きくなる点、にそれぞれ特徴があることがわかった[45),46)]。

9.6 まとめ

本研究により得られた成果をまとめると以下の通りである。

1) 縮小模型を用いた実験を行う場合は、寸法効果の影響が含まれることから相似則に注意する必要がある。

2) 振動台実験では、1)に加え、慣性力の作用方法や時間の概念も含めて考慮する必要がある。
3) RC 橋脚に生じる非線形応答の繰返し回数の分析を行い、その結果を基に、耐震性能の評価のために実施されるRC橋脚の正負交番載荷実験に用いる載荷パターンをタイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動に対して提案した。
4) 塑性変形性能の評価において有効なデータである曲率を精度良く計測するためには、計測区間長は断面高さの0.25倍以下とするのがよいことを提案した。
5) 正負交番載荷実験および振動台実験に関する検討結果を、橋の耐震性能の評価に用いる実験手法に関するガイドライン(案)として取りまとめ、構造部材の耐震性能評価のための実験手法の開発を行った。

１０．土木造構造物の耐震性能評価方法に関する国際共同研究（２）

10.1 研究目的

国際化の流れの中で、ISO 規格への提案も視野に入れた土木構造物の耐震性能評価手法を開発していくことが必要とされている。日本の優れた耐震設計技術が世界的に認知されることは、日本の国際競争力を向上させる。ISO2394 では、信頼性に基づく部分安全係数設計法が国際標準の設計法として位置付けられている。したがって、この枠組みに収まる耐震性能の評価法として我が国の設計法を提案できれば、建設技術の国際競争において一層有利である。

そこで、国際地盤工学会第 23 専門委員会（基礎の限界状態設計法）の活動に積極的に参加し、同専門委員会と共同で基礎の設計法の現状と理想に関する国際アンケート調査を実務者に対して行った[47),48)]。その積極的な活動は高く評価され、国際地盤工学会の活動報告[49)]にも記載された。

杭基礎は、世界的に見ても最も一般的な基礎形式の一つである。そして、我が国において、基礎の中で最も新技術の開発が活発であるのが杭である。道路橋示方書[15),20)]に基礎の降伏の目安としても示されているように、杭基礎の耐震性能は、主として杭の鉛直支持力および杭の構造部材としての耐力・変形性能の2つの要因により決定される。そこで、杭の鉛直支持力を取り上げ、支持性能を載荷試験により検証し、一定の信頼度を有する支持力推定式を作成する標準的な手法を開発した。以下、提案手法について示す。

10.2 杭の支持力推定式作成方法の標準化[50)]

これまでの道路橋示方書では、代表的な工法別に支持力推定式が規定されている。支持力推定式は、一般に、施工法別、土質別に作成される。しかし、どのような載荷試験データを用いてどのような統計処理を行って決定したかという点については明確ではなかった。透明性を確保し、かつ設計基準が想定している信頼度を有する支持力の特性値が得られるような支持力推定式を作成するためには、

1) 載荷試験データの数
2) 基となった載荷試験データのばらつき

を考慮して設定する必要がある。しかし、このような要因を定量的に評価して行う方法は確立されていない。したがって、両者を定量的に評価して支持力推定式を作成する方法を開発した。

10.2.1 載荷試験データの数が相関式の信頼度に与える影響

最大周面摩擦力度の推定を例に説明する。杭の最大周面摩擦力度の推定式は次式で表される。

$$f = ax \qquad (10.1)$$

ここに、f が最大周面摩擦力度、x が地盤調査から得られる地盤パラメターの特性値、a が両者を関係づける比例係数である。x は一般に標準貫入試験の N 値や一軸圧縮強度 q_u 値である。前述のように、杭の支持力は地盤条件だけではなく地盤調査の質および施工方法にも依存するので、比例係数 a の値も土質別、工法別に決定される。また、載荷試験データ数によっても、この比例係数の値と信頼度は異なる。載荷試験数が増えれば増えるほどその値は一定値に近づくと考えられるが、少ない場合には用いるデータの偏りの影響を受ける。そこで、載荷試験データが多数有り、かつ施工法が確立され、道路橋示方書が想定しているような施工品質が確保されると考えられている代表的な既存工法のデータを用いて、載荷試験データの数が比例係数 a のばらつきに与える影響を調べた。

ここでは、例として砂質土中の打込み鋼管杭について杭の最大周面摩擦力度と N 値の関係の結果を示す。**図-10.1** に載荷試験データの分布（載荷試験データ数 m=49）を示す。また、**図-10.1** 中の実線は載荷試験か

ら求まる単純な線形回帰式

$$f = a_0 N \qquad (10.2)$$

を表している。

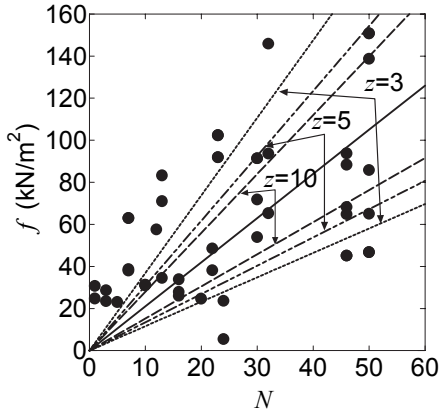


図-10.1 載荷試験データと回帰係数の95%信頼区間の比較（鋼管杭、砂地盤）

解析手順は以下のとおりである。

1) 母集団の確率分布をfとxの2変量正規確率分布とみなし、m個の載荷試験データから最尤法を用いて確率モデルを設定する。
2) 1)で得た確率モデルより、任意に(f, N)の組み合わせをz個得る。言い換えれば、疑似的にz個の載荷試験データ群を得る。
3) 2)で得たz個の疑似載荷試験データ群より回帰式$f = a'N$を算定する。ここに、a'はz個の(f, N)サンプルから得られる一個の回帰係数を表す。
4) 2), 3)をn回行い、n個の回帰係数a'を得る。本研究ではn=1000とした。
5) n個の回帰係数a'の統計解析を行う。

図-10.2が求まったn=1000個の回帰係数a'の頻度分布である。疑似載荷試験データサンプル数zが大きいほどa'の分布幅が小さくなる。すなわち、回帰係数のばらつきが小さくなる。これは母集団の回帰係数の推定値の信頼性が載荷試験結果数に応じて向上している様子を表している。

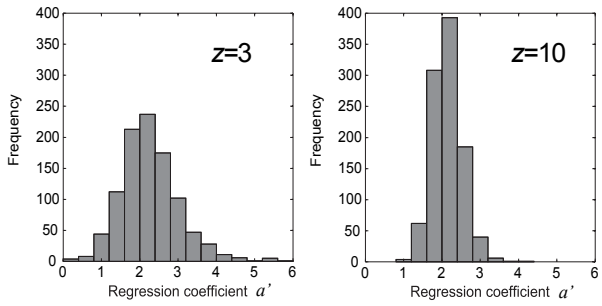


図-10.2 回帰係数a'の発生頻度

z=3, 5, 10のときに、それぞれ回帰係数a'の片側95%信頼区間に対応するa''を求め、$f = a'' N$として**図-10.1**に重ね書きした。データ数が多ければ平均値（実線）に近づき、少なければ平均値から離れる。

以上より、回帰係数を信頼区間を考慮して決定すれば、載荷試験データ数に依存した信頼性が考慮された支持力推定式が得られることが示された。すなわち、載荷試験データ数がm個あるときは$m = z$として上記の手順1)から5)に従ってf-x関係の回帰式の信頼性を検討し、回帰係数の分布の中から片側90%や95%などの安全側の回帰係数a_m''を用いて支持力推定式を設定すればよい。結局、最大周面摩擦力度の推定式は次式により与えられる。

$$f_k = f / \gamma_0 \qquad (10.3)$$

$$\gamma_0 = a_0 / a_m'' \qquad (10.4)$$

ここに、fは式(10.2)で与えられるデータの単純な相関式、γ_0がデータの数に応じた補正係数でありデータ数が多くなれば1に近づく。さらに設計値は

$$f_d = f_k / \gamma_f \qquad (10.5)$$

となる。γ_fは部分安全係数である。

なお、以上の検討は、f-x関係の回帰係数（平均値）の信頼性を検討しているものであり、f-x関係や載荷試験データそのものの信頼区間を検討しているものではないことに注意する必要がある。

10.2.2 地盤調査の質の反映（データのばらつき）

xのばらつきが少ない地盤調査方法を用いることにより、式(10.3), (10.4)のγ_0の値は小さくなる。

例として、鋼管ソイルセメント杭の載荷試験データのうち、同じ粘性土層において標準貫入試験のN値と一軸圧縮強度q_uの両者が得られているデータを基に、それらの粘性土層におけるf-N, f-q_u関係を**図-10.3**に示す(m=14)。回帰係数aの変動係数Vの値は、N値による場合は0.182、q_u値による場合は0.105である。そして、片側信頼区間95%に対応するγ_0を10.2.1に従い算出すると、N値による場合は1.41、q_u値による場合は

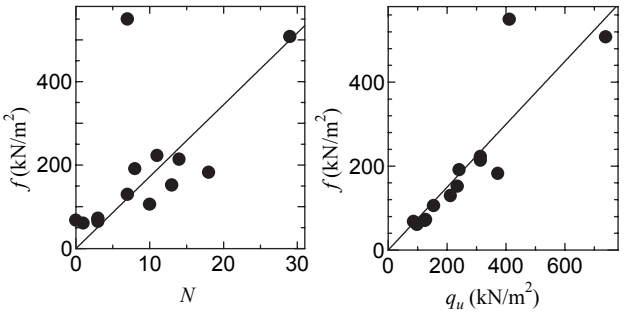


図-10.3 地盤調査法の違いが載荷試験データ群のばらつきの違いに与える影響

1.19 になる。したがって、γ_f の値が調査方法によらず同一である場合であっても、q_u 値による場合は N 値による場合よりも f_d がおおよそ 2 割大きくなる。

信頼性に基づく部分安全係数設計法を導入することで、ばらつきの少ない地盤調査方法を用いることがさらに経済的な設計結果に結びつくようになる。FORM (First-Order Reliability Method) による信頼性解析[51]を用いて設計値法により安全係数を設定する場合、基本変数 X_i の安全係数 γ_i は次式により算出される。

$$\gamma_i = \frac{1}{1-\alpha_i \beta_t V_i} \qquad (10.6)$$

ここに、V_i は基本変数 X_i の変動係数、α_i は感度係数または分離係数と呼ばれるもの、β_t は構造物の目標信頼性指標である。なお、式(10.6)では基本変数 X_i の確率分布を正規分布であると仮定している。実際の設計基準においては、基本変数 X_i に関する部分安全係数 γ_i の値は、コードキャリブレーションにより決定される。

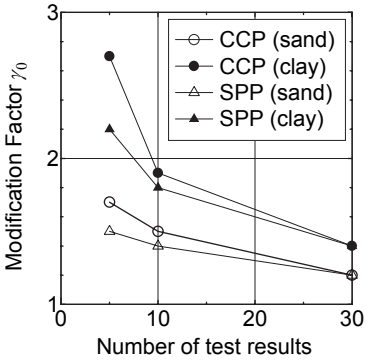
たとえば、感度係数 α_i を 0.5, 目標信頼性指標 β_t を 2.0 と仮定したときに求まる γ_f は、q_u 値による場合は 1.12、N 値による場合は 1.22 になり、やはりばらつきの小さい地盤調査方法を用いた方が有利な設計支持力が得られるという結果になる。それぞれの地盤調査法における γ_0 と γ_f の両者の値を用いて式(10.5)より f_d の値を求めると、q_u 値を用いる場合は N 値を用いる場合に比べておおよそ 3 割程度大きくなる。

10.2.3 実用化

新工法は、開発された当初は、載荷試験データは少なく、支持力推定式は存在しない。そこで、載荷試験を行い、当該現場の極限支持力の特性値を設定する必要がある。しかし、載荷試験データの数が少ないことの影響を考慮した上で、いくつかの載荷試験結果から支持力推定式が設定できれば、設計段階で載荷試験を行う手間が省けるために新工法の普及スピードが大幅に向上する。そのためには、データ数に応じた安全側の回帰係数を用いる提案法を用いればよい。

しかし、設計実務として広く用いることを考えると、提案法のような信頼性解析を行うのは煩雑である。たとえば設計便覧などに式(10.3)の γ_0 の値と載荷試験数 m との関係が表形式などで示されていると、実務での適用上の混乱を減らすことができる。

そこで、いくつかの既存工法の載荷試験データベースに基づいて式(10.3) の γ_0 を評価してみたところ、図−10.4に示すように載荷試験数 m と γ_0 の値との関係は土質ごとにほぼ一意な関係を有しそうなことが分かった。しかし、前述のように、γ_0 は地盤調査方法によっても値が異なる。したがって、土質別、地盤調査方法別にひとつの m-γ_0 関係を明示できると考えられる。そして、新工法に関しても、公的機関の技術審査証明事業等でその施工品質が既存工法と同等以上のものであると確認できれば、既存工法の載荷試験データベースに基づき決定された m-γ_0 関係を適用できると考えられる。



図−10.4 載荷試験データ数 m と γ_0 の関係 (CCP は場所打ち杭、SPP は鋼管杭を指す)

このように、本手法を導入することにより、これまで不明確であった杭の支持力推定式の設定法が明らかになり、設計基準の透明性が確保される。しかし、既存工法と類似する新しい施工法については以下の問題がある。類似の工法について支持力推定式が既に存在するにも関わらず新工法に関する支持力推定式が新たに作成されることは、細かな工法の選択と設計計算とがリンクしてしまい、設計作業に混乱を引き起こす。したがって、類似工法のグループで一つの支持力推定式を設定するのがよい。たとえば、新規に支持力推定式を作成するのではなく、既往の支持力推定式を適用可能であるかどうかが検討されるべきである。

一方で、少数の載荷試験結果から支持力推定式が認定された既存工法について、その後、類似工法を含めた、ある施工法グループ全体として載荷試験データが累積された場合、本手法を再度適用して支持力推定式を見直すことができる。ただし、この場合、後から類似工法を開発した開発者は、最初に工法を開発した開発者のデータを利用できることになる。したがって、最初に工法を開発した開発者に利益が与えられるような制度が今後検討されねばならない。類似している、していないを判断する基準についても今後検討する必要がある。

10.3 まとめ

本研究では、杭基礎の耐震性能に最も大きな影響を与える要因の一つである鉛直支持力に着目し、信頼性を考

慮した部分安全係数を検討した。まず、載荷試験データの数が支持力推定式の信頼性に与える影響を検討し、データ数に応じた部分安全係数の設定方法を提案した。次に、地盤調査の質に着目し、調査手法の精度に応じた部分安全係数の設定方法を提案した。さらに、原位置で載荷試験を実施した場合の信頼性に着目し、載荷試験数に応じた部分安全係数を提案した。

各種基礎形式の中で、新しい施工法の技術開発が最も活発であるのが杭である。提案手法を用いることにより、平均値の推定値に関する信頼性が考慮された杭の鉛直支持力の特性値を評価できる。また、本手法は、新しく開発された施工法による杭の支持力評価を、ある一定の手順に従うことにより誰でも行うことができるようにするものであることに価値がある。本研究で示した標準的な手法が確立されれば、新工法が導入されやすくなると考えられる。たとえば、提案した手法のうち、データ数に応じた部分安全係数の設定方法の考え方は日本建築センターの“建築基準法施行規則第１条の３第１項の認定に関わる性能評価業務方法書”[52]において既に引用、導入されている[53]。

ただし、本研究の成果を適用するための前提として、1) 支持力発揮のメカニズムが説明されていること、2) 支持力推定式作成における一定の信頼性を担保するためには、載荷試験計測値からf-x関係図の点を導出するまでのデータ処理手順がまちまちではないことが担保される必要がある。特に 2)は標準化が必要なものであり、現在、土木研究所や日本道路協会下部構造小委員会にて検討が進められている。また、10.2 のおわりで指摘した問題点についても、今後検討を進める予定である。

１１．走行車両による橋梁振動の抑制手法に関する試験調査

11.1 研究目的

橋梁の耐久性向上及び沿道の生活環境のより一層の向上を図る上で、道路交通振動による橋梁及び周辺への影響を軽減できる対策技術が求められている。本調査では、大型車走行時の橋梁の振動応答特性を明らかにし、橋梁振動の予測手法を開発するとともに、振動軽減に効果的な対策技術の開発を行うものである。

11.2 大型車走行による橋梁の振動応答特性の検討

11.2.1 検討概要

大型車単独走行による橋梁の振動応答特性を把握するため、土研構内試験橋(図-11.1)において走行試験を行い、主に入力としての車両バネ上及びバネ下加速度、応答としての橋梁たわみ及び加速度を計測した。車両には 25tf に調整したリーフサスペンション３軸車（以下、リーフサス車）を使用し、目標速度を 40 ㎞/h に設定した。

また、橋梁の振動応答特性を解析的に把握可能とするため、車両－橋梁連成系の振動解析ツールについて、解析モデルを作成するとともに、本試験の計測結果を基に解析結果を検証した。振動解析にはニューマークベータ法による直接積分法を用いた。

11.2.2 解析モデルの概要

（１）橋梁モデル

橋梁については、当初、プログラム処理能力の制約により主桁及び床版を梁要素としていたが、床版による荷

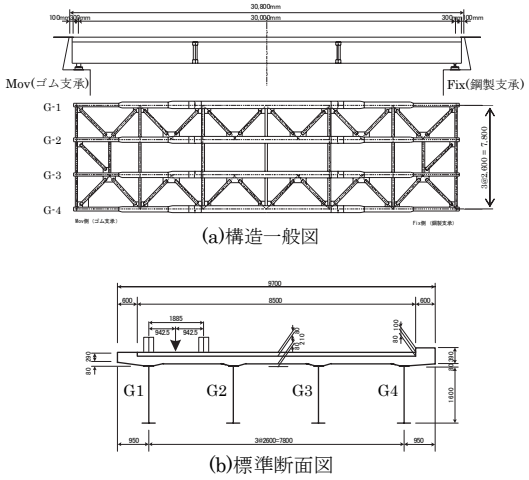


図-11.1 試験橋一般図（単位：㎜）

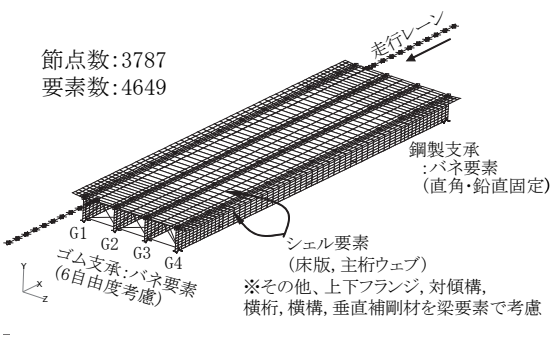


図-11.2 橋梁モデル

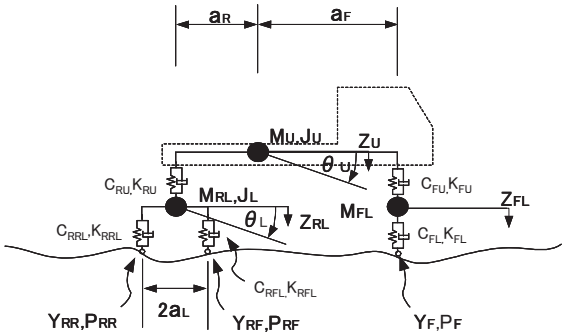


図-11.3　車両モデル

表-11.1　車両モデルの諸元

項目	記号及び数値		
前軸－重心距離(m)	a_F:4.85		
重心－後軸中心距離(m)	a_R:1.56		
後前軸－後軸中心距離(m)	a_L:0.655		
最後軸－後軸中心距離(m)			
	1次固有モード(ピッチング卓越)	2次固有モード(バウンシング卓越)	
固有振動数(Hz)	f_1:1.71	f_2:2.71	
	積載時(最大)	空荷時(最小)	
バネ上質量(tf)	M_U:22.5	—	
バネ上重心軸まわり慣性モーメント(tf･m^2)	J_U:302	J_U:114	
	前軸(2輪合計)	後前軸(4輪合計)	最後軸(4輪合計)
バネ下質量(tf)	M_{FL}:0.725	—	M_{RL}:1.91
サスペンションバネ定数(tf/m)	K_{FU}:291	—	K_{RU}:3360
タイヤバネ定数(tf/m)	K_{FL}:176	K_{RFL}:351	K_{RRL}:351
サスペンションバネ減衰定数(tf･s/m)	C_{FU}:3.33	—	C_{RU}:5.12
タイヤバネ減衰定数(tf･s/m)	C_{FL}:2.26	C_{RFL}:3.83	C_{RRL}:3.83
後軸バネ下重心軸まわり慣性モーメント(tf･m^2)	J_L:0.817		

重分配やねじり剛性の効果による桁の変位応答等を適切に反映させるために、床版及び主桁ウェブをシェル要素とした(図-11.2)。本モデルでは床版及び主桁ウェブをシェル要素、フランジ、横桁等を梁要素とし、それぞれ剛結させた。支承は鋼製支承(固定)、ゴム支承(弾性)ともバネ要素として考慮している。路面凹凸については3mプロフィルメータ実測値の補正データ[54]を使用した。

なお、たわみ1次モードの固有振動数は、走行時の計測値より算出した値で3.3Hz、本モデルの固有値解析結果では3.27Hzであった。

（2）車両モデル

車両モデル(図-11.3及び表-11.1)については、リーフサス車を対象とし、メーカー提供値を基に質量M、バネ定数K、減衰定数C等の諸元を設定した。ここで、車両固有値解析による固有振動数と各車輪の試験値から求めた車両の固有振動数(表-11.1参照：サスペンションバネ(バネ上)1次モード(ピッチング)及び2次モード(バウンシング))が等しくなるように、バネ定数を調整している。3次モード以降はタイヤバネによる10～20Hzの振動数が卓越し、これについては実測値(バネ下加速度の卓越振動数)と近い値であることから、タイヤのバネ定数は変えずにサスペンションのバネ定数を調整(前後輪ともに5倍)した。その後、試験橋における一本梁モデルの解析結果(G1桁支間中央鉛直たわみ)を踏まえて、実測値との動的効果の違いを補正するためにタイヤバネの減衰定数を調整(前後輪ともに2倍)することとした。なお、今回の

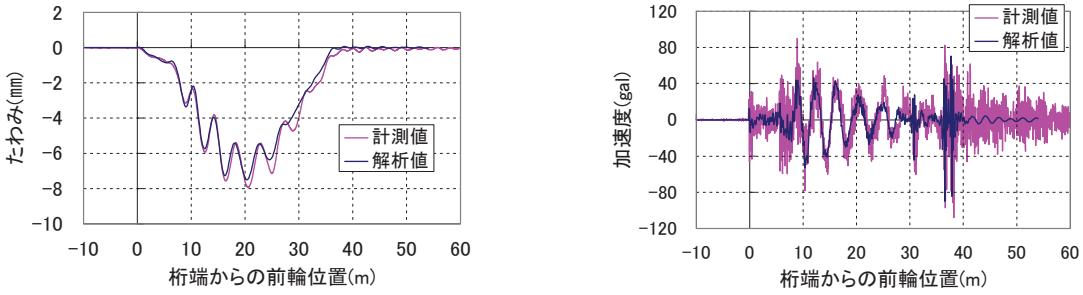


図-11.4　G1主桁支間中央の時刻歴応答

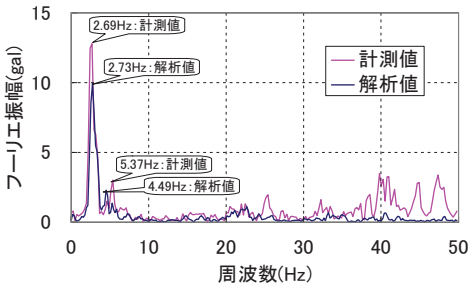


図-11.5　G1主桁支間中央鉛直加速度の周波数分析結果

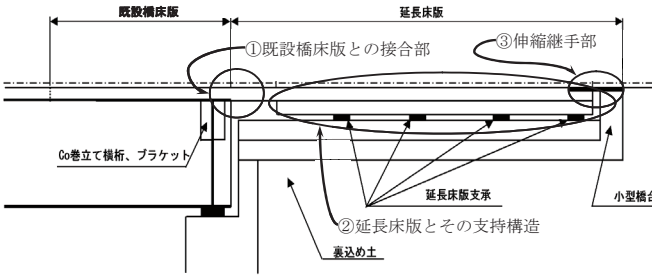


図-11.6　提案した延長床版の構造

解析では左右輪を考慮せず、1 輪が走行レーン中央位置を走行するように設定した。

11.2.3 試験結果及び解析結果

図-11.4 に、G1 桁支間中央たわみ及び鉛直加速度の時刻歴応答について、計測値と解析値を比較して示す。たわみ応答は、静的成分に加えて車両バネ上 2 次の固有振動数2.7Hzに近い振動成分が重なっており実験結果と同様の波形が得られている。加速度応答についても計測値と解析値は概ね一致しており、解析モデルは床版による荷重分配効果や振動特性を適切に反映しているものと考えられる。

図-11.5 に、上記鉛直加速度に関する周波数分析結果の比較を示す。卓越周波数についても、計測値と解析値とで近い結果が得られ、桁のねじれ 1 次モードと考えられる 5Hz 付近の卓越振動数も明瞭に確認できる。しかし、同モデルにおいても、依然として 25Hz 以上の振動成分は適切に反映されていない。ただし、人の振動知覚面においては 10Hz 前後の周波数帯までを対象とすれば良いと考えられること [55] から、このような範囲では、同モデルは十分適用可能と考えられる。

11.3 ジョイント部における振動対策工法の検討

11.3.1 検討概要

橋梁ジョイント部の改良による新しい振動対策工法について、延長床版工法を対象に活荷重載荷時の床版の挙動、構造安全性等を FEM 解析により確認し、床版構造の提案を行った。同工法については直轄国道での試験施工前後の現地計測を行い、振動軽減効果を確認した。

ここで、ジョイント部に起因する振動軽減対策技術である延長床版工法は、橋梁の床版部分を橋台裏込め土上まで延長しジョイントを橋梁本体から土工部にずらすことにより、車両のジョイント部通過時の衝撃的な振動や車両のバネ上及びバネ下振動による強制振動を橋梁本体に入力させないようにする構造である。延長床版の構造は、**図-11.6** に示すように①既設橋床版との接合部、②床版とその支持構造、③伸縮継手部の 3 つの部分からなる。本調査では、構造の合理化を図るとともに、施工性及び維持管理に配慮し、延長床版部と土工部の滑りをゴム支承の変形により確保する構造形式を提案した [56]。

11.3.2 振動性状計測

試験施工を行った橋梁は、新潟及び福島県境付近を通過する直轄国道 49 号に架かる 3 径間連続鋼鈑桁橋

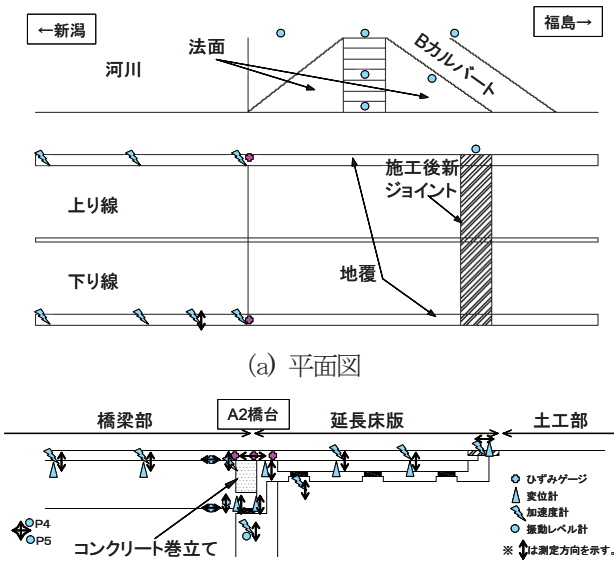


図-11.7 試験施工前後の計測内容

表-11.2 試験施工前後の車両走行ケース

調査年度	施工状態	使用車両(tf)	走行速度(km/h)	走行車線	模擬段差	舗装状態
H14	施工前	25	10	上	有(旧)	―
				下		
			40	上		
				下		
			60	上		
				下		
H15			10	上	なし	下り線ジョイント手前オーバーレイ
				下		
			40	上		
				下		
			60	上		
				下		
H16		2.7	40	下	有(旧)	
H17	施工後	25	10	下	なし	上下線とも延長床版部10m及び橋梁場所打ち床版部5mの計15mを打換え
					有(旧)	
					有(新)	
			40		なし	
					有(旧)	
					有(新)	
			60		なし	
					有(旧)	
					有(新)	
			40	上	なし	
			60			
		2.7	40	下	有(新)	

※走行車線のうち、橋梁(施工前)及び延長床版(施工後)への進入は下り車線側
※段差の( )は段差設置位置で、新は施工後新ジョイント、旧は施工前旧ジョイント

(3@26.5m 及び 33+42+33m の 2 連橋うちの後者)であり、延長床版は A2 橋台側(福島側)で施工された。

振動性状計測では、橋梁及び周辺地盤の加速度、変位、応力の応答値により振動軽減効果を把握するために、主に大型車動的載荷試験を延長床版施工前後で行った。試験では、総重量を 25tf に調整したリーフサス車(3 軸)を単独走行させた。**図-11.7** に計測項目、**表-11.2** に試験ケース一覧を示す。車両速度(10,40,60km/h)、走行方向(上下線)、段差(10 ㎜程度の鉄板)の有無を変化させたケースについて計測を行った。

なお、延長床版施工前後における橋梁の固有振動数の変化を把握するため、大型車段差加振試験も行った。延

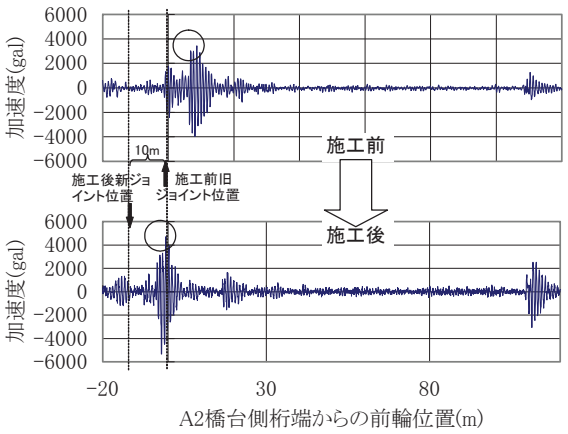


図-11.8　車両最後輪バネ下の加速度応答

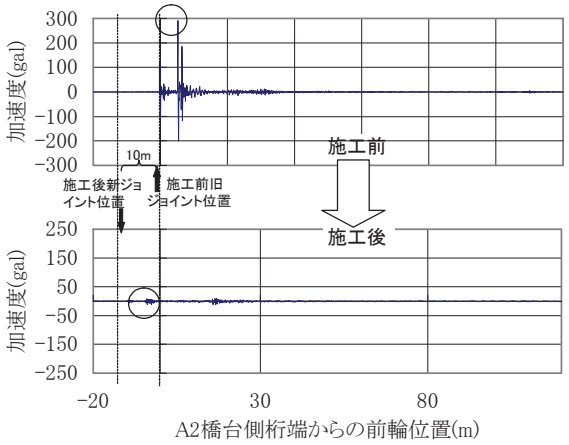
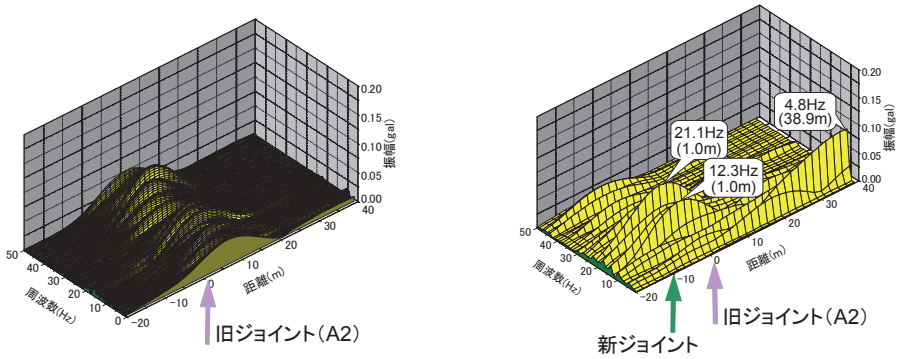


図-11.9　橋梁 A2 支承部(下り線)鉛直加速度応答



(a) 施工前　　(b) 施工後

図-11.10　A2 橋台鉛直加速度の車両走行位置毎の卓越周波数の変化

長床版側第1径間の支間 1/2、1/4 点において、角材（高さ 10 ㎝×幅 10 ㎝）による段差を車両後輪が乗り越えることにより加振し、上下線地覆部の鉛直加速度及び車両バネ上、バネ下加速度を計測した。

11.3.3 計測結果

（1）固有振動数及び構造減衰

段差加振試験(3 回)から得られた加速度応答の周波数分析結果より、固有振動数はたわみ 1 次で施工前(試験車 4tf)2.39Hz、施工後(試験車 25tf)2.41Hz、たわみ 2 次でそれぞれ 3.57Hz、3.78Hz、ねじれ 1 次でそれぞれ 4.80Hz、4.95Hz となった。固有振動数に関しては、モード次数が高くなるにつれてずれる傾向もみられるが、施工前後でほぼ同じであり、長さ 10m の延長床版が追加されても全長 100m の連続橋全体の剛性増には寄与しない結果となった。車両についてはバネ上固有振動数が 3.3Hz、バネ下固有振動数が 11.9Hz であった。なお、構造減衰(対数減衰率)については、たわみ 1 次で施工前 0.068、施工後 0.080、ねじれ 1 次で施工前 0.126、施工後 0.123 であった。

（2）施工前後の橋梁振動の変化

図-11.8 に車両最後輪バネ下、図-11.9 に橋梁 A2 支承部(下り線)の鉛直方向加速度応答について、施工前及び施工後を比較して示す(段差ありのケース)。図中○印の着目点を見ると、入力としての車両バネ下加速度が施工後で若干大きくなっている一方で、A2 支承部加速度においては車両がジョイント部を通過するときに生じる振幅の低減が見られており、延長床版の存在により橋梁への振動入力が軽減されることが確認できた。

（3）卓越周波数の変化

図-11.10 に A2 橋台鉛直加速度の車両走行位置毎の卓越周波数の変化を示す(段差なしのケース)。旧ジョイント(A2)付近に着目すると、施工後(b)では施工前(a) と比較して 0～10Hz 程度の周波数帯で振動低減が確認できる。ただし、車両バネ下加速度の影響と考えられる 12.3Hz の振動成分については施工後にも卓越が見られる。延長床版工法は、これまで直接衝撃を受けていた橋梁桁端部の支承位置や床版部等の振動軽減には有効な手

段であるといえる。

なお、3～5Hz 付近(ピークは 4.8Hz)の振動成分については施工後に延長床版の新ジョイント部で低減しているのに対して、逆に車両の橋梁支間通過時に大きくなっていることが確認された。既存の研究[57]において、橋梁の振動原因として、車両バネ上振動数に近い 2～4Hz 付近の低次の振動成分が、橋桁全体のたわみや路面凹凸との共振により発生することが確認されている。今回の計測においては施工前後でたわみ最大値に変化がないことを別途確認しており、除雪等による路面凹凸の変化が一因となって施工後に支間部において 3～5Hz 付近の振動成分が卓越したと考えられる。

11.4 まとめ

（1）大型車単独走行による橋梁の振動応答特性について、土研構内試験橋において走行試験を行い、車両－橋梁連成系の解析モデルを作成するとともに、振動シミュレーション解析結果と走行試験結果との比較を通して、主桁の振動性状を解析により概ね推定できることを確認した。

（2）橋梁ジョイント部の改良による新しい振動対策工法については、延長床版工法を対象として、活荷重載荷時の床版の挙動、構造安全性等を FEM 解析により確認するとともに、その結果を踏まえ、かつ施工性や維持管理に配慮した床版構造の提案を行った。本工法については、直轄国道での試験施工が行われ、振動軽減効果を確認しており、橋梁ジョイント部の振動軽減対策メニューの充実及び橋梁の耐久性向上に寄与するものと考えられる。

１２．舗装の耐久性を考慮した路床の性能規定に関する調査（１）

12.1 研究目的

新技術の開発促進、建設コストの縮減を図るため、社会資本の設計基準についての性能規定化が進められている。舗装構造については既に性能規定化が図られているが、舗装を支える路床・路体についても今後性能規定化が必要とされている。その場合、路床は舗装と一体となって交通荷重を支えるものであるため、舗装が構築された状態でどのような性能を要求するのかという検討が必要である。さらに、今後の理論設計への展開を踏まえると、疲労破壊輪数の評価についてはこれまでの CBR や締固め度といった材料性状や施工状態に基づく指標ではなく、完成後の弾性係数等の物理定数を指標とする必要がある。

そこで、本研究では、舗装の機能と性能に応じた路床に要求される性能の提案を目的として、理論解析および実験等の実証手法により、路床性能を評価する指標および目標値の検討を行った。

12.2 研究方法

(1) 路床への要求性能の整理

路床に求められる性能とはどのようなものかを整理するために、舗装の機能と性能に応じて路床に要求される性能に関して国内外の資料[58]および既存基準類等[59]の調査を行った。また、路床は舗装構造と密接な関係にあることから、路床性能と舗装の設計法との関係についても整理することで、研究の方向性を検討した。

(2) 経験的設計法（CBR－T_A 法）の検証

これまでの舗装のほとんどが経験的設計法と呼ばれる T_A 法で設計されている。そこで、ここでは、経験的設計法で設計された既存の舗装下の路床・路体にどのような応力やひずみ等が生じているかを把握し、それらを路床の性能指標とした性能規定が可能かどうかを検討することを目的として、多層弾性理論に基づく舗装構造の数値解析を行った。

(3) 実大実験による理論解析の検証

理論解析で得られた路床の性能指標（ひずみ、応力）の値を検証することを目的として、土木研究所の舗装走行実験場にひずみ計や土圧計等を埋設した実大規模の舗装を構築し、舗装内部の応答を計測した。

(4) 新基準調査データによる検証

ここでは、国土交通省が全国 28 路線で実施している新基準調査の平成元年から平成 12 年までの FWD 測定データを理論解析し、実路での路床上面に生じる圧縮ひずみとわだち掘れ量の関係を調べた。なお、解析に用いた圧縮ひずみは、施工直後での良否判断を前提として、調査の初期値とした。

(5) 路床を性能規定化した場合の費用効果の試算

路床を性能規定した場合の費用効果について、具体的な舗装断面を例にとって試算することで、建設コストの低減にどのように寄与できるかを検討した。

12.3 研究結果

12.3.1 路床への要求性能の整理

路床の役割は、交通荷重を受け持つ舗装を支持することであり、その性能は舗装から伝達されてきた荷重を路体に十分分散させ伝達することである。また、路床の支持力やその均一性は、舗装の耐久性にも影響を及ぼすと言われており、路床改良等で積極的に路床に手を加えて舗装を構築することも一般的に行われている。このため、「舗装の構造に関する技術基準」[60]（以下、「技術基準」という）においても、改良された路床も舗装の躯体として設計することにしている。

したがって、舗装の耐久性に係わる路床の性能は、

① 舗装と一体となって交通荷重を支持すること
② 舗装から伝達されてきた荷重を路体に十分分散させ伝達すること
③ 支持力が面的に均質であること

と定義される。

また、路床の性能と舗装の設計法の関係を整理すると**図-12.1** のようであり、路床の性能規定化を進めるためには、理論設計法の導入が必要である。

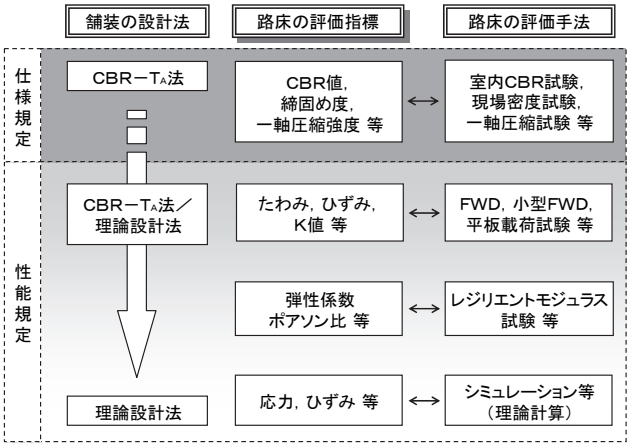


図-12.1　舗装設計法と路床評価の関係についての概念

12.3.2 経験的設計法（CBR－T_A 法）の検証

(1) 解析条件

舗装計画交通量に応じた、設計期間 10 年、信頼度 90%とした26種類の舗装断面[61]と設計期間20年信頼度90%とした 30 種類の舗装断面について、多層弾性解析プログラム“GAMES エラー! 参照元が見つかりません。”を用いて 49kN 載荷時に路床上面および路体上面に生じる応力やひずみ等を算出した。各層の入力条件は**表-12.1** に示すとおりであり、全国での使用材料の違いを考慮して最大値(E1)と最小値(E2)を仮定し、各材料の弾性係数に幅を持たせた。また、載荷は直径 30cm の円形等分布荷重とした。

表-12.1　舗装各層の入力条件

材　料	弾性係数E （MPa）		ポアソン比
	E1	E2	ν
加熱アスファルト混合物	10,000	6,000	0.35
瀝青安定処理路盤材料	6,000	3,000	0.38
粒度調整砕石	600	300	0.40
クラッシャラン	200	100	0.40
路床・路体 注)	（10×CBR）		0.45

注）路体は、路床と同一材料で連続した層とみなした

(2) 発生応力について

各交通量における路床の弾性係数と路床上面に生じる鉛直方向の圧縮応力との関係の一例を**図-12.2** に示す。図中の凡例はそれぞれ大型車交通量の区分であり L,A,B,C,D の順に交通量が多くなる。

同じ弾性係数の路床であっても、対応する交通量が多いほど圧縮応力は小さくなっており、舗装厚さに見合った荷重分散効果が現れている。また、同一の交通量で見ると、弾性係数が大きいほど路床上面に作用する圧縮応力も大きくなっており、路床の弾性係数が大きいほど舗装厚さが薄くなることで路床が受け持つ荷重も大きくなっている。

弾性係数だけでなく路床の一軸圧縮強度との比などでの検討も必要と考えるが、弾性係数と一軸圧縮強度の関係は路床土の種類によって異なるため、性能規定化は非常に煩雑なものとならざるを得ない。したがって、路床上面に作用する圧縮応力単独では性能規定の指標には適さないものと考えられる。これは、路体上面に生じる応力についても同じである。

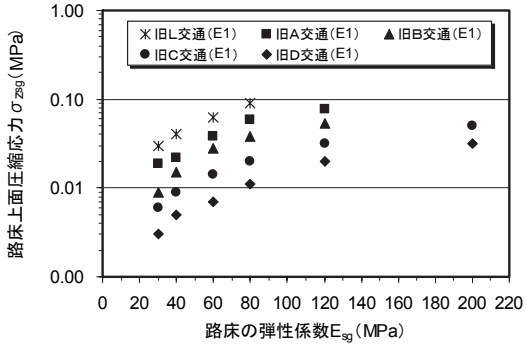


図-12.2　路床の弾性係数と圧縮応力の関係（E1,10 年設計の例）

(3) 発生ひずみについて

各交通量における路床の弾性係数と路床上面に生じる鉛直方向の圧縮ひずみとの関係の一例を**図-12.3** に示す。同じ弾性係数で見ると、交通量が多くなるほど圧縮ひずみは小さくなっており、これは弾性係数が大きくなっても同様である。一方、同じ交通量で見ると、弾性係数が大きくなっても圧縮ひずみはほぼ一定の値を示しており、舗装厚さに係わらず同じ交通荷重に対して路床上面に生じる圧縮ひずみを一定値に保つような設計となっている。

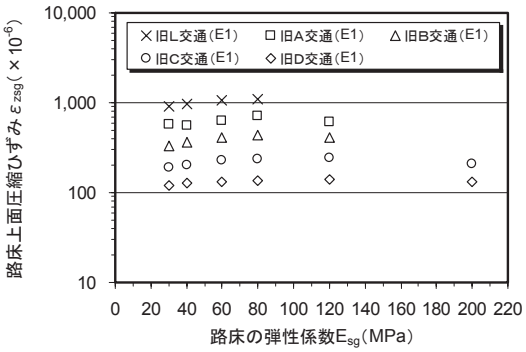


図-12.3 路床の弾性係数と圧縮ひずみの関係(E1,10年設計の例)

AI(米国アスファルト協会)の舗装設計法では、路床上面の圧縮ひずみと許容輪数の関係に基づいて、路床の永久変形に対する破壊規準式を設けている[59]。今回の路床上面の圧縮ひずみの全解析結果について、「技術基準」に示されている交通量ごとの疲労破壊輪数との関係を整理すると**図-12.4**のようになる。累積換算輪数とひずみの回帰式はAI式と若干勾配は異なるものの、強い相関関係が得られた。

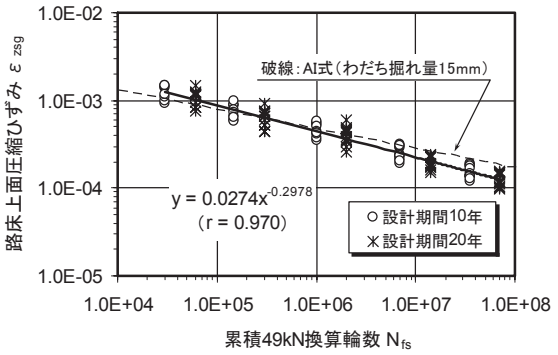


図-12.4 累積換算輪数と圧縮ひずみの関係

したがって、前述の圧縮応力とは異なり、交通量に応じた路床上面の圧縮ひずみを規定することで、これまでの供用実績に裏付けされた舗装体の疲労耐久性を担保することができるものと考えられる。

また、設計期間10年と20年で解析したものが同じ回帰線上にあることから、要求に応じた設計期間の選択が可能となり、その場合にもT_A法に準じた舗装の耐久性が確保されることになる。

これは、路体上面に生じる圧縮ひずみについても同様であり、交通量に応じて路体上面に生じる圧縮ひずみの許容値を設定することで、通常1mとされている路床厚さを自由に設計することが可能となる。

12.3.3 実大実験による理論解析の検証

(1) 試験舗装の概要

試験舗装は、旧B交通対応の信頼度90%のものと旧D交通対応の信頼度90%の2断面とした。平面形状は、いずれの断面も幅5m、長さ10mであり、ひずみ計、土圧計については、荷重車走行に伴う経時変化が測定できるように外側わだち部の直下に埋設し、水分計については中央側へ、熱電対は路肩側へ荷重車の走行による影響を避けるように設置した。なお、水分計は路床土の含水状態の把握のため、熱電対はアスコン層の平均温度でたわみ量を補正するために設置した。

(2) 計測および解析方法

ひずみ計と土圧計の計測は、FWD(重錘落下式たわみ測定装置)による49kN載荷時の動的データとし、解析は、**図-12.5**に示すような3通りの方法で行った。これは、本検討現段階で利用可能なすべての方法を取り上げたものであり、ひずみの算出には前述のGAMESに加えて、逆解析用の多層弾性解析プログラム“BALM99(静的)[63]”および“DBALM97(動的)[64]”を用いた。レジリエントモジュラス試験は、室内試験から得られる各材料の弾性係数を比較対象とするために行ったものである。

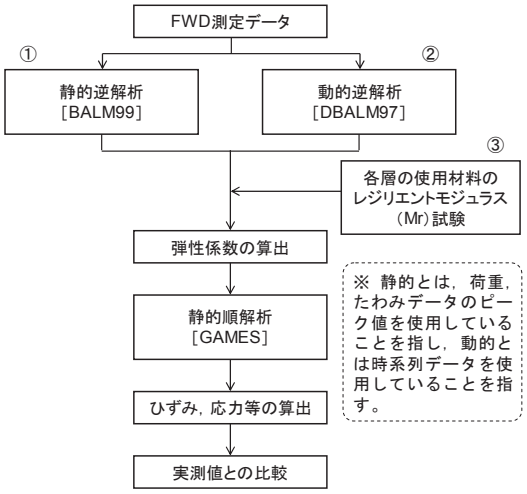


図-12.5 試験舗装データの解析の流れ

(3) 計測および解析結果

路床上面における圧縮ひずみの実測値と解析値の関係を**図-12.6**に示す。3通りの解析方法の中で、どれが適正かを断言できるだけのデータは持ち合わせていないが、いずれの方法でも、数値が大きければ実測値との一致度は高く、数値が小さいほど実測値から乖離する傾向が認められる。これは、載荷位置の微妙なズレ等が影響しているためと考えられるが、**図-12.7**に示すように設計に使用する計器直上で載荷した時の値(最大値)では解析値と実測値は概ね一致している。

したがって、実際の舗装でも理論解析で得られた数値と同等のひずみや応力が生じていると判断されることか

ら、理論解析によって求めた路床上面に生じる圧縮ひずみ等で路床の性能を規定することの有効性が検証できたものと考えられる。

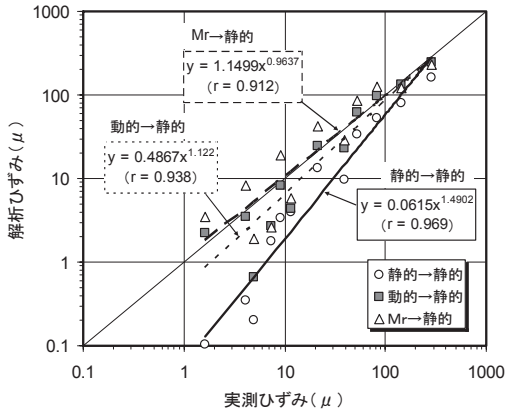


図-12.6　圧縮ひずみの実測値と解析値の関係

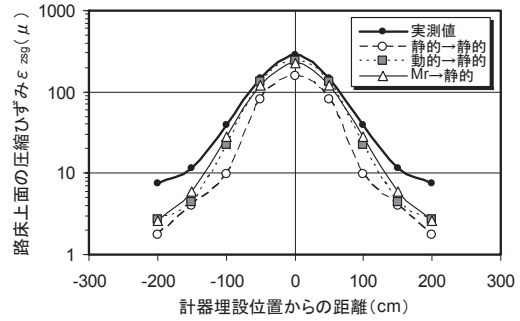


図-12.7　測定位置とひずみの関係

12.3.4 新基準調査データによる検証

新基準調査の平成元年から平成 12 年までの FWD 測定データを理論解析し、実路での路床上面の圧縮ひずみとわだち掘れ量の関係を調べた。結果を**図-12.8** に示す。

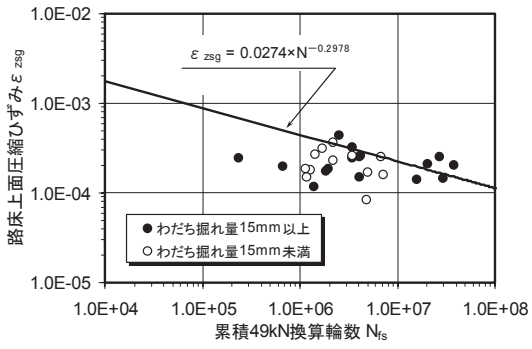


図-12.8　累積換算輪数と圧縮ひずみの関係

路床の圧縮ひずみ、交通荷重の通過回数とわだち掘れ量の間に関係性は認められるが、判然としたものではない。その一因として、新基準調査の対象路線は重交通路線（旧 C・D 交通）がほとんどであり、軽交通路線のデータが含まれていないことが挙げられる。今回得られた関係を実証するためには、実路におけるより多くのデータの蓄積が必要と考えられる。

12.3.5 路床を性能規定した場合の費用効果

舗装完了後に路床上面に生じる圧縮ひずみを性能指標として規定した場合、これまでの材料種別ごとに定められていた等値換算係数ではなく、個々の材料の弾性係数を用いることになる。例えば、路盤材料であれば規定値を満足すればすべて同一の材料として扱われていたものが、弾性係数で評価されることで、材料特性の違いが構造に反映される。

下層路盤に着目した具体例を**図-12.9** に示す。これは**図-12.4** の関係式を用いて路床上面に生じる圧縮ひずみが等しくなるように理論解析から算定したものである。弾性係数 200MPa の材料（例えば、クラッシャランのような粒状材）では厚さ 15cm 必要とされるものが、弾性係数 1,000MPa の材料（例えば、水硬性スラグのような自硬性のある材料）であれば必要厚さ 5cm となる。現在の市場価格では、同種の材料であればほぼ同価格であり、少なくとも厚さが減じられた分はコスト低減が期待できる。

このように、路床の性能規定を推進することで、自由な設計が行えるだけでなく、建設コストの低減にも大いに寄与できるものと考えられる。

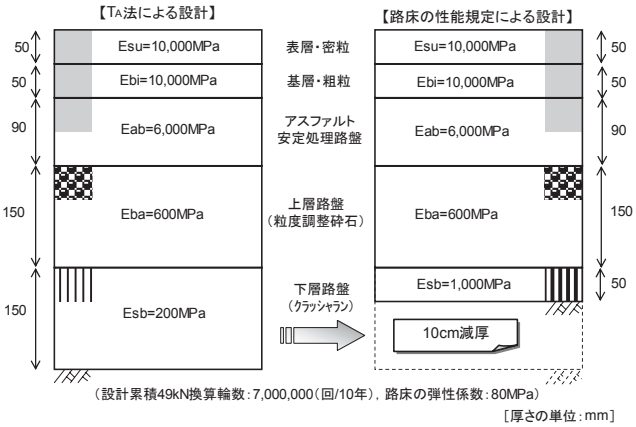


図-12.9　TA 法と路床上面の圧縮ひずみに基づいた設計法の比較例

12.4 まとめ

本研究の成果を取りまとめると以下のとおりである。

1) 舗装計画交通量に応じて路床上面に生じる圧縮ひずみの許容値を設定することで、これまでの供用実績に裏付けされた舗装体の疲労耐久性を担保できる路床の性能規定が可能となる。
2) 舗装完了後に路床状面に生じる圧縮ひずみを性能指標として規定することで、材料個々の強度特性に応じた舗装構造設計の適用が推進され、新材料・新工

法の導入の促進や建設コストの低減にも寄与できるものと考えられる。

ただし、今後も継続した同種データの蓄積・解析が重要であり、舗装の耐久性向上に向けては、それらを理論的設計法へフィードバックすることが大切であると考えられる。

１３．舗装の耐久性を考慮した路床の性能規定に関する調査（２）

13.1 研究目的

路床の性能規定化にあたっては、舗装の機能と性能に応じて路床に要求される性能を明確にし、これを確認する施工・品質管理手法を開発する必要がある。そこで、要求性能に対応した施工・品質管理手法の提案を目的として調査・検討を実施した。

まず、現在提案または利用されている現場試験法を整理し、性能規定化に対して有効と考えられるものを抽出した。次に、室内に構築した模擬路床において各種現場試験を実施し、試験の簡便さ、測定値の相関性、評価深度、適用範囲等について比較・検討を行った。さらに、試験舗装により、舗装施工後における路床の力学挙動について検討した。

13.2 路床の要求性能と現場試験法

路床の役割は、交通荷重を受け持つ舗装を支持することであり、舗装の耐久性にかかわる路床の性能としては、

①舗装と一体となって交通荷重を支持すること

②舗装から伝達されてきた荷重を路体に十分分散させて伝達すること

③支持力が面的に均質であること

が要求される。

従来、路床の品質は主に締固め度（密度比）と CBR によって評価されてきた。締固め度は、材料の強固さや安定性（繰り返し荷重や浸水などによっても品質が劣化しにくい性質）を表す重要な指標であるが、締固め度自体は、路床の力学特性を直接表すものでない。また、CBR は浸水状態の材料強度を表す指標であるが、試験法の性質上、境界条件が複雑で、試験結果が持つ力学的意味が不明確である。すなわち、締固め度や CBR は、値が高ければ路床の品質が高いことは定性的にわかるが、例えば、値の変動が舗装の変形性や耐久性にどの程度寄与するかという点については、定量的な評価が困難である。

一方、上述の①、②の性能は、多層弾性解析や FEM などの計算手法によって、舗装と路床の一体構造として評価が可能である。そして、これらの計算手法では、路床の物性として弾性係数等の力学定数が必要となる。したがって、路床の性能指標としては弾性係数（以下、路床剛性）が有効であり、性能評価手法としては、路床剛性を直接的に評価できる試験法が望ましいといえる。また、③の路床の均質性については、面的に評価できる試験法や多点計測が可能な試験法が望ましい。

表-13.1 は、路床の品質を評価する現場試験法をまとめたものである。これらの中で、路床剛性の評価手法として最も一般的で信頼性が高いと考えられるのは平板載荷試験である。しかしながら、平板載荷試験は反力を必要とし、測定に時間と労力がかかることから、多点での計測が困難である。これに対し、近年では、FWD 試験、小型 FWD 試験、急速平板載荷試験など、重錘落下を載荷源とするタイプの試験法が提案されてきている。これらの試験では、路床剛性を直接的に評価することができ、かつ、大きな反力を必要としないことから多点計測が可能で、路床剛性を評価するのには優れた方法であると考えられる。

表-13.1 代表的な現場試験法

	試験法	測定値
密度	砂置換法など	密度 飽和度
	RI 法	
強度 変形	現場 CBR 試験	CBR
	簡易支持力測定試験	
	平板載荷試験	地盤反力係数 K 弾性係数 E
	FWD 試験	
	小型 FWD 試験	
	急速平板載荷試験	
	プルーフローリング	たわみ

13.3 室内模擬路床による現場試験法の比較

室内に構築した模擬路床において、2 種類の重錘落下型現場試験（小型 FWD 試験と急速平板載荷試験）と平板載荷試験を実施し、路床剛性の測定値を比較することにより、重錘落下型現場試験法による路床剛性の測定精度と評価深度を検討した。また、路床内部に施工不良層（ここでは剛性が低い層と想定）が存在する場合に、重錘落下型試験によりこれを探知できるかどうかについて、多層弾性解析により検討した。

(1)実験概要

図-13.1 に示すように、下層 60 cm をローム、上層 160 cm を山砂（細目）とした模擬路床（平面形状は 5m×10m）を室内のコンクリート製ピットに構築した。路床の構築では、20 cm ごとのまき出し・振動転圧を行った。

実施した試験は、平板載荷試験、小型 FWD 試験、急速平板載荷試験の 3 種類である。平板載荷試験については 5 サイクル（6, 12, 18, 24, 40 kN）の繰返し載荷（繰返し平板載荷試験）とし、各層で 3 地点ずつ実施した。小型 FWD 試験と急速平板載荷試験については、各層 6 地点ずつ試験を実施した。いずれの試験も載荷板径はφ300 mm を用いた。試験は、いったん路床を最上面まで構築したのち、表面を 20 cm ずつ掘削しながら各層表面で実施した。

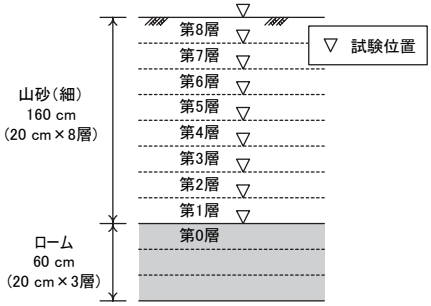


図-13.1　実大路床断面

(2)実験結果

(a) 路床剛性の測定値

図-13.2 は、計測された路床剛性を比較したものである。図より、値にばらつきは見られるものの、小型 FWD 試験と急速平板載荷試験による路床剛性は、平板載荷試験の路床剛性と相関性があり、それぞれ 1:1.1、1:0.6 の関係にある。

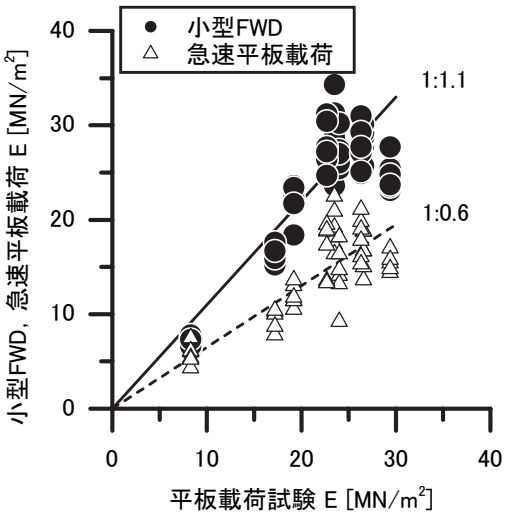


図-13.2　路床剛性の比較

(b) 各試験法の評価深度

図-13.3 は、ローム面から試験高さまでの距離 z（=山砂層の厚さ）と路床剛性の関係を示している。ここに、路床剛性は、z=160cm での値で規準化して表示している。図より、いずれの試験法においても、z=60cm から z=40cm の間で値が低下しはじめることが確認できる。

一般に、平板載荷試験における荷重の伝達範囲は、下方向に載荷板径の 2.0 倍程度（?300mm の場合、深さ 600 mm まで）とされており[65]、本実験の結果とほぼ一致している。

評価深度に関する以上の結果より、小型 FWD 試験および急速平板載荷試験の路床剛性に関する評価深度は、平板載荷試験とほぼ同程度であることが確認された。

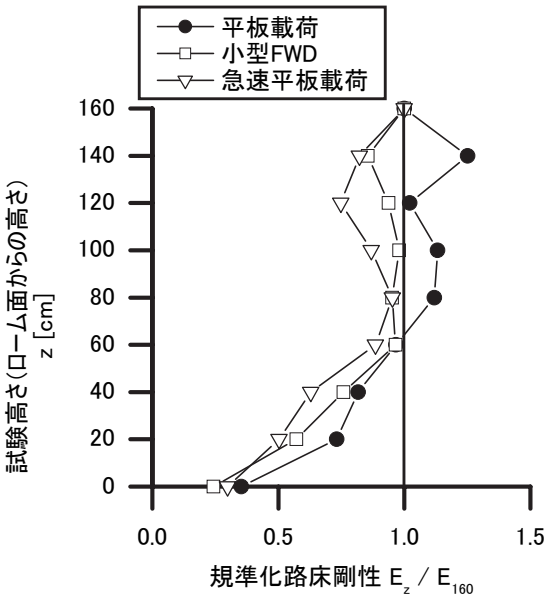


図-13.3　ローム面からの距離と路床剛性の関係

(3) 評価深度に関する多層弾性解析

重錘落下型現場試験法の評価深度についてさらに検討するため、深部に軟弱な層が存在する路床をモデル化し、小型 FWD の載荷を模擬した多層弾性解析（ELSA）を実施した。

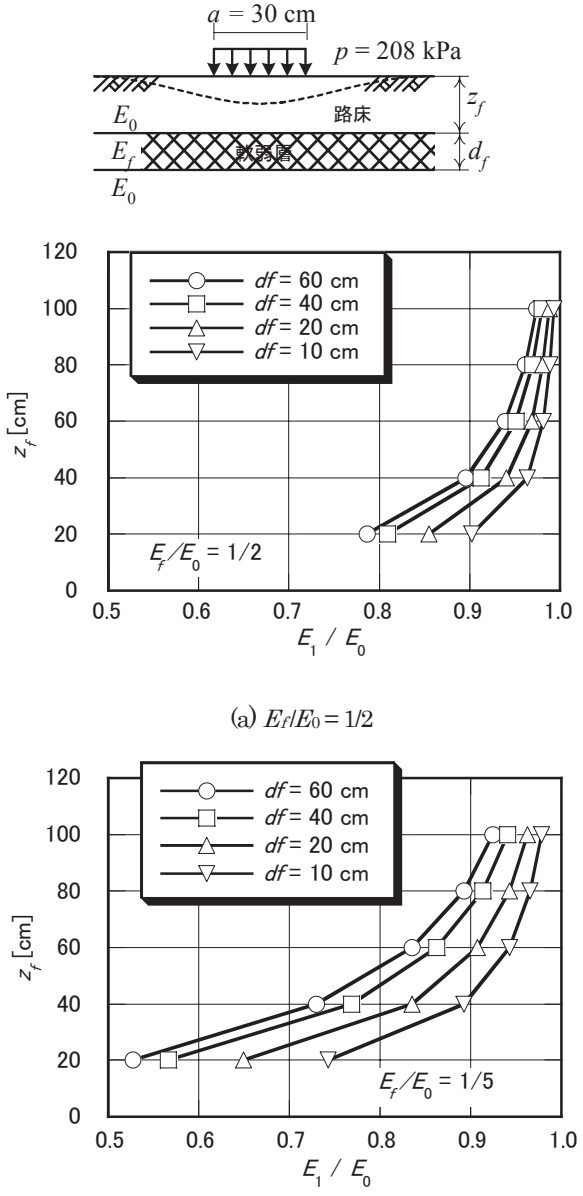
(a) 解析概要

図-13.4 に示すように、弾性係数が E_0 の路床内部（深さ z）に、厚さ d_f の軟弱層（弾性係数 E_f）が存在する場合を想定する。軟弱層の弾性係数は E_f = 1/2 E_0, 1/5 E_0, 1/10 E_0 とし、厚さ d_f = 10, 20, 40, 60 cm の軟弱層が、路床最上面より深さ z_f = 20～100 cm に存在する場合について解析を実施した。載荷条件については、小型 FWD 試験において、25 kg の重錘を高さ 500 mm から落下させた場合の最大荷重強さを参考に、208 kPa の円形等分布荷重とした。解析結果については、載荷板中心のたわ

み量と荷重強さとの関係から、見かけの弾性係数 E_1 を求め、路床内に軟弱層が無い場合の弾性係数 E_0 との比（E_1/E_0）をとって表示する。

(b) 解析結果

図-13.4 は、$E_f = 1/2\,E_0$, $1/5\,E_0$ の場合の解析結果であり、軟弱層深さ z_f と E_1/E_0 の関係を示している。路床内部の軟弱層（低弾性係数層）の存在を明確に評価するためには、弾性係数 E の差が 10%以上必要だと仮定すると、**図-13.4** より以下のことがわかる。



(a) $E_f/E_0 = 1/2$

(b) $E_f/E_0 = 1/5$

図-13.4　評価深度に関する多層弾性解析結果

①前述の室内模擬路床実験の条件（**図-13.1**）は、**図-13.4** (a)の $E_f = 1/2\,E_0$ で $d_f = 60$ cm の場合に相当する。図より、この条件では、軟弱層からの距離が $z_f = 40$〜60cm の間で E_1/E_0 が 0.9 を下回る。この結果は**図-13.3** の評価深度に関する結果と同様の傾向を示している。

②低弾性係数層が $E_f = 1/2\,E_0$ の場合、厚さが 10 cm より薄い軟弱層については、路床面からの深さ 20 cm であっても探知することが困難である。また、厚さが 60 cm より薄い軟弱層については、路床面から 40 cm 以上深い場合には探知が困難である。

③さらに軟らかい低弾性係数層（$E_f = 1/5\,E_0$）の場合、深さ 40 cm よりも浅い軟弱層ならば、厚さ 10 cm 以上の弱層を探知することが可能である。一方、厚さが 60 cm の軟弱層であっても、1 m 以深に存在する場合には探知が困難である。

13.4 試験舗装による検討

土質材料の弾性係数は拘束圧に依存することが知られており、また、舗装と路床面の境界面に発生する摩擦により路床の変形が抑制されることも考えられる。

舗装の上載が路床剛性に及ぼす影響を検討するため、試験舗装の構築路床面で平板載荷試験と重錘落下型現場試験を実施するとともに、舗装構築後に舗装表面で FWD 試験を行って得られた測定データを逆解析し、路床剛性を推定して比較した。また、路床材料に対する室内レジリエントモジュラス試験（室内 Mr 試験）も実施し、別途路床剛性を求めた。

（1）試験舗装概要

試験舗装（土木研究所舗装走行実験場内）は**図-13.5** に示すような 2 断面について検討を行った。平面形状はいずれの断面も幅 5 m、長さ 10m である。

現場試験としては、路床完成時に、平板載荷試験、小型 FWD 試験、急速平板載荷試験を実施した。平板載荷試験は、各路床で 1 地点ずつ行った。また、小型 FWD と急速平板載荷は、各路床で 15 地点ずつ試験を行った。路床材料の室内 Mr 試験は、「路盤材・路床土のレジリエントモジュラス試験方法」に準拠して行った。

FWD 試験は、舗装完成後、荷重車走行の供用前に実施した。FWD の測定データに対して静的逆解析（BALM99）、動的逆解析（DBALM97）を行い、路床剛性を評価した。

（2）路床剛性の比較結果

図-13.6 は、現場試験（平板載荷、小型 FWD、急速平板載荷）、室内 Mr 試験、FWD 逆解析によって得られた路床剛性を比較したものである。図より、以下が確認できる。

断面1 （IB交通・信頼性90%）	断面2 （ID交通・信頼性90%）
表層（密粒・ストアス）t=50mm	表層（密粒・改質II）t=50mm
基層（粗粒・ストアス）t=50mm	基層（粗粒・ストアス）t=100mm
上層路盤M-30 （粒度調整砕石）t=150mm	アスファルト 安定処理路盤 t=110mm
下層路盤C-40 （クラッシャラン）t=350mm	下層路盤C-40 （クラッシャラン）t=350mm
路床（構築） （設計CBR=4%）t=1000mm	路床（構築） （設計CBR=12%）t=1000mm
路体（原地盤・関東ローム）	

図-13.5 試験舗装断面

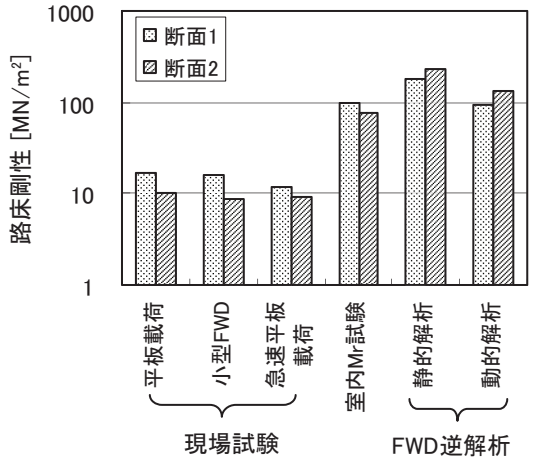


図-13.6　試験舗装による路床剛性の比較

①3 種類の現場試験による路床剛性の値はほぼ一致しており、小型 FWD 試験や急速平板載荷試験は平板載荷試験の代替として用いることが可能であることが確認された。

②現場試験による路床剛性は、FWD 逆解析による路床剛性と比較して 10～20 %程度の小さな値となっている。これは、舗装の上載による拘束圧の発生の影響と、試験法によるひずみレベルの差によるものと考えられる[2),66)]。したがって、施工中に小型 FWD や急速平板載荷によって求めた路床剛性を舗装設計に用いるためには、試験で求めた路床剛性をひずみレベルや拘束圧を考慮して補正する必要があるといえる。

③室内 Mr 試験による路床剛性は、FWD 逆解析による路床剛性に比較的近い値を示す。これは、室内 Mr 試験と FWD 試験時のひずみレベルが同程度（10^{-4} オーダー）であることによると考えられる。

④断面 1 と断面 2 を比較すると、現場試験および室内 Mr 試験による路床剛性は【断面 1＞断面 2】である。一方、室内 CBR 試験結果や FWD 逆解析による路床剛性は【断面 1＜断面 2】であり、逆の傾向となった。この理由は現在のところ明らかでないが、今後、荷重車走行による耐久性試験の中で、土圧計やひずみ計の長期計測を行いながら明らかにしていく必要があるといえる。

13.5 まとめ

1）小型 FWD、急速平板載荷などの重錘落下型の現場試験は、性能指標である路床剛性を直接的に測定することができ、静的な平板載荷試験を代替する試験法として用いることができる。また、試験が簡便で可搬性に優れることから多点計測が可能であり、路床の支持力の面的な均質性を評価する手法としても有効である。すなわち、性能規定に対応した性能評価手法として有効である。

2）舗装構築後の FWD 試験から逆解析で求めた路床剛性は、路床面で測定した路床剛性の 8～10 倍高い値を示した。これは、現場試験のひずみレベルの差と舗装の上載による拘束圧の差によるものと考えられる。したがって、舗装の力学挙動を解析する際には、路床剛性の拘束圧やひずみレベル依存性を考慮して入力値を定めることが重要であるといえる。

１４．結論

構造物の耐久性向上と性能評価方法について、以下の研究成果が得られた。

1）舗装の疲労破壊抵抗性については、FWD（重錘落下式たわみ測定装置）で測定した路面たわみ量から疲労破壊輪数を推定することが可能で、それによる評価方法を開発した。舗装の供用性については、使用材料の性状や大型車交通量などとひび割れ率およびわだち掘れ量の関係を求め、それらの予測式を提案した。また、舗装のライフサイクルコスト（LCC）の算定においては、一般に維持・修繕費、路面の劣化に伴う車両走行費用、工事渋滞に伴う道路利用者費用を考慮するが、このうち供用による路面の劣化に伴う車両走行費用が LCC に与える影響は小さいことがわかった。さらに、舗装の長寿命化を図るため、T_A（等値換算厚）を増大させた舗装やコンポジット舗装の試験舗装を行って、これらが耐

久性向上に有効であることを検証している。

2）トンネル覆工にSFRC（鋼繊維補強コンクリート）を用いることにより、温度・乾燥収縮に起因するひび割れを抑制する効果があること、軸力が卓越する場合は耐荷力の向上は顕著でないが剥落防止の効果があること、曲げが卓越する場合は耐荷力が大きく向上することが明らかとなった。また、トンネル構造全体の耐荷力決定メカニズムを明らかにし、ひびわれ進展を考慮したFEM解析により覆工の耐荷力を評価する方法を提案した。

3）橋梁全体系の耐震信頼性評価法として、複数の限界状態を考慮して求めた最小安全余裕度から評価する方法を提案し、橋脚基部に損傷を誘導するための耐力階層化係数の有効性を確認した。また、液状化による大きな地盤変形の影響を考慮するため、応答変位法による橋梁基礎の耐震性能照査法を提案した。さらに、橋の動的解析のための基礎のモデル化に関して、地盤反力度pと基礎・地盤間相対変位yの関係の履歴則を提案し、基礎をはりで、地盤抵抗をWinkler型の基礎・地盤間相互作用バネでモデル化したBNWF（Beam on Nonlinear Winkler Foundation）モデルによる橋梁基礎の非線形動的解析手法を開発した。また、杭基礎の耐震性能評価について、信頼性を考慮した部分安全係数の設定方法の検討を行い、杭基礎の耐震性能に最も影響を与える杭の鉛直支持力を対象に、載荷試験データの数や地盤調査の質を考慮して一定の信頼度を有する設計支持力推定式を作成する手法を提案した。

4）上部構造を数値モデル、地盤および基礎構造を実際の模型とするハイブリッド振動実験によって構造物全体系の耐震性能を実験的に検証する方法を提案し、橋脚の塑性化の影響、橋脚の補強の影響、地盤の液状化の影響などをこの方法によって把握することが可能であることが明らかとなった。また、橋脚を対象とした正負交番載荷実験および振動台実験に基づく耐震性能評価手法について、正負交番載荷実験における載荷パターンの設定方法、曲率の計測方法、振動台実験に用いる相似則、加振方法等に関する提案を行って、「橋の耐震性能の評価に用いる実験手法に関するガイドライン（案）」を作成した。

5）近年普及しつつある鋼少数主桁橋を対象として、構造諸元をパラメータとした振動発現時の風速・振幅の推定式、構造減衰の推定式およびこれらの推定式に基づく耐風安定性の評価法を提案し、実橋に対して概ね適用可能であることを確認した。

6）大型車走行による橋梁の振動応答特性を把握するための車両－橋梁連成系の解析モデルを作成し、主桁の振動性状を解析により概ね推定できることを確認した。また、橋梁ジョイント部の振動軽減対策である延長床版工法を対象として、施工性や維持管理に配慮した床版構造を開発し、現場試験施工によってその振動軽減効果を確認した。

7）これまでの供用実績に裏付けされた舗装体の疲労耐久性を担保できる路床の性能規定方法として、舗装計画交通量に応じて路床上面の圧縮ひずみを規定する方法を提案し、その有効性を確認した。また、路床の施工・品質管理のための現場試験法として、路床剛性を直接的に測定することができ、かつ、反力が不要であるために多点計測が可能である小型FWDや急速平板載荷による試験法を提案し、これらを平板載荷試験を代替する試験法として用いることができることを確認した。

参考文献

1) The Asphalt Institute：Research and Development of The Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1) Ninth Edition, RR-82-2, 1982.
2) (社)土木学会：FWDおよび小型FWD運用の手引き、舗装工学ライブラリー2、2002.12.
3) (社)土木学会：多層弾性理論による舗装構造解析入門、舗装工学ライブラリー3、2005.5.
4) 寺田剛、吉村啓之、坂本康文、伊藤正秀：FWDによるアスファルト舗装の疲労破壊輪数の評価に関する検討、土木学会舗装工学論文集 第10巻、2005.12.
5) 寺田剛、谷口聡、吉田武：アスファルト舗装の路面性状に及ぼす要因の検討、土木学会第57回年次学術講演会講演概要集、2002.9.
6) Virginia Department of Transport：State of the Pavement -2003-, 2003.11.
7) Highway Agency（英国道路庁）：Highway Design Manual for Road and Bridges, 2004.2.
8) 谷口聡、伊藤正秀、野村敏昭、阿部長門：舗装データベースを用いた供用性曲線作成手法に関する研究、土木学会舗装工学論文集、第8巻、2003.12.
9) 藪雅行、伊藤正秀：舗装マネジメントシステムの構築、土木技術資料、Vol. 46、No. 12、2004.12.

10) 高島一彦、池田拓哉、谷口聡：長寿命化舗装の開発、土木技術資料、第 39 巻第 4 号、1997.4.
11) Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., Rusch, H. : Behavior of Concrete under Biaxial stress, ACI Journal, Vol. 66, No. 8, pp. 656-666, 1969.8.
12) (社)日本鉄鋼連盟：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルートンネル編ー, pp. 68-77, 2002.11.
13) Bazant, Z. P., Oh, B. H. : Crack Band Theory for Fracture of Concrete Materials and Structures, RILEM, Vol. 16, pp. 155-177, 1983.
14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、2002.3.
15) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3.
16) 秋山充良、土井充、松中亮治、鈴木基行：構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算、土木学会論文集、No. 718/V-57、pp. 1-17、2002.11.
17) 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、No.372/V-5、pp.167-176、1986.8.
18) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究、京都大学博士論文、2002.1.
19) 室野剛隆：強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究、京都大学大学院博士論文、pp.181-195、2001.6.
20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編、2002.3.
21) 小林寛、田村敬一：液状化時の橋梁耐震設計に用いる加速度応答スペクトルに関する検討、第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 113-116、2002.1.
22) 小林寛、田村敬一：地盤-基礎系模型を用いたハイブリッド振動実験、第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp. 145-150、2000.3.
23) 小林寛、田村敬一、谷本俊輔：地盤-基礎系模型を用いた橋梁全体系に関するハイブリッド振動実験、土木技術資料、Vol. 44、No. 3、pp. 28-33、2002.3.
24) 田村敬一、東拓生、小林寛：実時間ハイブリッド振動実験に関する基礎的研究、土木研究所資料、第 3771 号、2000.12.
25) Tamura, K., Kobayashi, H., Tanimoto, S. and Okamura, M.: Hybrid Vibration Experiment on Interactive Response of Superstructure and Foundation of Highway Bridge, 13th World Conference on Earthquake Engineering, No. 1206, 2004.8.
26) Shirato, M., Koseki, J., Fukui, J., and Kimura, Y.: Effects of stress-dilatancy behavior of soil on load transfer hysteresis in soil-pile interaction, Soils and Foundations, Vol. 46, No. 3, pp. 281-298, 2006.6.
27) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, Soils and Foundations, Vol. 46, No. 2, pp. 173-188, 2006.4.
28) Shirato, M., Nonomura, Y., Nakatani, S., Kulhawy, F.H.: Numerical and large-scale experimental study on seismic behavior of pile foundations, Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), San Francisco, CA, Paper No. 315, CD-ROM, 2006.4.
29) 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、野々村佳哲、喜多直之：群杭の大型振動台実験、土木研究所資料、第 4015 号、2006.8.
30) 白戸真大、吉田望、福井次郎、野々村佳哲：軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用バネの適用、構造工学論文集、Vol. 51A、 pp. 739-750、 2005.3.
31) 白戸真大、野々村佳哲、福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討、土木学会地震工学論文集、論文、2005.8.
32) 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、秋田直樹、野々村佳哲、岡本真次：柱状体基礎の大型振動台実験、土木研究所資料、第 4041 号、2007.2.
33) Brown, D. A., Morrison, C. and Reese, L. C.: Lateral load behavior of pile group in sand, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 114, No. 11, pp. 1261–1271, 1988.
34) 幸左賢二、 鈴木直人、 木村亮、 木村嘉富、 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験、土木学会論文集、No. 596/III−43、pp. 249−260、1998.6.
35) 野々村佳哲、白戸真大、福井次郎：動的解析に用いるための群杭効率・の評価について、第 7 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、pp.

301-306、 2004.1.
36) 白戸真大、野々村佳哲、中谷昌一、福井次郎：Winkler バネを用いた深い基礎の非線形動的解析モデル、第 9 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、pp. 89-96、 2006.2.
37) 例えば、山田均他：少数主桁橋梁の耐風性、橋梁と基礎、Vol. 36、No. 2、2002.2.
38) 例えば、萩野千晶他：鋼 2 主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集、I-093、 2003.9.
39) 村越潤、麓興一郎、稲垣由紀子、吉岡勉：合理化鋼少数主桁橋の耐風性照査法に関する検討、土木研究所資料、第 3982 号、2006. 3.
40) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、1991.7.
41) 川島一彦、長谷川金二、長島博之、小山達彦、吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告、第 190 号、1993.9.
42) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, Proceedings of JSCE, No. 392/I-9, pp. 205-213, 1988.4.
43) 尾坂芳夫、鈴木基行、蟹江秀樹：RC 柱の履歴復元力特性に及ぼす載荷速度と載荷パターンの影響、構造工学論文集、Vol. 34A、pp. 911-922、1988.4.
44) 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法)、土木研究所資料、第 4023 号、2006.8.
45) Yen, W. P., Cooper, J. D., Park, S. W., Unjou, S., Terayama, T. and Otsuka, H.: A Comparative Study of U.S.-Japan Seismic Design of Highway Bridges: I. Design Methods, pp. 913-932, Earthquake Spectra, Vol. 19, Issue 4, 2003.
46) Yen, W. P., Cooper, J. D., Park, S. W., Unjou, S., Terayama, T. and Otsuka, H: A Comparative Study of U.S.-Japan Seismic Design of Highway Bridges: II. Shake-Table Model Tests, pp. 933-958, Earthquake Spectra, Vol. 19, Issue 4, 2003.
47) Shirato, M., Matsui, K., and Fukui, J.: Present situa-tion regarding ground investigations and the deter-mination of geotechnical parameters in Japan, Proc. of IWS Kamakura 2002 (eds. Honjo et al.), Tokyo, Balkema, pp. 237-243, 2002.
48) Orr, T. L. L., Matsui, K. and Day, P.: Survey of geo-technical investigation methods and determination of parameter values', Proc. of IWS Kamakura 2002 (eds. Honjo et al.), Tokyo, Balkema, pp. 227-235, 2002.
49) Day, P.: Administrative report of TC 23–Limit state design in geotechnical engineering', Proc. of the 15th ICSMGE, Istanbul, pp. 2943-2944, 2001.
50) Shirato, M., Suzuki, M., Matsui, K., and Fukui, J.：Design formula for the shaft resistance of a pile con-sidering both the number and variability of load test data, Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (Eds. Der Kiureghian, Madanat, and Pestana), ICASP 9, California, pp. 1385-1392, Millpress, Rotterdam, 2003.
51) Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J.: Structural Reliability Theory and Its Applications, Sprin-ger-Verlag, 1982.
52) (財)日本建築センター：建築基準法施行規則第 1 条の 3 第 1 項の認定に関わる性能評価業務方法書、<http://www. bcj.or.jp/src/hyotei12.html>.
53) 桑原文夫：日本建築センターにおける杭の支持力性能評価方法、 基礎工、Vol. 31、 No. 9、 pp. 6-10、2003.9.
54) 長屋優子、村越潤、麓興一郎：車両走行による橋梁振動解析ツールに関する一考察、第 26 回日本道路会議、2005.10.
55) (社)日本騒音制御工学会：地域の環境振動、2001.3.
56) 新井恵一、村越潤他：延長床版工法の新しい構造と設計法に関する研究、鋼構造年次論文報告集、第 11 巻、2003.11.
57) 梶川康男、上中勝、服部幸雄：高架橋の振動制御と橋梁環境問題、振動制御コロキウム PART.B 講演論文集、1991.
58) 例えば、(社)日本道路建設業協会：各国及び EAPA の舗装の性能評価に関わる技術基準の動向について、1999.
59) 例えば, The Asphalt Institute：Thickness design – Asphalt pavements for highways and streets, Manual Series No.1 (MS-1), 1981.
60) (社)日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説、2001.7.
61) (社)日本道路協会：舗装設計施工指針、2001.12.
62) 松井邦人、Maina, J.、董勤喜、小澤良明：鉛直およ

び水平に円形等分布の荷重作用を受ける舗装構造の弾性解析、土木学会舗装工学論文集、第 6 巻、pp. 100-109、2001.12.
63) 松井邦人、黒林功、西山大三：FWD 試験による弾性係数推定の精度向上に関する検討、土木学会舗装工学論文集、第 3 巻、pp. 39-47、1998.12.
64) 東滋夫、金井利浩、岡部俊幸、林信也、松井邦人：FWD による時系データの舗装構造評価への適用、土木学会舗装工学論文集、第 3 巻、pp. 31-38、1998.12.
65) (社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説、p. 500、2004.6.
66) (財)鉄道総合研究所：鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究、鉄道総研報告、特別第 6 号、pp.164-167、1996.