

土 木 研 究 所 資 料

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)

Draft Guidelines for Experimental Verification
of Seismic Performance of Bridges
(Quasi-Static Cyclic Loading Tests
and Shake Table Tests for Bridge Columns)

平成 18 年 8 月

独 立 行 政 法 人 土 木 研 究 所
耐震研究グループ耐震チーム

Copyright © (2006) by P.W.R.I.

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

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

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)

耐震チーム

上席研究員
元 主任研究員
主任研究員

運上 茂樹
星隈 順一*
西田 秀明

要 旨

橋全体の耐震性能または橋を構成する部材の耐力・変形性能、非線形履歴特性を検証する実験方法としては、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ついては、現在、統一的なルールはなく、個々の事業者や研究者ごとにそれぞれが保有している施設の条件や制約に応じた実験に関するノウハウに基づいて実施されているのが現状である。

このような背景のもとで、橋を構成する部材に対する耐震性能の評価のために実施される実験としては最も広く行われている正負交番載荷実験及び振動台実験を対象とし、特に実験方法が異なることによって実験結果に影響が生じる項目を中心に、その標準的な方法あるいは統一的に考えることが望ましい事項に対する提案を、ガイドライン(案)としてとりまとめたものである。

キーワード：実験手法、鉄筋コンクリート橋脚、正負交番載荷実験、振動台実験

* 現 国土交通省九州地方整備局長崎河川国道事務所長

目 次

まえがき	1
1. 総則	3
1. 1 適用の範囲	3
1. 2 試験の種類と定義	4
2. 材料試験	5
2. 1 コンクリート	5
2. 2 鋼材	5
2. 3 材料の応力度－ひずみ関係	5
3. 構造部材に対する正負交番載荷実験	7
3. 1 実験目的	7
3. 2 実験供試体の設計・製作	7
3. 2. 1 使用材料	7
3. 2. 2 実験供試体の設計と相似則	7
3. 2. 3 実験供試体の数	12
3. 3 計測項目と計測方法	13
3. 4 載荷方法	17
3. 4. 1 セットアップ	17
3. 4. 2 予備載荷	19
3. 4. 3 本載荷実験における荷重の制御と載荷パターン	20
3. 4. 4 正負交番載荷実験における降伏変位の決め方	26
3. 4. 5 載荷速度	27
3. 5 実験結果の評価	28
3. 5. 1 耐震性能の評価を行う上で着目すべき実験供試体の損傷状態	28
3. 5. 2 実験結果の明示方法	29
4. 構造部材に対する振動台実験	32
4. 1 実験目的	32
4. 2 相似則	32
4. 3 実験供試体の設計・製作	34
4. 4 計測項目と計測方法	35
4. 5 加振方法	36
4. 5. 1 セットアップ	36
4. 5. 2 振動台への入力地震動の設定	38
4. 6 実験結果の明示方法	39
参考文献	40

まえがき

現在、構造物の構造設計においては性能設計へと移行しつつある。性能設計とは、材料や構造、寸法などが細かく規定された仕様設計から離れ、要求する性能を満足する構造物を実現することを目的とする設計体系である。したがって、材料や構造形式、設計手法などについては、所定の性能が検証された方法あるいは性能を検証することを前提として、従来画一的であった仕様以外の要求性能に対する解決方法を設計者が選択することを認めるものである。これによって、設計する構造物の性能をわかりやすく明示するとともに、性能を満足する従来にはない新しい優れた技術開発を促進することも意図している。

道路橋の設計基準である道路橋示方書は、構造物の設計基準の国際化、要求の多様化、さらには構造物の維持管理や耐久性への具体的な取り組みの必要性、コスト縮減努力の成果の早期導入等を背景として、平成13年12月に性能照査型基準を指向した改訂が行われた。このうち耐震設計について規定されるV耐震設計編においては、達成すべき「耐震性能」と「それを満足することを照査する手法」が規定されている。

橋の耐震性能を照査する手法としては、従来から用いられてきた震度法に基づいた静的照査法や時刻歴応答解析のような動的解析法に基づいた動的照査法がある。これらの具体的な計算方法等については、V耐震設計編に規定されている。耐震性能の照査方法には、このような解析に基づく手法の他に、実験的な検討に基づいて耐震性能を照査する手法もある。例えば、新しい工法を用いた橋等で、その地震時挙動や部材の耐力・変形性能、非線形履歴特性等が明確でない場合や、解析的に検討することが困難な現象を耐震設計で考慮しなければならないような場合には、実験によりこれらの特性等を明らかにし、その結果を適切に耐震性能の照査に反映させていくことが必要とされる。

橋全体の耐震性能または橋を構成する部材の耐力・変形性能、非線形履歴特性を検証する実験方法としては、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ついては、現在、統一的なルールはなく、個々の事業者や研究者ごとにそれぞれが保有している施設の条件や制約に応じた実験に関するノウハウに基づいて実施されているのが現状である。しかしながら、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、製作や載荷方法、計測方法、また、降伏や終局状態などの力学的特性の定義方法が異なることが原因で、本来同じ結果となるべき実験結果に違いが生じることがある。この問題は、実験に基づいて耐震性能を評価しようとする場合には特に注意が必要と考えられる。

このような背景のもとで、橋を構成する部材に対する耐震性能の評価のために実施される実験としては最も広く行われている正負交番載荷実験及び振動台実験を対象とし、特に実験方法が異なることによって実験結果に影響が生じる項目を中心に、その標準的な方法あるいは統一的に考えることが望ましい事項に対する提案を、ガイドライン(案)としてとりまとめたものである。

本ガイドライン(案)は、あくまで研究成果として現状の技術を基準風にとりまとめたものであるが、準拠すべき基準等を示すものではない。性能設計や実験検証に関する技術開発は現在も進展段階にあり、今後の知見の蓄積を踏まえて見直していくべき課題も含めて示していることに留意いただきたい。

なお、本研究は、米国運輸省連邦道路庁ターナー・フェアバンク研究所との共同研究として実施したものであり、米国においても運輸省連邦道路庁より、**Recommendations for Seismic Performance Testing of Bridge Piers** (Chair: Dr. W. Phillip Yen) として発刊されることを、ここに付記する。

1. 総則

1. 1 適用の範囲

本ガイドライン(案)は、橋の耐震性能の評価を目的として実施する橋脚を対象とした正負交番載荷実験及び振動台実験について、その標準的な実験方法を示すものである。

【解説】

本ガイドライン(案)において実験対象としている構造部材ならびに実験の種類を示したものである。

橋の耐震性能の照査に用いる実験としては、応力度－ひずみ関係等の材料の基礎的力学特性を調べるための材料実験や、地盤の土質力学特性を調査するための土質実験等の他に、橋全体系を対象として行う実験や、橋脚、支承、基礎、上部構造、落橋防止構造等の部材を対象とした要素実験等がある。

このような実験に基づいて橋の耐震性能の照査を行う場合には、実験の目的やその実験結果の耐震設計への反映方法等に応じて、適切な実験手法を選定しなければならない。具体的な実験手法としては、振動台実験、正負交番載荷実験等があるが、実験の目的と適用する実験方法の選定の考え方の一例を表-1.1に示す。実験の目的としては、表-1.1に示した事項だけでなく、他にも様々な目的で実施される実験があるが、ここでは代表的なものだけを例示した。また、振動台実験の他に、振動台を用いないで地震動入力に対する橋の応答を解析と実験を組み合わせるためのハイブリッド実験法等が確立されている。

表-1.1 実験の目的と適用する実験手法の選定の例

実験の観点	実験による検討項目の例	適用する実験手法例
橋全体系の挙動	- 橋全体系の耐震性能の照査 - 橋全体系の振動特性や減衰特性等の動的特性の検討 - 入力地震動の位相差が橋の地震応答に及ぼす影響の検討	振動台実験 実構造物の振動実験
部材間の相互作用	- 地盤－基礎系の動的相互作用の検討 - 橋脚－支承－上部構造系の動的相互作用の検討 - 橋脚－基礎系の動的相互作用の検討 - 上部構造端部の衝突に関する検討 - 地盤－基礎系における基礎の耐力、変形特性、履歴復元力特性の検討 - 上部構造と橋脚が一体となった構造の耐力、変形特性、履歴復元力特性の検討 - 地盤の液状化時の基礎の地震時挙動	振動台実験 ハイブリッド振動実験 正負交番載荷実験 → 遠心力載荷実験
部材の動的特性	- 橋脚の地震時非線形挙動の検討 - 上部構造本体の耐力、変形特性、履歴復元力特性の検討 - 橋脚の耐力、変形特性、履歴復元力特性の検討 - じん性を向上させるための構造細目の検討 - 基礎本体の耐力、変形特性、履歴復元力特性の検討 - 支承本体の動的特性の検討 - 落橋防止構造の動的特性の検討	→ 振動台実験 正負交番載荷実験 → 支承試験 → 衝突実験
基礎的力学特性	- コンクリートの応力度－ひずみ関係の検討 - 鋼材の応力度－ひずみ関係の検討 - コンクリートと鉄筋の付着特性の検討 - 地盤のせん断弾性係数－せん断ひずみの関係の検討 - 液状化の判定に用いる繰返し三軸強度比の検討	→ 圧縮載荷実験 → 引張り試験 → 付着実験 → 繰返し中空ねじりせん断実験 → 繰返し三軸試験

このように、橋の耐震性能の評価に活用することができる実験には様々なものがあるが、本ガイドライン(案)では、大地震時に塑性化してエネルギーを吸収する役割を果たす橋脚を対象とした実験について示している。橋脚に対する実験としては、その耐力及び塑性変形性能を検証する目的で、正負交番載荷実験が広く実施されている。また、実際の地震時の破壊挙動の解明や力学モデルの検証のための振動台実験の実施例も少なくない。このため、本ガイドライン(案)では、主として鉄筋コンクリート橋脚を対象に正負交番載荷実験及び振動台実験の方法の基本事項を中心にまとめている。

1. 2 試験の種類と定義

本ガイドライン(案)で用いる試験方法の定義は次のとおりとする。

(1) 正負交番載荷実験

加力装置により実験供試体に、直接、力または変形を正負交番に加えて載荷する実験

(2) 振動台実験

実験供試体を振動台上に据え付け、振動台で地震動を発生させることで実験供試体に慣性力を作用させる実験

(3) ハイブリッド実験

実験供試体の復元力特性を時々刻々計測しながら、計算機によって応答値を計算し、加力装置により実験供試体に、直接、力または変形を加えて載荷する実験。実験と計算を一緒にする実験であることからハイブリッド実験と呼ばれる。

(4) 材料試験

鉄筋やコンクリート材料などの強度特性、変形特性、応力度－ひずみ関係等の材料の基礎的力学特性を調べるための試験で、圧縮試験、引張試験、付着試験、ねじり試験等がある。

(5) 遠心力載荷実験

重力場に対する相似則を合わせる必要がある場合に、遠心装置により、重力を発生させて行う載荷実験。土材料を用いる地盤、構造物の試験で用いる場合が多い。

(6) 実構造物振動実験

起振機による定常加振や重量車等の落下等による振動により、実物の構造物の固有振動特性や減衰特性などを計測する実験。実構造物であるため、弾性範囲内の微小振幅の実験になる場合が多い。

(7) 衝突実験

構造物間の衝突や高速での車両等の衝突現象を受ける構造物の抵抗特性や破壊挙動を調べるために実施する実験

【解説】

本ガイドライン(案)で示している試験の種類と定義を示したものである。

2. 材料試験

2. 1 コンクリート

実験供試体にコンクリートを用いる場合には、実験を実施する当日に、JIS A 1108 の規定に基づいてコンクリートの圧縮強度試験を行うものとする。また、圧縮強度の試験時には、弾性係数も求めるものとする。

【解説】

コンクリートの強度は、実験結果の事後解析等に必須の情報である。したがって、コンクリートの品質管理のために必要な強度試験以外に、実験供試体に対する実験を行う日に、コンクリートの強度試験を行うものとする。同一バッチで打設した実験供試体が複数あり、それらの実験供試体の実験日が異なる場合には、それぞれの実験日に強度試験を行えるように、テストピースを製作しておくものとする。

コンクリートの強度試験には様々な試験があるが、実験供試体に対する事後解析に必要な情報としては、一般には、圧縮強度と弾性係数である。引張強度については、圧縮強度から推定する手法も提案されているので、一般には省略してもよい。ただし、ひびわれに着目した実験等で正確な引張強度が必要な場合には、引張強度試験も行うのがよい。

コンクリートの強度試験に関する具体的な手法については、JIS の当該規定に従うものとする。

2. 2 鋼材

実験供試体に鋼材を用いる場合には、実験を実施する前に、JIS Z 2201 ならびに JIS Z 2241 の規定に基づいて鋼材の引張強度試験を行うものとする。また、引張強度の試験時には、弾性係数も求めるものとする。

【解説】

鋼材の降伏点、引張強度ならびに弾性係数についても、実験結果の事後解析等に必須の情報である。したがって、実験供試体に用いた全ての種類の鋼材に対して引張強度試験を行うものとする。また、引張強度試験時には、弾性係数も計測する。

鋼材の引張強度試験に関する具体的な手法については、JIS の当該規定に従うものとする。

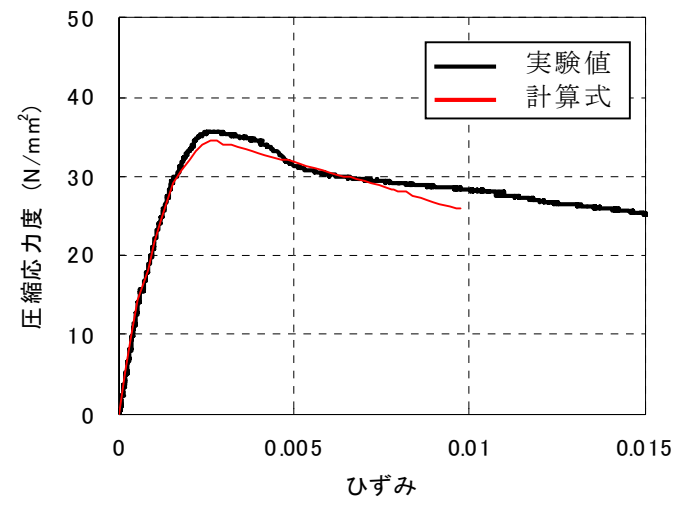
2. 3 材料の応力度－ひずみ関係

コンクリートあるいは鋼材が引張力、あるいは、圧縮力、あるいは正負交番の作用を受けた場合の応力度－ひずみ関係を求める場合には、供試体の設計ならびにひずみの計測範囲などを適切に設定して実施するものとする。

【解説】

構造部材等の強度や変形特性について、応力度を基本にしてこれらを評価する場合には、コンクリートや鋼材などの材料の応力度－ひずみ関係が必要となる。この場合には、応力度－ひずみ関係を求めるための供試体並びに載荷方法に留意することが必要とされる。例えば、コンクリート要素の応力度－ひずみ関係に対する拘束効果の影響評価、コンクリート要素や鋼材の繰返し載荷による劣化、座屈の影響評価などの目的に応じて実験供試体や載荷実験方法を検討する必要がある。

図-2.1 は、帯鉄筋により拘束されたコンクリート要素の一軸圧縮載荷に対する応力度－ひずみ関係を求めるために実施された実験例を示したものである。直径 50cm 規模の大型円柱供試体の一軸圧縮試験により応力度－ひずみ関係を求めた事例である。



(a) 大型模型を用いた圧縮载荷実験

(b) 応力度－ひずみ関係の一例

図-2.1 大型円柱供試体の一軸圧縮载荷実験例

3. 構造部材に対する正負交番載荷実験

3. 1 実験目的

正負交番載荷実験は、以下の事項を検討することを目的に実施する。

- (1) 載荷荷重あるいは載荷変位の増大に伴う損傷の進展性状
- (2) 動的耐力、変形性能
- (3) 荷重－変形特性の履歴特性
- (4) 曲率、ひずみ等の応答値

【解説】

正負交番載荷実験の目的を示したものである。正負交番載荷実験は、鉄筋コンクリート部材や鋼部材等の構造部材の動的耐力、変形特性、破壊特性を調べる際に一般的に用いられる実験方法である。特に特定の地震動の影響を考慮しないで、構造部材の非線形領域の破壊挙動を含む挙動特性を把握するための一般的な実験方法である。

3. 2 実験供試体の設計・製作

3. 2. 1 使用材料

実験供試体の製作に用いる主な材料は、対象とする実構造物の建設に用いられる材料と同一の材料とする。ただし、実験の目的により特殊な材料を用いる場合には、必要に応じて事前に材料試験を行う等、当該材料の基本特性を十分に調査してから用いるものとする。

【解説】

構造部材の耐震性を検証する実験では、実験供試体に使用する材料は、検証の対象としている実構造物で使用される材料と同一のものをを用いることとした。

なお、耐震補強効果の検証を目的とした実験で特殊な材料を使用する場合や相似則の関係で実構造物に使用される材料とは異なる材料を用いざるを得ない場合等は、予め当該材料の基本特性を調査し、実験供試体への適用性について十分検討するのがよい。

3. 2. 2 実験供試体の設計と相似則

- (1) 実験供試体の設計においては、使用する載荷実験装置等の制約を考慮するとともに、実構造物の構造特性が実験供試体に適切に反映できるように実験供試体の縮小率を設定するものとする。
- (2) 縮小した実験供試体は、相似則に基づいて構造諸元を設計することを原則とする。とくに、構造諸元の設定が実験結果に重要な影響を与えることが想定される場合には、相似則に基づいた構造諸元となるように配慮するものとする。やむを得ず相似則に基づく諸元と顕著に異なる諸元を選択せざるを得ない場合には、その影響について十分に検討し、必要に応じて実験結果の補正を行うものとする。

【解説】

(1) 構造物の耐震性を検証する目的で行う実験では、寸法効果の影響を小さくするという観点からは、できるだけ大きな実験供試体によって実験を行うのが理想である。しかしながら、土木構造物は一般に部材規模が大きいことや、載荷設備や実験に要する費用等の制約により、一般には縮小した実験供試体により行うのが一般的である。したがって、実験供試体の設計にあたっては、相似則と寸法効果の影響に配慮しながら、適切な縮小率を設定する必要がある。

(2) 縮小した実験供試体は、相似則に基づいて構造諸元を設計することが原則である。例えば、単柱式の鉄筋コンクリート柱部材の曲げ塑性変形性能を検証する目的の実験に

においては、軸方向鉄筋比や帯鉄筋比を実構造物に近似させることだけでなく、軸方向鉄筋の径、帯鉄筋間隔、かぶりコンクリートの厚さの関係が相似則に基づいて適切に設定することも重要である。これは、最近の研究により、これらの諸元が塑性ヒンジ長に有意な影響を与えることが明らかとなっており、実構造物よりも相対的に太径の鉄筋を用いたり、かぶりコンクリートを厚くしたりすると、実験供試体では実構造物よりも塑性ヒンジ長が相対的に長くなり、曲げ塑性変形性能が大きくなるためである。また、柱部材に対して相対的に太い軸方向鉄筋を用いると、フーチングからの伸び出し変位が増大して柱基部の回転角が大きくなり、実験供試体では塑性変形性能を高く評価することにもなるので、注意が必要である。

その一方で、縮小率が大きくなると、相似則に基づけば規格にないような細い直径の鉄筋を用いなければならないような場合も生じる。このような場合には、逆に鉄筋自体の材料特性やコンクリートとの付着特性が実挙動との間で相違が生じることがあり、新たな寸法効果の原因となってしまうため、相似則に配慮したために過度に細い鉄筋を用いることが必ずしも適切ではないこともある。したがって、このような問題が生じないようにするために、できる限り大きな実験供試体で正負交番載荷実験を行うのが望ましい。

また、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力を検証する目的の実験においては、コンクリートの最大骨材寸法に注意が必要である。コンクリートが負担するせん断抵抗は、骨材の噛み合わせ効果によって生まれるため、骨材寸法の影響があると言われている。その一方で、一般に入手が容易な骨材寸法は限られていること、最大骨材寸法の小さい特殊なコンクリートは、圧縮強度特性や弾性係数等の基本的な力学特性値に影響が及ぶことが考えられること等から、相似則に応じて、いたずらに小さな骨材を使用するのも問題がある。したがって、最大骨材寸法の設定にあたっては、このような寸法効果の影響を念頭に置いて、実験結果の評価を行うのがよい。

軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔と断面寸法の関係が塑性ヒンジ長に及ぼす影響を検討した例がある。図-3.2.1は、軸方向鉄筋比は1.0%で同等であるが、使用した軸方向鉄筋の直径と本数が異なる場合、正負交番載荷実験の結果にどのような影響を及ぼすのかを示した例である。ここでは、一辺が600mmの正方形断面に対して、軸方向鉄筋としてD10を48本用いた場合とD13を28本用いた場合の結果を比較して示している。これより、D13の鉄筋を用いた方がかぶりコンクリートが剥落して水平力が低下し始める時の変位が大きくなっており、D10を用いて実験した場合と耐震性能の評価が異なることがわかる。これは、前述のように太径の軸方向鉄筋を用いた方が座屈長が長くなり、これによって、図-3.2.1に示すように、より広い範囲で損傷が生じ、塑性ヒンジ長が長くなるためである。

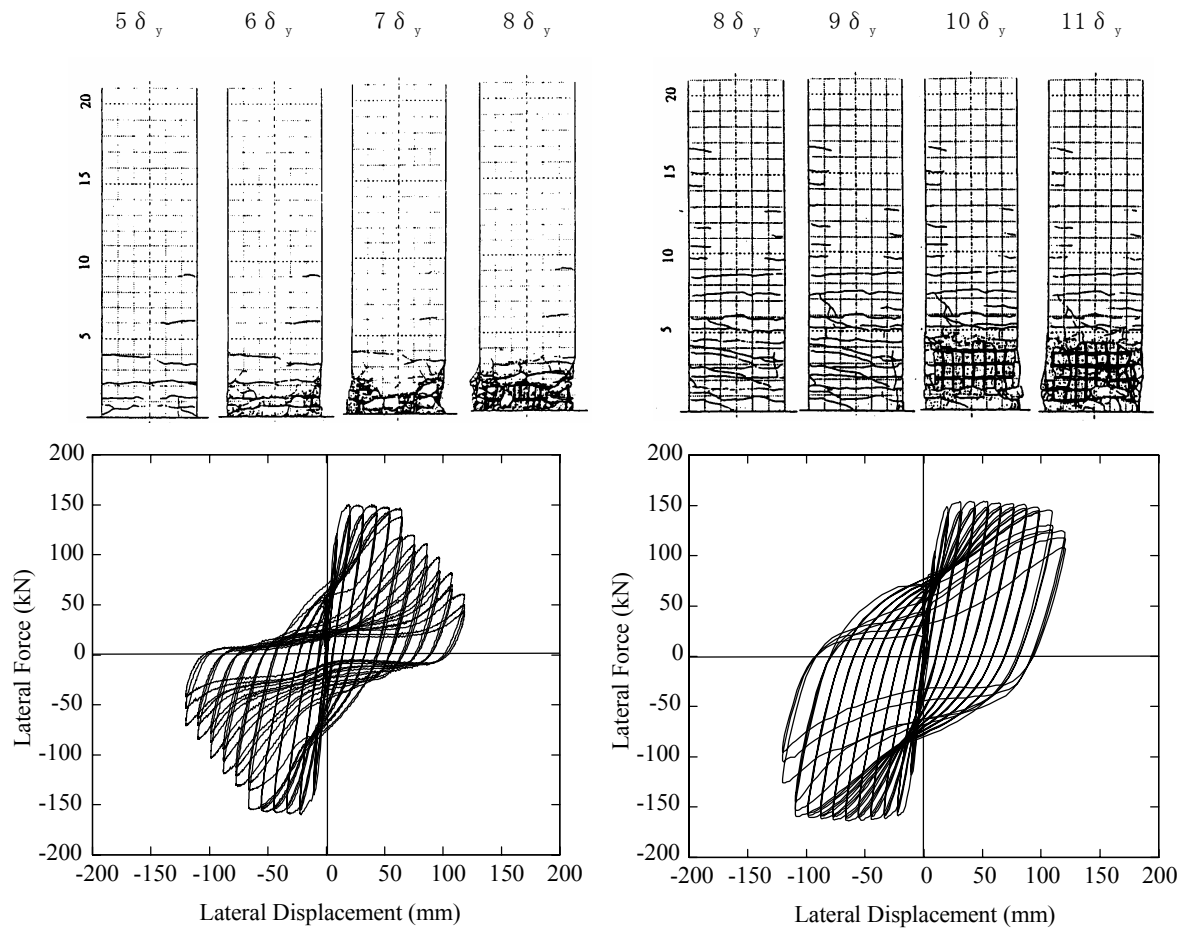
図-3.2.2は、軸方向鉄筋径のみが主たる実験パラメータとなっている実験供試体を対象として、軸方向鉄筋径比と塑性ヒンジ長の関係を示したものである[1]。ここで、軸方向鉄筋径比とは、軸方向鉄筋径を断面寸法で無次元化した値である。また図中では、塑性ヒンジ長についても断面寸法で無次元化している。これより、正方形断面、円形断面とも、軸方向鉄筋径比が大きくなるにつれて、塑性ヒンジ長が長くなることがわかる。

また、帯鉄筋間隔についても、軸方向鉄筋径の場合と同様な理由により、縮小模型で帯鉄筋比を一致させようとする、帯鉄筋間隔が実橋脚よりも相対的に大きくなってしまふことが多い。図-3.2.3は、帯鉄筋体積比が0.3%程度の場合と1%程度の場合で、断面寸法と帯鉄筋間隔が異なる供試体を対象として、帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長の関係を示したものである。これより、帯鉄筋体積比が0.3%程度の場合、1.0%程度の場合ともに、断面寸法に対する帯鉄筋間隔の比が大きくなるにつれて、塑性ヒンジ長も長くなる傾向がある。しかしながら、その感度は軸方向鉄筋径の影響と比較する小さいと言える。

断面寸法が鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす影響を検討するために行わ

れた曲げ破壊型の実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験の例を示す。この実験では、写真-3.2.1に示すように、正負交番載荷実験としては世界でも最大級の断面寸法（2.4m×2.4m）の供試体を用いている。さらに、断面寸法でこの実大供試体に対して1/4の縮尺となる小型供試体に対して同様な実験を行っており、これらの実験結果の比較により、塑性変形性能に及ぼす断面寸法の影響について検討したものである。図-3.2.4は、水平力ードリフト関係の履歴曲線の包絡線を実大供試体と縮小供試体で比較したものである。ここで、縮小供試体の水平力は、力の次元に対するスケールファクターに基づいて補正を行い、実大供試体と相対的な比較ができるようにしている。これより、水平力ードリフト履歴曲線の包絡線を比較すると、実大供試体と縮小供試体の挙動は比較的よく一致していることがわかる。ただし、最大耐力に関しては、若干大型供試体の方が相対的に大きくなっているが、これは実際に用いた軸方向鉄筋の降伏点の相違が生じた結果であった。

このように、実大規模の実験の結果や寸法効果の影響等を踏まえると、塑性変形性能を検証するために行われる実験検討では、その模型供試体の設計段階において、相似則に配慮しておく必要がある。規格鉄筋の径が限られていることや模型施工上の制約等から、完璧に全ての構造諸元をスケールダウンさせた縮小模型を製作することは難しいが、できる限りの範囲で相似則に基づいた縮小値に近い配筋条件を再現できるようにする配慮する必要がある。



(a) D10 を用いた場合

(b) D13 を用いた場合

図-3.2.1 軸方向鉄筋の直径の違いが正負交番載荷実験の結果に及ぼす影響

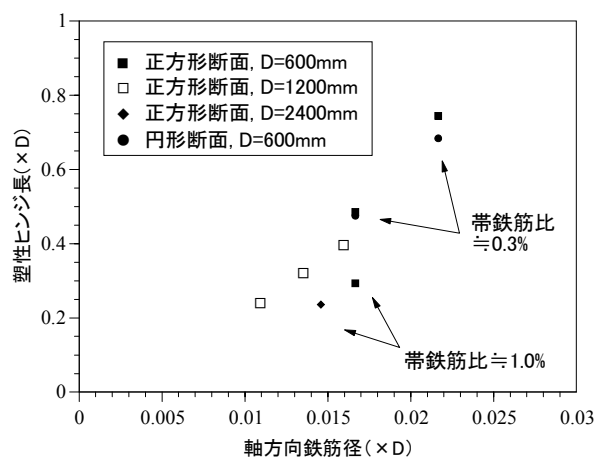


図-3.2.2 軸方向鉄筋径と塑性ヒンジ長
の関係

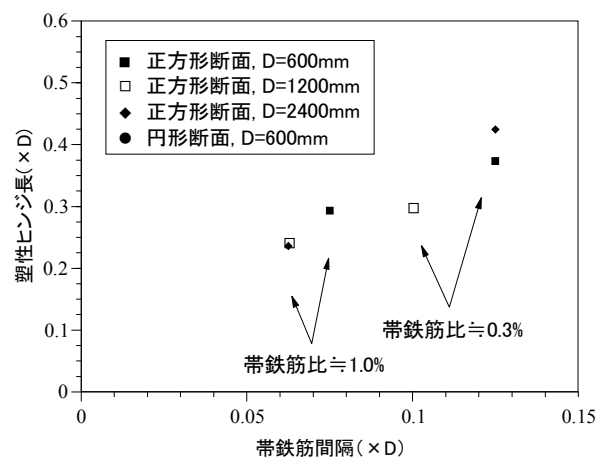


図-3.2.3 帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長
の関係



写真-3.2.1 実大規模の大型模型に対する載荷実験

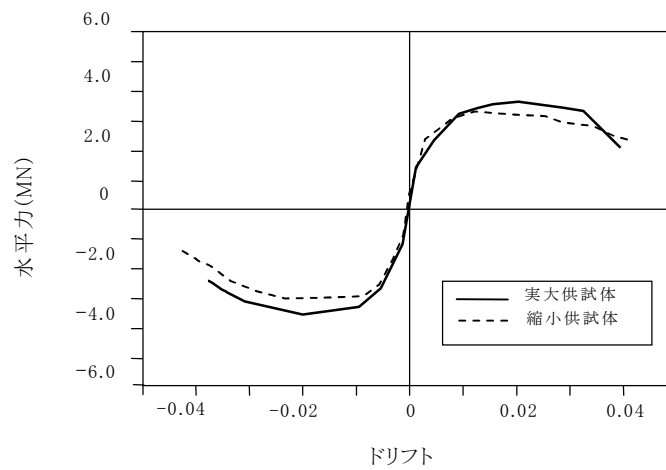


図-3.2.4 水平力ードリフト曲線の包絡線の比較

3. 2. 3 実験供試体の数

- (1) 同一の実験供試体に対する試験数は、破壊特性と実験結果のばらつきを考慮して適切に設定する。
- (2) 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート部材に対する塑性変形性能の検証を目的とした正負交番載荷実験においては、一般に、実験供試体の数は1体でよい。
- (3) せん断破壊型の鉄筋コンクリート部材など結果にばらつきを有する載荷実験の場合には、ばらつきの程度に応じて実験供試体の数を設定するものとする。

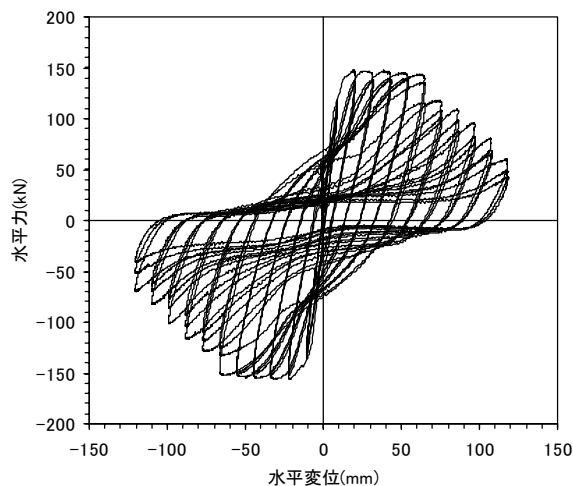
【解説】

(1) コンクリートや鋼材に対する材料試験では、その材料特性のばらつきを考慮するために、3体のテストピースによる試験が行われ、その試験結果の平均値で材料特性を評価している。しかしながら、構造部材に対する正負交番載荷実験は、材料試験に比べ、手間や費用を要するものであるので、実験結果を評価するために必要な同一の実験供試体の数は、破壊特性や実験結果のばらつき特性を考慮して合理的に設定する必要がある。

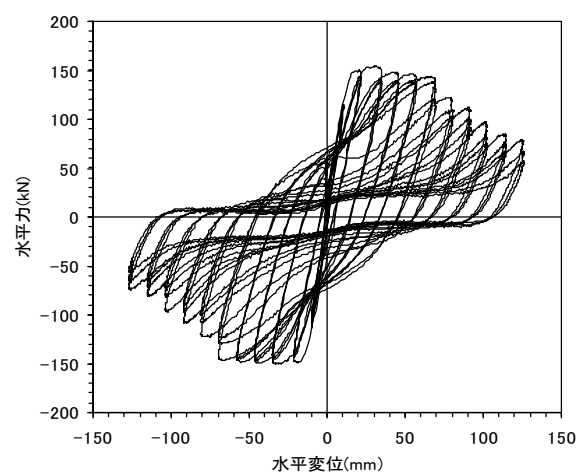
(2) 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート部材の塑性変形特性は、一般に同一構造諸元である実験供試体であればほとんど同一の実験結果となり、個体差によるばらつきが非常に小さいことから、実験供試体の数は一般に1体でよいこととした。

図-3.2.5は、断面寸法が600mmでせん断支間比が5.0の正方形断面橋脚の実験供試体2体に対して、同一の載荷条件で正負交番載荷実験を行った結果を比較して示したものである。ただし、実験の実施日は2年半程度違っているが、計測方法は同一である。これより、弾性剛性、橋脚の水平耐力、 $6\delta_y$ の2サイクル目から3サイクル目の載荷途上において軸方向鉄筋のはらみだしが生じ、履歴曲線上にくぼみが現れている点、水平力が低下し始める時の変位、水平力低下後の履歴曲線等、耐震性能を実験で評価する上で重要な結果については、2体の実験供試体間で非常によく一致していることがわかる。この実験結果からも、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート部材に対する正負交番載荷実験では、個体差の影響が実験結果に及ぼす影響は一般に小さいことがわかる。

なお、せん断破壊型または曲げ降伏後のせん断破壊型の鉄筋コンクリート部材に対するせん断耐力の検証を目的とした正負交番載荷実験においては、同一の構造諸元の実験供試体であってもコンクリートが負担できる平均せん断応力度に個体差が生じる可能性もあるので、この点に注意しながら実験計画を立てるのが望ましい。



(a) 1体目の履歴曲線



(b) 2体目の履歴曲線

図-3.2.5 同一の曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の実験供試体に対する実験結果

3. 3 計測項目と計測方法

- (1) 正負交番載荷実験においては、加力装置の荷重、実験供試体に生じる変位の計測を行うことを標準とする。さらに実験の目的に応じて、断面の曲率、鉄筋のひずみ等、他の計測項目についても計測を行うのがよい。
- (2) 計測項目に関する計測方法は、正確なデータが得られるよう、適切な手法を選定しなければならない。また、使用する計測機器は、正しく作動することを実験前に確認するとともに、3.4.2に規定する予備載荷実験時に、載荷中においても計測機器が正常に作動していることを確認するものとする。

【解説】

(1) 計測項目は、実験の目的に応じて適切に選定する。一般に、橋脚に対する正負交番載荷実験においては、加力装置の荷重、実験供試体に生じる変位は最低限必要な計測項目である。その他の計測項目としては、断面に生じる曲率、鉄筋に生じるひずみ、コンクリートに生じるひびわれ幅、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位等があるが、これらは実験の目的や必要性に応じて計測を行うのがよい。とくに、橋脚の塑性変形性能の検証を行う場合には、断面に生じる曲率、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位を計測しておくのがよい。

(2) 正負交番載荷実験では、部材が塑性化した後の力学特性の把握が重要であり、塑性化した後は、実験のやり直しができないため、計画した計測項目に対する計測は、正確なデータが得られるように適切な手法に基づいて行うとともに、使用する計測機器の作動状況を実験前に予め確認しておく必要がある。

以下に、正負交番載荷実験における計測に関する留意事項を示す。

1) データ計測システム

載荷速度が速く、加力装置の運転を一旦停止させずにデータの計測を行う場合には、データ計測システムにおいて動ひずみ計を用いるのがよい。近年、データレコーダはデジタル化されたものが多くなってきているが、サンプリング周波数は、載荷周波数の20倍程度以上を目安として設定するのがよい。

一方、データ計測のために加力装置の運転を一旦停止させることができる場合には、静ひずみ計によりデータ計測を行ってもよい。また、載荷速度が遅く、静ひずみ計で計測を行ってもデータ計測の時間遅れの影響がでないような場合にも静ひずみ計によりデータ計測を行うことができる。

2) 荷重と変位の計測

①荷重

荷重は、一般にロードセルを用いて電氣的に計測する。荷重の計測値は、他の計測値と同期して記録する。ロードセルは、一般に加力装置に内蔵されていることが多いが、加力装置と供試体の結合部に別途ロードセルをセットして荷重を計測することもある。

②変位

変位は、一般に変位計を用いて計測する。計測する変位には、水平変位と鉛直変位がある。水平変位の計測点としては、一般に加力装置の載荷点位置の水平変位が代表的であるが、部材の変形モードを計測する場合には、部材軸方向に複数の変位計をセットして水平変位を計測することもある。一方、鉛直変位は、一般に柱部材の軸方向に対する縮み変形を調査する時に計測される。

載荷点における水平変位は加力装置に内蔵されている変位計、または、実験供試体と基準点（不動点）間に変位計をセットして計測する。ただし、加力装置と供試体の間に載荷板等の治具をセットするような場合は、治具自体の変形や取り付けの緩み等の影響がある可能性もあるため、供試体の変形を直接変位計により計測するのがよい。なお、載荷速度の速い実験においては、動特性の優れた可変インダクタンス型、カンチレバー型、レーザー変位計等の活用を検討するのがよい。

3) ひずみ

鉄筋コンクリート部材に対しては、ひずみの計測は、主として鉄筋に対して行う。鉄筋にひずみゲージを貼付する際には、当該箇所において、ひずみゲージのベースが平らに貼付できるように鉄筋を研磨し、その表面をクリーニングした後、ひずみゲージを貼り付ける。さらに、コーティングにより防水処置を行うのがよい。

鉄筋のひずみを計測する場合には、鉄筋の曲げひずみ相当分をキャンセルするために、裏表2枚貼り付けるのがよい。また、ひずみゲージのリード線は、実験に支障のない箇所に配線し外側に取り出すようにしなければならない。とくに、損傷が生じることが想定される区間からは取り出さないよう、供試体の製作時には十分注意する必要がある。

4) 曲率

曲率は、主として塑性ヒンジ近傍断面の弾塑性挙動や塑性ヒンジ長に関する検討を行う際に計測する。米国やニュージーランド等では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価において塑性ヒンジ長の概念が古くより適用されているため、正負交番載荷実験において曲率の計測が一般的に行われている。わが国でも、平成8年の道路橋示方書より、塑性ヒンジ長による塑性変形性能の評価がなされるようになり、曲率の計測も行われるようになってきている。したがって、単に載荷点位置における水平変位に基づくじん性率だけでなく、塑性ヒンジ領域での曲率や塑性ヒンジ長に基づいて塑性変形性能の検証を行う場合には、曲率を計測するのがよい。

曲げが卓越した片持ばり形式の鉄筋コンクリート橋脚の柱頭部における水平変位 δ は、曲げ変形理論に基づけば次式により求められる。

$$\delta = \int_0^H \phi \cdot y \, dy \quad (3.3.1)$$

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

式(3.3.1)により柱頭部における水平変位を算出する場合、曲率の高さ方向分布が必要となる。しかしながら、耐震設計で一般に終局時として想定している損傷、すなわち、軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じた時における曲率の高さ方向分布を解析的に求めるのは非常に困難である。正負交番載荷実験において曲率の計測を行うのは、このような損傷が生じる時の曲率分布がどのようなになっているのかを調べ、その結果に基づいて式(3.3.1)により合理的に終局水平変位を算出できるようにするためである。

本来、曲率とは断面毎に定義される指標であるが、実験においてある特定の断面の曲率を計測することは非常に難しい。一般には、塑性ヒンジとその近傍の断面領域における曲率は図-3.3.1に示すような手法により計測してよい。すなわち、柱高さ方向に対してある計測区間長を設定し、その区間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、この計測値から、計測区間内の断面における平均曲率を次式により算出する。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \quad (3.3.2)$$

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近傍及び圧縮縁近傍の相対変位

D_t : 引張縁側と圧縮縁側に配置された変位計の距離

h : 計測区間長で、曲率分布を精度よく計測するためには、計測区間長は断

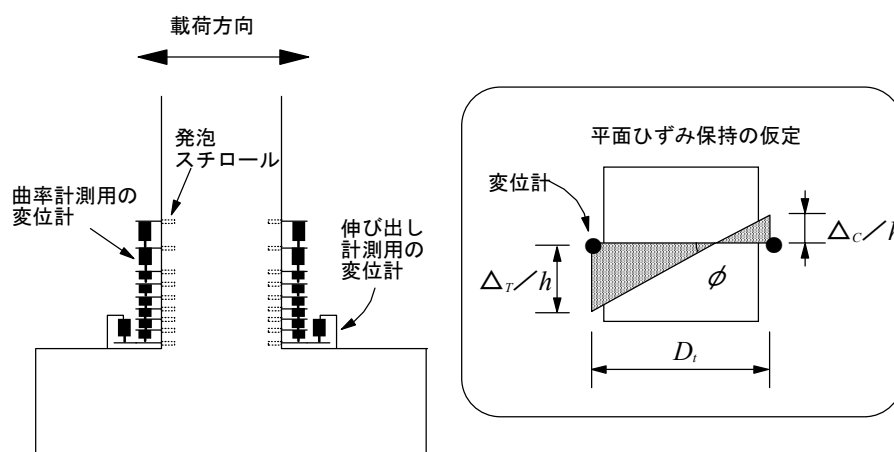


図-3.3.1 鉄筋コンクリート橋脚模型における曲率の計測方法の例

面寸法の 0.25 倍以下とするのがよい。

式(3.3.2)による曲率の計測は、欧米やニュージーランドでも一般化されている手法でもあるが、このようにして求められる曲率は、特定の断面における曲率ではなく、あくまでも計測区間内の断面における平均的な曲率であることに注意する必要がある。

なお、曲率を計測するための変位計は、実験供試体からかぶりコンクリート厚さに相当する長さ以上の離隔をとった位置にセットするのがよい。これは、塑性変形が進み、かぶりコンクリートが剥離しようとした時に、はらみ出したかぶりコンクリートが直ちに変位計に接触することを防止するためである。逆に、この離隔を大きくとりすぎると、曲率の計測精度が低下することが考えられるので注意が必要である。また、実験供試体の製作時には、予め変位計を固定するための棒鋼をセットしておく必要がある。この棒鋼は、内部コンクリートまで定着させておくと同時に、かぶりコンクリートの剥離によって折れ曲がることのないようにするために、発泡スチロール等によって保護しておくのがよい。

また、曲率は主として塑性域での断面の曲げ変形を分析するために計測するため、その計測区間は、一般に塑性ヒンジ領域となることが想定される区間だけでよい。例えば、片持ばり形式の鉄筋コンクリート橋脚であれば、橋脚基部からおよそ $1.5D$ (D : 断面寸法) 程度の高さまでの範囲で曲率とその分布を計測すれば十分である。

5) フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し

鉄筋コンクリート橋脚とフーチングの接合部のように、柱部材とマッシブなコンクリートが接合している構造に対して、柱基部に曲げ塑性変形が生じると、マッシブなコンクリートに定着された柱部材の軸方向鉄筋が伸び出してくる。これは、軸方向鉄筋に生じた引張ひずみがマッシブなコンクリートの内部にまで進展することにより、そのひずみの積分値が接合部において伸び出しという現象となって現れるものである。そして、この軸方向鉄筋の伸び出しは、橋脚基部において回転変形を生じさせ、載荷点で加力装置により与えられた変形の一部が、この回転変形として現れている。

このように、鉄筋コンクリート橋脚に生じる変形には、橋脚躯体部の曲げ変形と軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転変形の 2 成分があるため、正負交番載荷実験では、この 2 成分を分けて計測するのが望ましい。

軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転変形は、図-3.3.1 に示すように、圧縮縁ならびに引張縁となる面の両方において、フーチング上面と基部からわずかに上方の区間の相対変位を変位計により計測し、その差分を 2 つの変位計の距離で除して求められ

る。この時、断面寸法に対する相対変位の計測区間長の比をできる限り小さくする必要がある。ただし、計測機器と固定治具のセットアップの制約上、計測区間長を小さくできない場合には、当該計測区間長の中心に相当する断面において軸方向鉄筋のひずみを計測し、その計測値に計測区間長を乗じた値に相当する変位を差し引いて伸び出し変位を評価する必要がある。

なお、図-3.3.1に示す手法の場合、計測区間長内の軸方向鉄筋の伸びも計測してしまうこと、また、かぶりコンクリートが剥離し始めると、はらみだしたコンクリートが変位計と接触し、その後の軸方向鉄筋の伸び出し変位が計測できないという問題がある。そこで、これに代わる計測方法として、図-3.3.2に示すように、柱基部の断面で軸方向鉄筋にワイヤーを固定し、シース管を通してそのワイヤーを固定スタブの外側に出し、ワイヤーの出入りを変位計で計測することにより伸び出し変位を計測する方法がある[2]。また、固定スタブの内部に変位計設置用の箱抜きを行っておけば、ワイヤーを固定スタブの外側まで出す必要がなくなるため、ワイヤーの長さを短くすることができる。

ただし、図-3.3.2に示す方法により軸方向鉄筋の伸び出し変位を計測する場合には、以下の点に注意する必要がある。

- ①ワイヤーとシース管の間に生じる摩擦を小さくすること
- ②シース管の曲線部は滑らかにすること
- ③軸方向鉄筋に大きな塑性引張ひずみが生じてもワイヤーが外れないように固定すること
- ④軸方向鉄筋の伸び出し変位が押し戻される場合にも、ワイヤーが弛むことないようにすること
- ⑤ワイヤーを介して伝達されてきた伸び出し変位及び押し戻し変位をロスなく計測できるように、ワイヤーと変位計を定着させること
- ⑥コンクリートの打設中に軸方向鉄筋とワイヤーの固定部が外れたり、シース管の位置がずれたりしないように注意すること

なお、伸び出し変位の計測は、一般に両フランジの最外縁に配置されている軸方向鉄筋1本ずつに対して行えばよい。

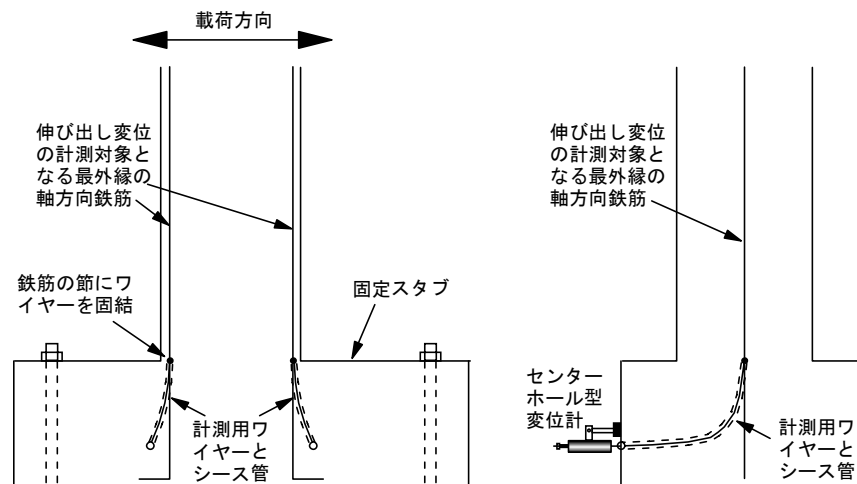


図-3.3.2 軸方向鉄筋の伸び出し変位の計測方法の一例

6) セン断変形

せん断支間比の小さい鉄筋コンクリート橋脚では、曲げ変形とともに、せん断変形も生じる。特にせん断破壊型の橋脚では、せん断変形が卓越することになる。このような橋脚のせん断変形を直接計測する方法の1つとしては、写真-3.3.1に示すように、載荷

点の変位のみならず、せん断変形を生じる断面に対して対角線状に変位を計測し、対角線の変位量からせん断変形量を算定する方法がある。



写真-3.3.1 せん断変形量の計測方法の一例

3. 4 載荷方法

3. 4. 1 セットアップ

- (1) 正負交番載荷実験においては、実験対象としている部材が地震時に作用している荷重状態と等価な状態となるように、加力装置の配置、供試体の固定条件等に配慮しながら適切にセットアップを行うものとする。
- (2) 加力装置と実験供試体のセットアップの条件により加力装置の荷重値と実際に実験供試体に作用している荷重値が異なる場合があるので、このような場合には荷重値を適切に補正するものとする。

【解説】

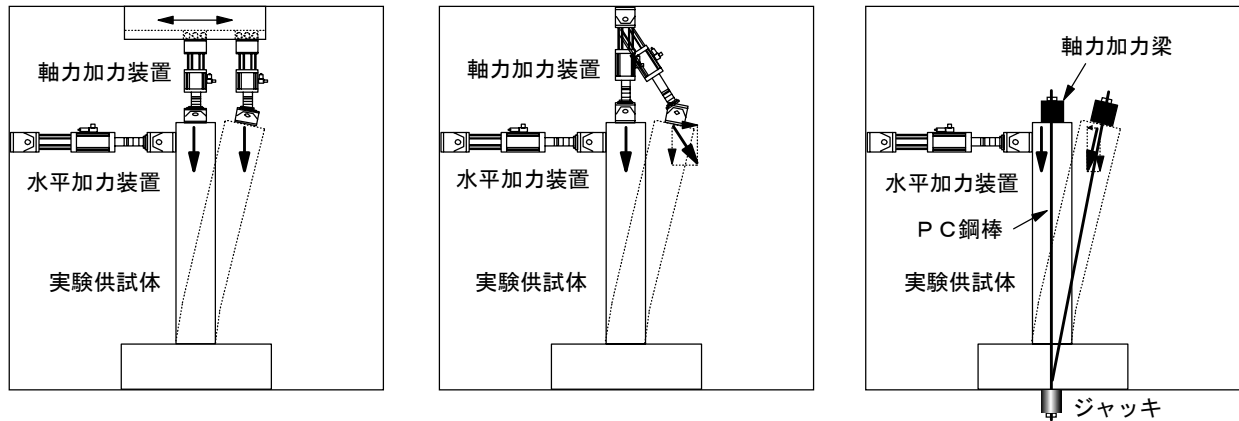
(1) 正負交番載荷実験では、地震力に相当する力または変位を加力装置により与える。実験対象としている部材に、死荷重による力のように地震力以外の力が作用している場合には、その力を作用させた状態で地震力に相当する力または変位を与えることが原則である。

例えば、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚では、部材軸方向に上部構造の死荷重反力に相当する軸力が作用している。軸力は鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能やせん断耐力に影響を及ぼすので、原則として、正負交番載荷実験においては軸力を作用させて行う。また、構造系によっては、地震時に軸力が変動しながら水平力が作用する場合もあるので、そのような構造系の柱部材のみを対象とした正負交番載荷実験では、軸力を変動させながら水平力または水平変位を与えるのがよい。

ただし、死荷重の作用等によって生じている力が小さく、正負交番載荷実験の結果に及ぼす影響が小さいと考えられる場合、または、死荷重の作用等によって生じている力を作用させなくても実験の目的は達成される場合には、当該力を軸力として作用させずに正負交番載荷実験を行ってもよい。

(2) 正負交番載荷実験における加力装置と実験供試体のセットアップについては、使用する実験施設の条件によって様々な方法が考えられる。ただし、加力装置のセットアップの方法によっては、水平加力装置に内蔵された荷重計による計測値を補正して水平荷重を評価する必要がある。

鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験では、図-3.4.1 に示すように、橋脚



(a)軸力加力装置が水平移動 (b)1点をピン固定した軸力加力装置 (c)PC 鋼棒の緊張による軸力の導入

図-3.4.1 正負交番載荷実験における軸力加力機のセットアップと水平荷重の補正

に作用する死荷重反力に相当する力を軸力として付与しながら水平方向の加力を行う。この時、軸力加力装置のセットアップ方法によっては、水平加力装置に内蔵されている荷重計による水平荷重と実際に実験供試体に作用している水平荷重が異なることがある。したがって、軸力加力装置のセットアップ方法が水平荷重の値に影響を及ぼすような場合には、水平荷重を適切に補正する必要がある。

例えば、図-3.4.1(a)に示すセットアップでは、水平変位の変化に追従して、軸力加力装置も水平に移動するようになっている。この場合、水平変位の大小に関わらず、軸力は常に鉛直下向きに作用することになり、水平荷重に及ぼす影響はない。また、大変形時に生じる $P-\delta$ 効果の影響も適切に反映させた実験結果を得ることができる。

一方、図-3.4.1(b)は、軸力加力装置の一端を載荷フレームにピン支点を用いて固定したセットアップを示している。この場合、水平変位を作用させると、軸力加力装置が斜めに傾くことになるため、軸力加力装置で作用させた荷重の水平方向成分が実験供試体に水平荷重として作用することになる。したがって、図-3.4.1(b)に示すセットアップを採用した場合には、実際に実験供試体に作用している水平荷重ならびに軸力は次式により補正する必要がある。

$$H_e = H + W \sin \theta$$

$$\approx H + \frac{W\delta}{L_v} \quad (3.4.1)$$

$$W_e = W \cos \theta \quad (3.4.2)$$

ここで、

H_e : 補正後の水平荷重 (kN)

W_e : 補正後の軸力 (kN)

H : 水平加力機に内蔵された荷重計により計測した水平荷重 (kN)

W : 軸力加力機に内蔵された荷重計により計測した軸力 (kN)

θ : 水平変位が δ (mm) の時に軸力加力機が部材鉛直方向となす角度 (rad)

L_v : 軸力加力機両端のピン支点間の距離 (mm)

また、図-3.4.1(c)は、橋脚頭部に軸力を作用させるための梁を設置し、その梁の両端に P C 鋼棒を定着させ、これらの P C 鋼棒を反力床底面にセットしたセンターホールジャッキ等によって緊張させることによって実験供試体に軸力を付与させる方法を示した

ものである。この場合、水平変位を与えると軸力の作用方向が斜めとなり、その軸力の水平方向成分は、水平加力装置により与えた水平荷重とは逆の向きとなる。したがって、実際に実験供試体に作用している水平荷重ならびに軸力は次式により補正する必要がある。

$$H_e = H - W \sin \alpha$$

$$\approx H - \frac{W\delta}{L_t} \quad (3.4.3)$$

$$W_e = W \cos \alpha \quad (3.4.4)$$

ここで、

α : 水平変位が δ (mm) の時に P C 鋼棒が部材鉛直方向となす角度 (rad)

L_t : 反力床底面から水平加力機までの高さ (mm)

このように、水平加力装置と軸力加力装置を組み合わせセットアップする場合には、軸力加力装置の固定方法等に応じて水平荷重を補正して実験結果を評価する必要がある。

3. 4. 2 予備載荷

実験供試体の弾性挙動特性ならびに計測機器の不具合の有無等を確認することを目的として、3. 4. 3 に規定する本載荷実験を実施する前に予備載荷を行うのが望ましい。

【解説】

予備載荷は、実験供試体に用いた材料の強度試験結果の値を用いて実験前に予め求めた橋脚の初降伏耐力以下の範囲内（曲げ破壊型の部材に対する塑性変形性能を検証する実験の場合）で行う。水平力が初降伏耐力 P_{y0} 以下の範囲内であれば、繰返し回数が橋脚の塑性変形性能に及ぼす影響はないが、降伏変位の設定、実験供試体の弾性挙動特性ならびに計測機器の不具合の有無確認の目的であれば、一般に、水平力のピーク値を $0.25 P_{y0} \rightarrow 0.5 P_{y0} \rightarrow 0.75 P_{y0} \rightarrow 1.0 P_{y0}$ の順に漸増させた正負交番載荷（図-3.4.2 参照）を予備載荷とすればよい。ここで、 P_{y0} は 3. 4. 4 に規定する実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平力である。ただし、ひびわれ幅やひびわれ間隔等、実験においてひびわれに着目した観察を行う場合には、予め解析により求めたひびわれ発生荷重をもとに、実験の目的に応じた載荷計画を検討しておく必要がある。

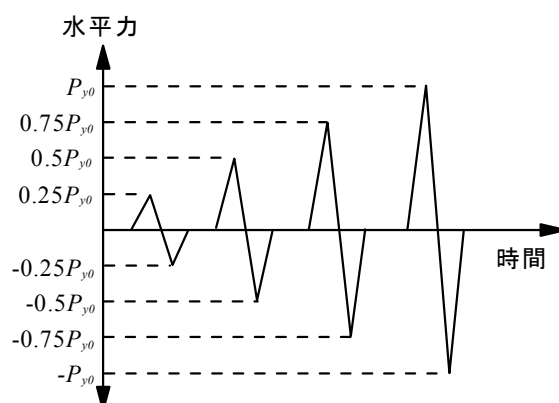


図-3.4.2 予備載荷の載荷パターンの例

3. 4. 3 本載荷実験における荷重の制御と載荷パターン

(1) 正負交番載荷実験において実験供試体に与える載荷パターンは、地震時に当該部材に生じる弾塑性応答特性を踏まえて適切に設定することを基本とする。

(2) 橋脚等の構造部材を対象とした正負交番載荷実験においては、一般に、

- ・ ピーク載荷変位を $\pm n \delta_y$ と ($n=1, 2, 3, \dots$) した変位振幅を3回とした載荷パターンを用いてよい。なお、耐震性能の検証対象とする地震動のタイプに応じて、以下の載荷パターンを用いてもよい。

1) プレート境界型の大規模な地震による地震動に対する検証

- ① ピーク載荷変位を $\pm 1 \delta_y$ とした変位振幅を10回
- ② ピーク載荷変位を $\pm 2 \delta_y$ とした変位振幅を10回
- ③ ピーク載荷変位を $\pm 3 \delta_y$ とした変位振幅を5回
- ④ ピーク載荷変位を $\pm 4 \delta_y$ とした変位振幅を5回
- ⑤ ピーク載荷変位を $\pm 5 \delta_y$ とした変位振幅を3回
- ⑥ ピーク載荷変位を $\pm 6 \delta_y$ とした変位振幅を3回
- ⑦ ピーク載荷変位を $\pm 7 \delta_y$ とした変位振幅を2回
- ⑧ ピーク載荷変位を $\pm 8 \delta_y$ とした変位振幅を2回
- ⑨ 以降、ピーク載荷変位を $\pm n \delta_y$ ($n=9, 10, 11, \dots$) した変位振幅を2回

2) 内陸直下型地震による地震動に対する検証

- ① ピーク載荷変位を $\pm 1 \delta_y$ とした変位振幅を3回
- ② ピーク載荷変位を $\pm 2 \delta_y$ とした変位振幅を3回
- ③ ピーク載荷変位を $\pm 3 \delta_y$ とした変位振幅を2回
- ④ ピーク載荷変位を $\pm 4 \delta_y$ とした変位振幅を2回
- ⑤ ピーク載荷変位を $\pm 5 \delta_y$ とした変位振幅を1回
- ⑥ ピーク載荷変位を $\pm 6 \delta_y$ とした変位振幅を1回
- ⑦ ピーク載荷変位を $\pm 8 \delta_y$ とした変位振幅を1回
- ⑧ ピーク載荷変位を $\pm 10 \delta_y$ とした変位振幅を1回
- ⑨ 以降、ピーク載荷変位を $\pm 2n \delta_y$ ($n=6, 7, 8, \dots$) した変位振幅を1回

ここで、 δ_y は正負交番載荷実験における降伏変位であり、3. 4. 4の規定に基づいて設定するものとする。

(3) 加力装置による実験供試体への水平力の付与は、一般に変位制御により行うことを基本とする。また、部材軸方向に軸力を与える場合には、一般に荷重制御で付与するものとする。

(4) 載荷は、実験の目的が達成されるまで、水平変位を漸増させて行うものとする。一般に、1サイクル目の載荷で水平力が最大水平荷重の80%以下に低下するまでは水平変位を漸増させるものとする。

【解説】

(1) 従来、正負交番載荷実験では、一般には入力地震動の特性とは無関係に実験が行われている。その一方で、この正負交番載荷実験では、載荷繰り返し回数や載荷履歴によって、終局変位やじん性率等、塑性変形性能を表わす指標に影響が生じることがこれまでの多くの研究で指摘されている[3-7]。

図-3.4.3は、同一の曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚実験供試体に対して、載荷パターンだけを変化させて正負交番載荷実験を行った結果を示したものである[7]。ここで、P1～P3 供試体では、各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数をそれぞれ1回、3回、10回とし、水平変位は $1 \delta_y \rightarrow 2 \delta_y \rightarrow 3 \delta_y \rightarrow \dots$ (δ_y : 降伏変位)と順次漸増させている。P4 供試体では、各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数は1回であるが、水平変位は $1 \delta_y \rightarrow 3 \delta_y \rightarrow 5 \delta_y \rightarrow 15 \delta_y$ としている。このように、載荷パターンによって塑性変形性能

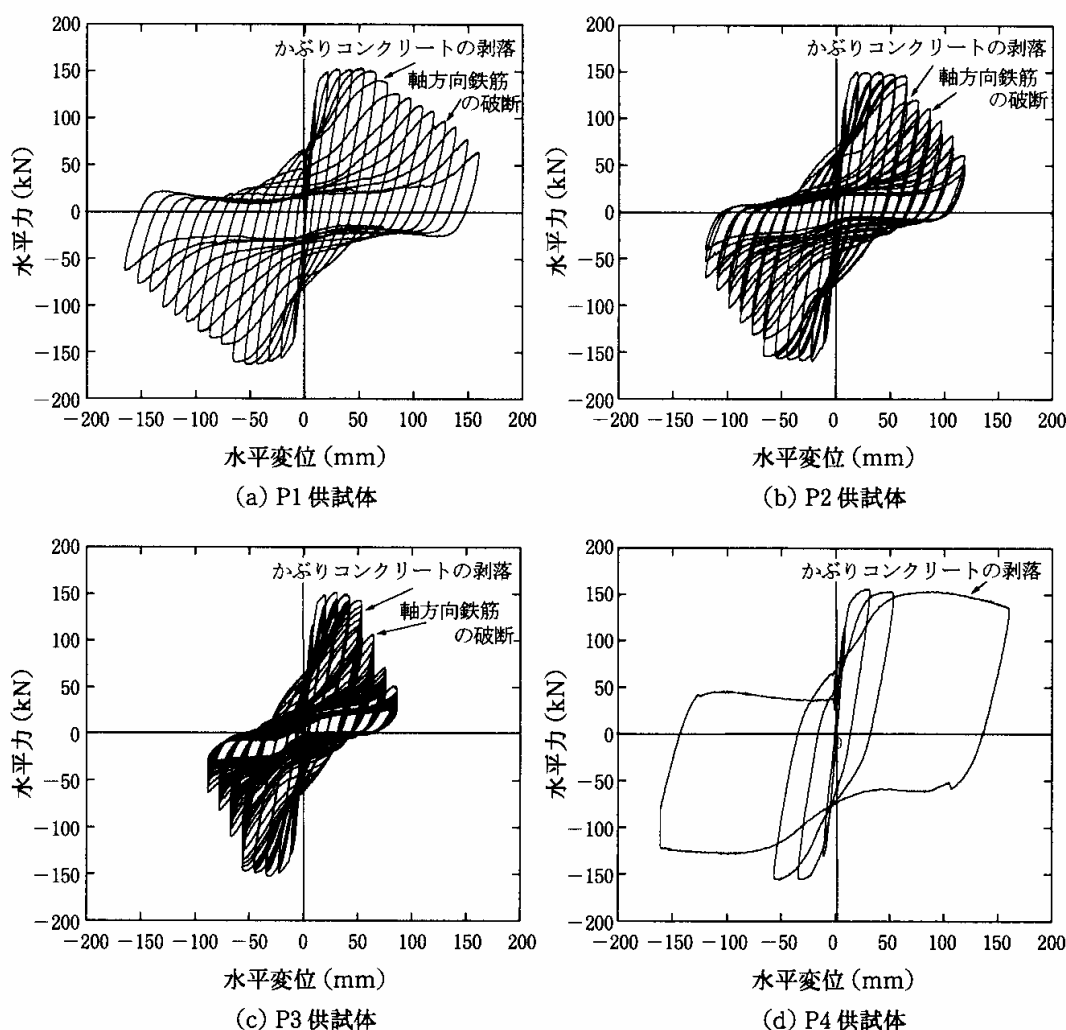


図-3.4.3 载荷パターンの違いが塑性変形性能に及ぼす影響[7]

に違いが見られ、载荷繰り返し回数が少ないほど、水平力が低下し始める時の水平変位が大きくなることがわかる。

このように、正負交番载荷実験において与える载荷パターンによって実験により評価される塑性変形性能が変わってくるため、载荷パターンは合理的に設定する必要がある。そこで、载荷パターンの設定に関する基本的な考え方としては、地震時に当該部材に生じる弾塑性応答の繰返し特性を踏まえて適切に設定することとした。

(2) 部材に生じる弾塑性応答の繰返し特性は、耐震性能の照査で考慮する地震動の特性や当該部材が含まれる構造系の周期、部材の非線形履歴特性等によって変化するため、これを精緻に検討して载荷パターンを設定するのは非常に煩雑である。一般には、下記のような鉄筋コンクリート橋脚に対する検討方法の例[8, 9]を参考にして载荷パターンを設定すればよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚の非線形繰返し応答特性の解析

鉄筋コンクリート橋脚を1自由度系にモデル化し、その基部に地震動を作用させて非線形時刻歴応答解析を行った。履歴構成則としては、鉄筋コンクリート部材の非線形挙動をよく表わすことのできる剛性低下型弾塑性モデル(武田モデル)を適用した。解析に用いられた入力地震動は、わが国で過去の地震により地盤上で実測された77成分と、

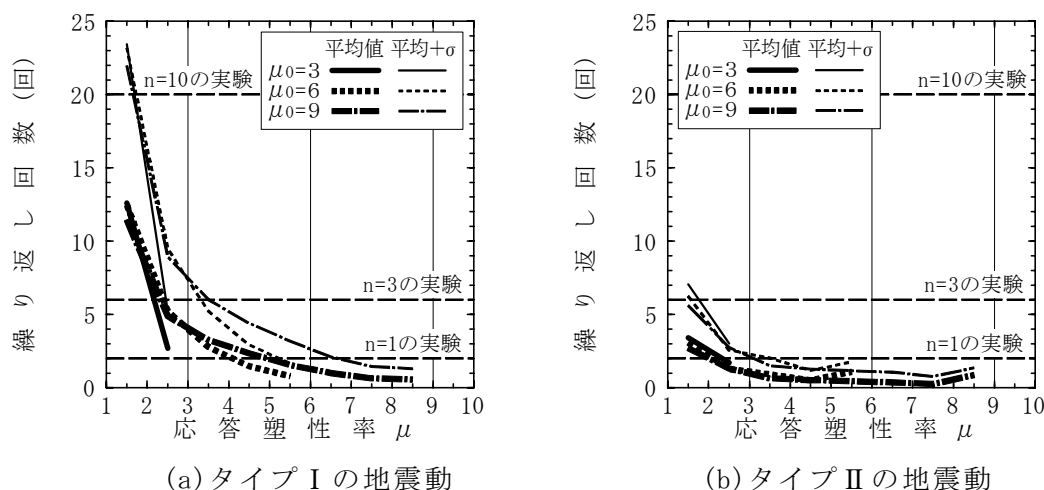


図-3.4.4 塑性応答の繰り返し回数

耐震設計用として作成された模擬地震動 18 成分の合計 95 成分である。ここで、実測波の 77 成分は、マグニチュードが 6.5 以上の 25 の地震により観測されたものであり、震源が海洋のプレート境界付近の地震による地震動（以下「タイプ I の地震動」という）と内陸直下の地震による地震動（以下「タイプ II の地震動」という）が含まれている。また、系の固有周期として、0.1～2.0 秒の 10 ケース、また、最大応答塑性率 μ_0 は、3.0、6.0、9.0 の 3 ケースをそれぞれ設定した。

2) 塑性応答の繰り返し回数の検討

図-3.4.4 は、最大応答変位が生じる前までの時間における応答塑性率の度数分布を全ての解析ケースに対して求め、地震動のタイプごとに、その平均値と標準偏差を示したものである。ここで、応答塑性率の度数は、正側への応答と負側への応答を別々にカウントし、応答塑性率が k 以上 $k+1$ 未満 ($k=1, 2, \dots, 8$) の繰り返し回数は、図の横軸において、 $\mu = k+0.5$ の位置にプロットしている。また、降伏変位の整数倍の変位を繰り返し載荷しながら変位を漸増させる従来の載荷パターン（繰り返し回数 $n=1, 3, 10$ ）との比較も行っている。

これより、タイプ I の地震動では、標準偏差の 1 倍のばらつきを考慮すると、 $1 \sim 2\delta_y$ の応答が 23 回前後作用するが、 $3 \sim 4\delta_y$ の応答は 6 回前後、 $5 \sim 6\delta_y$ の応答は 3 回前後となっている。また、応答変位の増大に伴って、その繰り返し回数が徐々に少なくなっている点も特徴的である。従来から行われている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り返し回数は一定とすることが多いが、本解析結果からは、タイプ I の地震動に対しては、載荷変位の増大に伴って、徐々に繰り返し回数を減らす方がより実際の挙動に即した載荷パターンになると言える。

一方、タイプ II の地震動に対する繰り返し回数は、明らかにタイプ I の地震動の場合よりも少ない。すなわち、 $1 \sim 2\delta_y$ の応答は 6 回前後作用しているが、 $3\delta_y$ 以降の応答変位は、各カテゴリーとも 1 回程度ずつしか作用していない。これは、タイプ II の地震動に対しては、正負交番載荷実験において、 $3\delta_y$ 以上の載荷ステップの繰り返し回数は 1 回でも十分であることを示している。

3) 累積塑性率の検討

米国における塑性応答の繰り返し回数に関する研究では、累積塑性率という指標も用いられている[10]。ここで、累積塑性率とは、次式により定義される値である。

$$N_p = \frac{\sum_i (\delta_i - \delta_y)}{\delta_y} \quad (3.4.5)$$

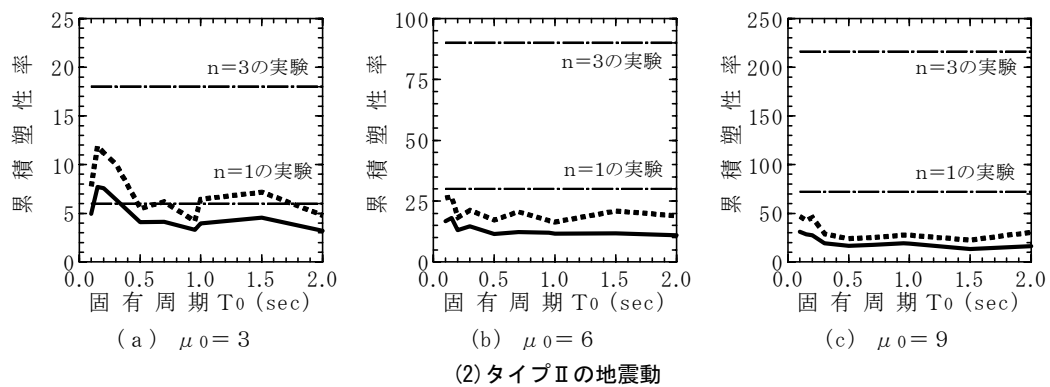
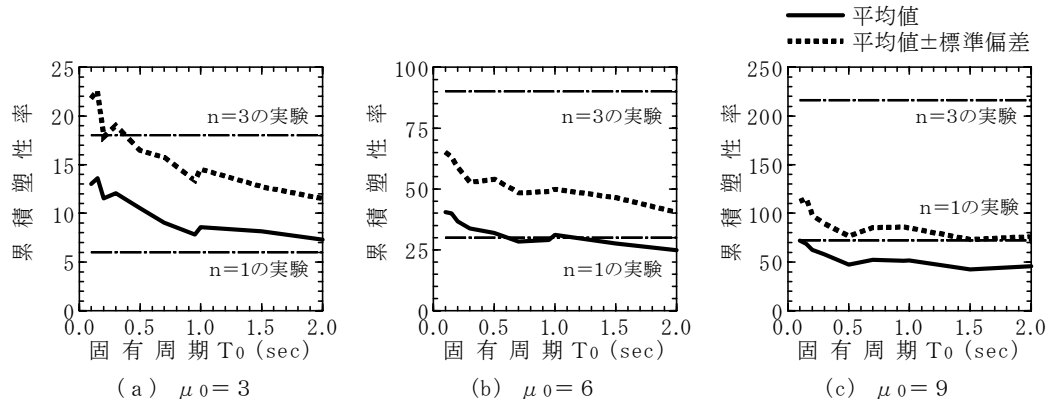


図-3.4.5 最大応答変位発生前までの累積塑性率

ここに、

N_p : 累積塑性率

δ_i : $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ の時刻区間における水平変位の絶対値の最大値

δ_y : 降伏変位

t_i : 応答変位波形において i 番目にゼロクロッシングする時刻

図-3.4.5 は、式(3.4.5)により求められる最大応答変位が発生するまでの累積塑性率と固有周期の関係を地震動のタイプ毎に比較して示したものである。図中には、各載荷ステップの繰り返し回数を 1 回ならびに 3 回とした変位漸増型の載荷パターンの場合の累積塑性率も併記している。これより、タイプ II の地震動に対する累積塑性率は、タイプ I の地震動のおよそ 1/2 程度となっていることがわかる。また、目標とする最大塑性率が大きくなるほど、降伏変位の整数倍毎に正負交番載荷をする載荷方法は、実際の挙動よりも厳しい載荷条件となっていることもわかる。

また、タイプ I の地震動の場合、固有周期が長くなるにつれて、累積塑性率が小さくなる傾向があるが、タイプ II の地震動で固有周期によらず累積塑性率は概ね一定となっている。これは、タイプ II の地震動では、最大応答変位が生じるまでの時間が短く、塑性応答の繰り返し回数が少ないためである。

4) 載荷パターンの設定

上述した検討結果をもとに、鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験の載荷パターンを、検証の対象としている地震動のタイプに応じて条文のように設定すればよいこととした。図-3.4.6 及び図-3.4.7 は、それぞれタイプ I の地震動及びタイプ II の地

震動に対する荷重パターンを図示したものである。また、図-3.4.4 に示した非線形地震応答解析に基づく塑性応答の繰返し回数と図-3.4.6 及び図-3.4.7 の荷重パターンによる繰返し回数を比較すると表-3.4.1 のとおりである。これより、図-3.4.6 及び図-3.4.7 は実際の塑性応答の繰返し特性に応じた合理的な荷重パターンとなっていることがわかる。通常一般的に実施されてきた降伏変位を基本にこの整数倍で荷重する方法では同一の荷重変位で3回の繰返し荷重が行われる場合が多かったが、これによれば、一般的に多いと考えられる塑性率が6~8程度の範囲であればタイプⅠ地震動及びタイプⅡ地震動ともに概ねカバーされているといえることができる。タイプⅠ地震動に対しては、塑性率が低い荷重変位での繰返し回数が多くなるが、一般には、塑性率が低い領域での繰返し荷重の影響は必ずしも大きくないことから、タイプⅠ地震動に対しても3回の繰返し荷重も1つの方法と考えることができる。

なお、ここでは主として橋脚の塑性変形性能の検証を目的とした場合の荷重パターンを示したが、実験の目的が既往の他の実験データとの比較のような場合には、当該実験に対して適用された荷重パターンに基づいて正負交番荷重実験を行う必要がある。以上に示したのは、主として橋脚部材の塑性変形性能の検証を目的としたものであり、例えば、鉄筋コンクリート橋脚でも軸方向鉄筋の降伏を生じる前あるいは降伏時程度で変形性能の小さいせん断破壊が生じるようなせん断破壊型の橋脚の場合もある。このようなせん断破壊型の橋脚では、降伏変位を基準とした荷重ではなく、図-3.4.2 に示すように荷重を漸増させながら最大耐力まである程度の繰返し回数を考慮した荷重を行うことが考えられる。

(3) 正負交番荷重実験は、塑性変形域で荷重を交番荷重するため、水平加力装置の制御は変位制御により行う。ただし、部材軸方向に与える軸力は、一定荷重または変動荷重であるため、荷重制御により加力する。

(4) 図-3.4.6 または図-3.4.7 に示す荷重パターンにより、実験の目的が達成されるまで、水平変位を漸増させて行うが、一般に、1 サイクル目の荷重で水平力が最大水平荷重の80%以下に低下するまでは水平変位を漸増させるものとした。これは、3.5.1 に規定する耐震性能の評価を行う上で着目すべき損傷状態を確認するまでは水平変位を大きくして実験を継続させる必要があるためである。

ただし、過度に水平変位を大きくして実験を続け、軸方向鉄筋の破断本数が多くなってしまうと、実験後の実験供試体の安定性が悪くなり、供試体の撤去等のためのクレーンによる吊り上げ等で支障が生じることもあるので、注意が必要である。

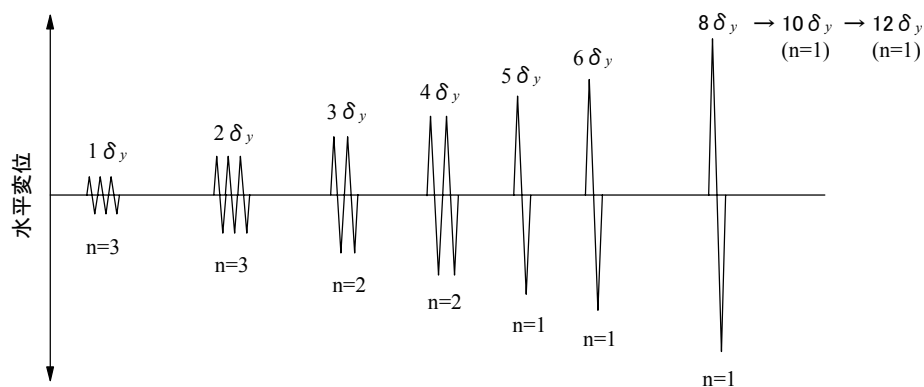


図-3.4.6 タイプⅡの地震動に対する性能を検証するための荷重パターンの例

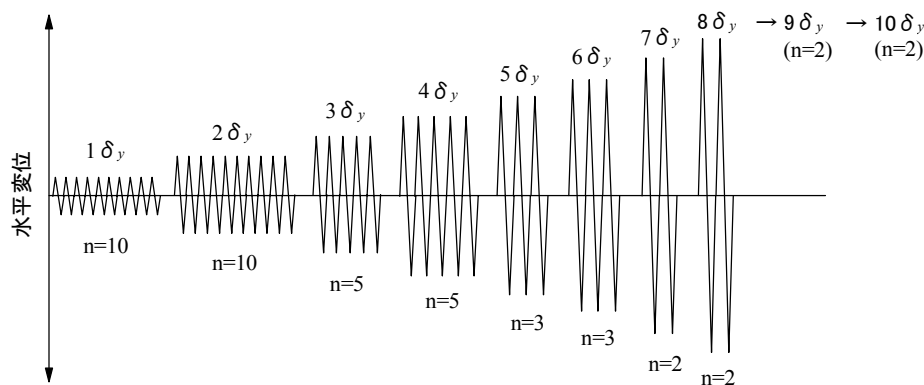


図-3.4.7 タイプⅠの地震動に対する性能を検証するための荷重パターンの例

表-3.4.1 塑性応答の繰返し特性と推奨する荷重パターンによる繰返し回数の比較

Target Ductility	Ranges of Inelastic Response	Type I motions			Type II motions		
		mean	mean+ σ	Recommended History *	mean	mean+ σ	Recommended History *
3.0	1.0 to 2.0	12.60	23.43	20 (n=10)	3.42	7.06	6 (n=3)
	2.0 to 3.0	2.70	5.19	10 (n=5)	1.72	3.02	4 (n=2)
6.0	1.0 to 2.0	12.43	23.14	20 (n=10)	3.03	6.25	6 (n=3)
	2.0 to 3.0	5.18	9.49	10 (n=5)	1.27	2.57	4 (n=2)
	3.0 to 4.0	2.77	5.22	10 (n=5)	0.91	2.02	4 (n=2)
	4.0 to 5.0	1.47	2.91	6 (n=3)	0.50	1.17	2 (n=1)
	5.0 to 6.0	0.79	1.64	6 (n=3)	1.08	1.74	2 (n=1)
	6.0 to 7.0	0.79	1.64	6 (n=3)	1.08	1.74	2 (n=1)
9.0	1.0 to 2.0	11.45	21.96	20 (n=10)	2.69	5.59	6 (n=3)
	2.0 to 3.0	4.90	8.91	10 (n=5)	1.31	2.72	4 (n=2)
	3.0 to 4.0	3.24	6.01	10 (n=5)	0.63	1.49	4 (n=2)
	4.0 to 5.0	2.33	4.38	6 (n=3)	0.52	1.26	2 (n=1)
	5.0 to 6.0	1.54	3.15	6 (n=3)	0.44	1.16	2 (n=1)
	6.0 to 7.0	1.00	2.10	4 (n=2)	0.37	1.06	skip
	7.0 to 8.0	0.63	1.44	4 (n=2)	0.24	0.77	2 (n=1)
	8.0 to 9.0	0.56	1.29	4 (n=2)	0.87	1.34	skip

*Note: n is a cyclic number determined for cyclic loading tests

3. 4. 4 正負交番載荷実験における降伏変位の決め方

正負交番載荷実験における降伏変位は、式(3.4.6)により設定することを標準とする。

$$\delta_y = (P_{\max}/P_{y0}) \delta_{y0, \exp} \quad (3.4.6)$$

ここに、

δ_y : 正負交番載荷実験における降伏変位

$P_{\max}$: 実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力

P_{y0} : 実験供試体に用いた材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平力

$\delta_{y0, \exp}$: 水平力が P_{y0} に達した時の載荷点位置の水平変位の計測値

【解説】

正負交番載荷実験において、降伏変位は載荷パターンの基準変位となる。実験時における降伏変位の決め方として、従来は、最外縁に配置した軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの値が降伏ひずみに達した時の載荷点位置における水平変位を降伏変位と設定することが多かった。しかしながら、このようにして設定した降伏変位を超えても、側方にある軸方向鉄筋の効果により急激に橋脚の剛性が低下することではなく、部材として弾性限界に達した状態ではない。そこで、一般に橋脚の水平力－水平変位関係の骨格曲線はバイリニア型弾塑性モデルにより表わされること、-3.4.6 及び -3.4.7 に示した載荷パターンはバイリニア型弾塑性モデルを用いた解析結果に基づいて設定したこと等を踏まえ、バイリニア型弾塑性モデル上における弾性限界点に達した時の水平変位を降伏変位と定義することとした。

正負交番載荷実験において、このように定義される降伏変位は式(3.4.6)により求めることができる。ここでは、降伏変位を求めるために、橋脚の水平耐力、最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平力と水平変位の値がそれぞれ必要となる。しかしながら、橋脚の水平耐力の実験値は、降伏変位を超える水平変位を与えた後に得られる値であり、降伏変位を決定する時点では未知数である。また、実験時において「最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏する時」を特定化しようとした場合、その軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの計測値に基づいて判断せざるを得ないため、ひずみゲージによる計測値のばらつきや貼付位置のわずかな差で、実験者によってその設定の判断に差異が生じることが考えられる。そこで、実験の実施前に実験供試体に用いた材料（コンクリート、鉄筋等）の強度試験を行い、その実勢値を予め求めておき、その実勢値を用いた静的弾塑性解析により、橋脚の水平耐力ならびに最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平力を算出しておく。そして、3.4.2 に規定する予備載荷において、水平加力装置による水平力が予め解析で求めておいた P_{y0} となった時の水平変位の計測値を、最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平変位として考えればよい。このようにすれば、予備載荷を行うことにより、実験者によるばらつきの生じにくい荷重値に基づいて合理的に正負交番載荷実験用の降伏変位を設定することができる。

3. 4. 5 載荷速度

- (1) 正負交番載荷実験における載荷速度は、用いる加力装置の性能の範囲内で適切に設定してよい。
- (2) 実験供試体に生じる加速度が大きくなる場合には、実験供試体本体の慣性力、加力装置のヘッドや実験供試体との取り付け治具の慣性力の影響を考慮して水平力を評価するものとする。

【解説】

(1) 実際の地震時に橋脚に生じる応答速度は、入力地震動の特性、系の固有周期、部材の塑性化の程度等によって様々に変化し、橋脚天端位置での応答速度は 100cm/sec 程度にまで達することも考えられる。川島らの研究によると、せん断支間比が 6.0 の曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対して、載荷速度を 10cm/sec ならびに 100cm/sec とした場合の正負交番載荷実験の結果を比較すると、載荷速度を 100cm/sec とした方がかぶりコンクリートが剥離し始める時の水平変位振幅がやや大きくなり、履歴吸収エネルギーも若干大きくなることが報告されている[3]。一方、尾崎らはせん断支間比を 3.5 とした鉄筋コンクリート橋脚に対して、載荷速度を 1cm/sec、5cm/sec、10cm/sec とした場合の実験結果を比較しており、その結果、載荷速度を速くすると水平耐力がやや大きくなる傾向があるが、ひびわれ性状や塑性ヒンジの破壊特性、水平力－水平変位関係の履歴ループ形状にはほとんど影響がないことがわかっている[5]。

このような既往の研究成果から判断すると、塑性変形性能の検証という目的であれば、正負交番載荷実験における載荷速度を実際の橋脚の地震応答速度と相応させなくても実験結果には影響は少ないと考えられる。また、載荷速度を速くした実験を行うためには、大がかりな加力装置と油圧システム等が必要であり、そのような実験ができる施設は限られていること等も踏まえ、本ガイドライン(案)では、載荷速度は使用する加力装置の範囲内で適切に設定すればよいこととした。

(2) 加力装置が停止している状態から急激に速い速度で加力を開始したり、逆にある方向に一定の速度で運転している状態から加力装置を急停止したりすると、実験供試体の自重ならびに加力装置のスイベルヘッドや取り付け治具の重量によって無視できない慣性力が発生し、この慣性力が加力装置に内蔵されている荷重計による計測値に含まれてしまうことになる。したがって、正負交番載荷中に実験供試体に生じる加速度が大きく、これによる慣性力の影響が無視できないと考えられる場合には、載荷点位置において載荷方向の加速度を計測し、実験後に荷重値の補正ができるようにしておく必要がある。

3. 5 実験結果の評価

3. 5. 1 耐震性能の評価を行う上で着目すべき実験供試体の損傷状態

- (1) 橋の耐震設計において実験対象部材に設定される限界状態ならびに当該部材の破壊特性に応じて、実験結果を評価する上で着目すべき損傷状態を適切に設定するものとする。
- (2) 鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験では、一般に、損傷の修復を容易に行い得る限界の状態ならびに橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態に相当する損傷状態に着目するものとする。一般的な鉄筋コンクリート橋脚の場合、損傷の修復を容易に行い得る限界の状態とは軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し始めた時、また、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態とは 1 サイクル目の載荷で水平力が初めて最大水平荷重の 80%以下にまで低下した時とする。

(1) 橋の耐震性能の照査では、要求される耐震性能に応じて、橋を構成する各部材の限界状態が設定される。したがって、部材の性能を実験により検証する場合には、橋の耐震設計において実験対象とする部材に設定される限界状態ならびに当該部材の破壊特性に応じて、実験結果を評価する上でとくに着目すべき限界状態を設定する。そして、実験時には、どの載荷ステップでここに設定した限界状態に達したのかが記録できるように、実験供試体の損傷状態の進展を注意しながら観察する必要がある。

(2) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、例えばレベル 2 地震動に対して橋脚に塑性化を考慮する橋の場合、橋脚に設定される限界状態は、要求される耐震性能のレベルに応じて、損傷の修復を容易に行い得る限界の状態、または、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態と設定されている。したがって、鉄筋コンクリート橋脚に対する実験の場合は、損傷の修復を容易に行い得る限界の状態がどのような損傷状態に対応するのか、また、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態とは定量的にどの程度まで水平力が低下した損傷状態に対応するのかを明確に定義する必要がある。

曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の場合、図-3.5.1 に示すように、水平ひびわれの発生、水平ひびわれの進展、軸方向鉄筋のはらみだしとかぶりコンクリートの剥落、内部コンクリートの損傷の順に損傷が進展し、実験では最終的に軸方向鉄筋が低サイクル疲労によって破断することもある。修復を容易に行い得る限界の状態は、厳密には実験対象橋脚の立地条件等によっても変わってくるが、鉄筋コンクリート橋脚の損傷進展と補修の容易さを考慮し、一般的な考え方として、軸方向鉄筋のはらみだしに伴ってかぶりコンクリートが剥落し始める時と定義することとした。

一方、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態は、1 サイクル目の載荷で水平力が初めて最大水平荷重の 80%以下にまで低下した時と定義した。この状態の定義には、この他にも水平力が初降伏耐力 P_{y0} にまで低下した時とする方法も提案されている。一般的な鉄筋コンクリート橋脚であれば両者の定義方法の違いが実験結果の評価値に及ぼす影響はさほど大きくはないが、仮に最大水平荷重と初降伏耐力の値に大きな差があるような橋脚構造を想定すると、条文のように定義しておく方が合理的である。

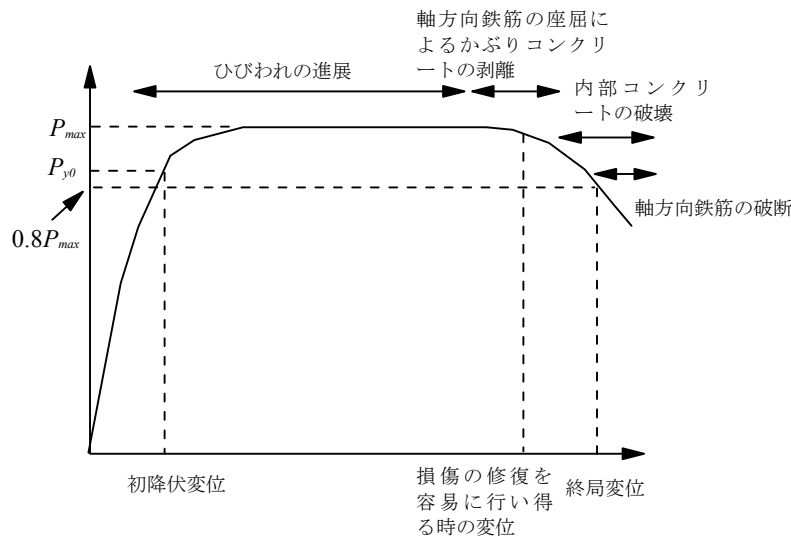


図-3.5.1 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の損傷の進展と着目すべき損傷状態

3. 5. 2 実験結果の明示方法

- (1) 正負交番載荷実験の実験結果は、以下の項目について明示するものとする。
- 1) 載荷点における水平力－水平変位関係の履歴曲線及び包絡線
 - 2) 載荷ステップごとの実験供試体の損傷
 - 3) 履歴吸収エネルギー
 - 4) 固定スタブからの軸方向鉄筋の伸び出し変位
 - 5) その他、実験の目的に応じて必要なデータ
- (2) 3. 4. 4の規定により定義した正負交番載荷実験における降伏変位及びその時の水平力、ならびに3. 5. 1に規定する耐震性能の評価を行う上で着目すべき実験供試体の損傷状態に達した時の水平力及び水平変位については、数値で明示するものとする。

- (1) 正負交番載荷実験において最低限必要な実験結果の明示項目を規定した。
- 1) 載荷点における水平力－水平変位関係の履歴曲線は、最も代表的な正負交番載荷実験の実験結果の明示方法である。また、履歴曲線の包絡線も一般によく用いられるが、包絡線だけでは履歴ループの形状等、繰返し載荷中の実験供試体の挙動がわからないため、実験結果を包絡線だけで明示するのではなく、履歴曲線も併せて示すのがよい。
 - 2) 橋に対する耐震性能には修復性の観点が含まれており、実験結果の評価においても、実際に実験供試体において観察された損傷を修復性の観点から検討する必要がある。したがって、載荷ステップごとに実験供試体に生じた損傷を観察し、そのスケッチ等を明示するのが望ましい。
 - 3) 履歴吸収エネルギーは、履歴ループの安定性等を評価する指標として用いることができる。ここで、履歴吸収エネルギーは、次式により定義する。

$$W = \sum_i \frac{1}{2} (P_{i+1} + P_i) (\delta_{i+1} - \delta_i) \quad (3.5.1)$$

ここで、

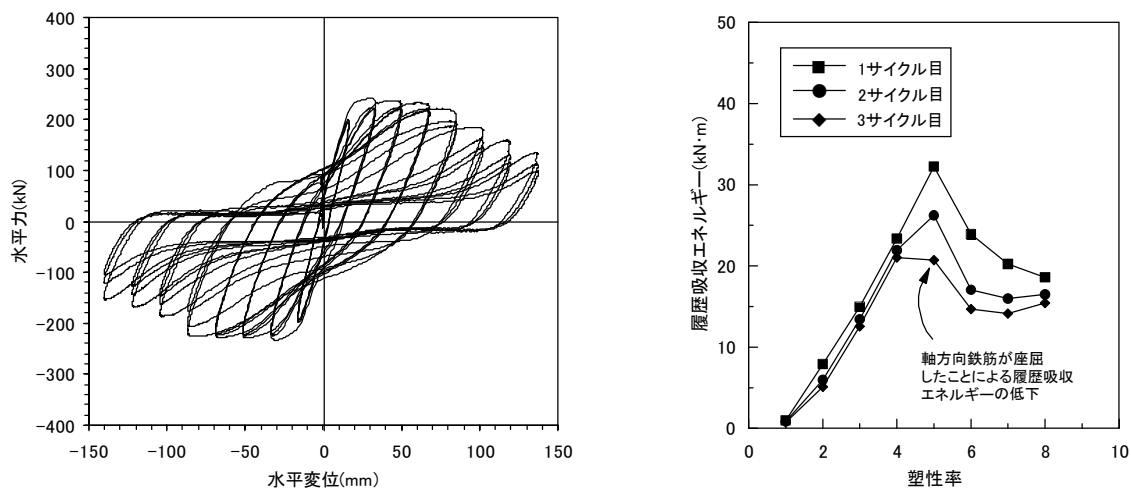
W : 履歴吸収エネルギー

P_i : i 番目のデータ計測時における水平力

δ_i : i 番目のデータ計測時における水平変位

i : 1 サイクルの載荷におけるデータ計測の番号

また、鉄筋コンクリート橋脚に対するこれまでの実験結果によると、載荷変位の増大に伴って1サイクルにおける履歴吸収エネルギーも増加するが、軸方向鉄筋の座屈が生じると履歴吸収エネルギーが前の載荷変位時よりも減少することがわかっている[10]。例えば、図-3.5.2は長方形断面橋脚に対する実験により得られた水平力-水平変位関係の履歴曲線と履歴吸収エネルギーを示したものである。この実験では、 $5\delta_y$ (約85mm)の載荷変位の2サイクル目の途上において、軸方向鉄筋の座屈によってかぶりコンクリートの剥落が生じ始めた。このことは、2サイクル目の履歴吸収エネルギーと塑性率の関係において、 $4\delta_y$ から $5\delta_y$ へ履歴吸収エネルギーの増分がそれ以前よりも小さくなっていること、さらに、3サイクル目に着目すると、 $5\delta_y$ の3サイクル目の履歴吸収エネルギーは、 $4\delta_y$ の3サイクル目よりも小さくなっていることに現れている。このように履歴吸収エネルギーに基づいて実験結果の整理を行うと、軸方向鉄筋の座屈時期やその影響度合いを定量的に評価するための資料として活用することができる。



(a) 水平力-水平変位関係の履歴曲線

(b) 履歴吸収エネルギーと塑性率の関係

図-3.5.2 履歴吸収エネルギーと軸方向鉄筋の座屈発生時期

4) 実験供試体は、一般に反力床または反力壁への取り付けのために固定スタブと一体化されている。橋脚を対象とした実験では、固定スタブはフーチングに相当するが、3.3で解説したように、載荷点位置で計測される水平変位には、橋脚躯体部の曲げ変形に加え、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる基部の回転変形が含まれている。したがって、橋脚躯体部の曲げ変形と軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転変形を実験後に分離し、実験結果の評価が適切に行えるようにするため、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位の計測結果を明示するのが望ましい。

5) その他の計測項目としては、曲率、鉄筋のひずみ等があり、実験の目的に応じて、これらの実験結果を明示するのが望ましい。曲率は、一般に断面の曲げ塑性変形性能や塑性ヒンジ長を評価するために用いられる。断面の曲げ塑性変形性能は当該断面における曲げモーメント-曲率関係、また塑性ヒンジ長の評価には曲率の高さ方向分布の図がそれぞれ用いられる。

軸方向鉄筋のひずみに関しては、鉄筋が塑性化している断面領域を示す目的、またはフーチング内部での軸方向鉄筋の付着特性を示す目的として、ひずみの高さ方向分布図により整理されることがある。

(2) 3. 4. 4の規定により定義した正負交番载荷実験における降伏変位及びその時の水平力、ならびに 3. 5. 1 に規定する損傷状態に達した時の水平力及び水平変位は、当該部材の耐震性能を評価する上で重要なデータである。したがって、第三者からも実験結果が引用されやすいようにするため、数値で明示することとした。表-3. 5. 1 は、実験結果の一覧表の例を示したものである。

表-3. 5. 1 耐震性能の評価を行う上で着目すべき状態における実験結果の整理方法の例

着目した 载荷ス テッ	本実験で降伏と定義した 载荷ステップ		水平力が最大となる時の 载荷ステップ		軸方向鉄筋の座屈により かぶりコンクリートが剥 落し始めた時の载荷ス テッ		1サイクル目の载荷で水平 力が初めて最大水平荷重 の80%以下にまで低下した 時の载荷ステップ	
	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)

4. 構造部材に対する振動台実験

4. 1 実験目的

振動台実験は、以下の事項を検討することを目的に実施する。

- (1) 地震動の作用に対する動的挙動特性（応答特性、破壊特性、履歴特性）の検討
- (2) 特定の地震動に地震動に対する構造物の性能検証
- (3) 荷重－変形特性の履歴特性などの力学モデルの検証
- (4) 曲率、ひずみ等の応答値の検討

【解説】

振動台実験の目的を示したものである。

振動台実験は、地面に相当する振動台を振動させ実際の地震時と同様の構造物の挙動を再現することで、その応答特性などを把握することを目的として行う。

振動台実験が正負交番載荷実験と大きく異なる点の一つとして入力条件がある。正負交番載荷実験では、あるパターン化された振幅と繰り返し回数で載荷するが、振動台実験では、ある特定の時刻歴の地震動波形を用いて加振する点が大きな相違点である。応答スペクトルが同一であっても、これにフィットする地震動波形は1つではない。地震動の計測時間や位相の違いにより非線形応答特性は異なるため、実験結果についてもある特定の地震動に対してどういう応答であったか、挙動、破壊特性であったかがポイントとなる点を十分認識しておく必要がある。

4. 2 相似則

縮小した実験供試体を使用する実験を行う場合には、相似則を考慮して適切に実験供試体の設計・製作を行うとともに、加振条件を設定するものとする。

【解説】

正負交番載荷実験と同様に、振動台実験においても、縮小した実験供試体において実大構造物と同様の応答特性を得るためには相似則に従う必要がある。このため、供試体の設計・製作については、3. 2. 1 及び 3. 2. 2 に基づいて供試体の設計・製作を行うことが必要とされる。振動台実験では、これに加えて、慣性力の作用および時間軸の観点から、加振条件の設定に際しても目的に応じて相似則を考慮する必要がある。

ここでは、供試体（橋脚）によって上部構造が直接支持される場合の振動台実験における相似則について考え方の例を以下に示す。供試体は上部構造を直接支持しているので、上部構造の重量により軸力（鉛直力）が作用する。上部構造の重量はその質量と重力加速度の積で表されるが、重力加速度は供試体の大小にかかわらず一定である。また、供試体と実物大の構造物では使用する材料が同じであるので、材料の弾性係数も一定である。この条件で、長さに関する縮小率（＝実物大構造物／実験供試体模型）が S_L の時の各物理量について、相似則に基づいて整理すると表-4.2.1 のようになる。

ここで、相似則を満足するには、質量の次元が2乗、体積の次元が3乗であることから、密度は-1乗の次元となるため、実構造物よりも大きな密度の材料を用いる必要があることになる。しかしながら、実験では実構造物と同一の材料を使用することから密度は調整することはできないため相似則を満足できないことになる。これを解決するために、別途付加質量をかけて調整する必要がある。実構造物の質量を m とすると、付加すべき質量 Δm は、相似則を完全に満たすとした場合の模型の質量が m/S_L^2 、密度が変わらないとした場合が m/S_L^3 となることより、次の式から求められる。

表-4.2.1 相似則の整理（加速度および弾性係数を基本定数とした場合）

物理量	記号	次元	縮小率	備考
長さ	L	L	S_L	基本定数
密度	ρ	ρ	$1/S_L$	
時間	T	t	$S_L^{0.5}$	
振動数	f	1/t	$S_L^{-0.5}$	
応力	σ	$\rho L^2/t^2$	1	
弾性係数	E	$\rho L^2/t^2$	1	基本定数
力	F	$\rho L^4/t^2$	S_L^2	
曲げモーメント	M	$\rho L^5/t^2$	S_L^3	
曲率	ϕ	1/L	$1/S_L$	
加速度	α	L/t^2	1	基本定数
質量	m	ρL^3	S_L^2	
重量	W	$\rho L^4/t^2$	S_L^2	

$$\Delta m = \frac{m}{S_L^2} - \frac{m}{S_L^3} = \left(\frac{S_L - 1}{S_L^3} \right) m \quad (4.2.1)$$

付加質量としては、コンクリートブロックや鋼板ウエイトなどが用いられる。このような付加質量を設置すると、供試体のみの場合と慣性力の作用中心位置が変化することに注意して供試体の設計・製作を行う必要がある。しかし、縮小率が大きいほど付加すべき質量が相対的に大きくなり、相似則に従った付加質量を設置できないことがある。付加質量が不足すると供試体の固有周期や耐力も相似関係にならなくなり、全てに対して相似則を満たすことができなくなるので、実験の目的が達成できる範囲で入力加速度の縮小率を調整するなどの判断を適宜行うことが必要とされる。

これに対し上部構造重量を供試体が直接支持せず、図-3.4.1(c)のように PC 鋼棒の緊張により軸力を作用させ、別に設けた質点を供試体と加力梁を介して連結し水平慣性力を得る形式のような場合は、橋脚の自重を無視すれば、上部構造重量による鉛直方向の重力場が作用しないことから加速度の次元を 1 としなくてもよいことになる。

時間は 0.5 乗の次元となることから、特に地震時挙動の再現を目的とした実験では、相似則に従って原波形の時間軸を圧縮する必要がある。この際、縮小率があまり大きいと、加振時間が短くなることになるので、振動台の加振限界やサンプリング周波数の設定にも注意する必要がある。

以上をまとめ、正負交番載荷実験を含む静的実験と振動台実験での一般的な相似則の考え方について整理すると表-4.2.2 のようになるので、これを参考にするとよい。

また、3.2.2 と同様、相似則のみでなく寸法効果にも十分な配慮が必要であるのは同様である。

表-4.2.2 実験条件毎の相似則の整理

物理量	静的実験 ¹⁾	振動台実験	
		供試体によって支持された上部構造あり	供試体によって支持された上部構造なし
長さ	S_L	S_L	S_L
時間	—	$S_L^{0.5}$	$S_L^{0.5} S_a^{-0.5}$ 2)
振動数	—	$S_L^{-0.5}$	$S_L^{-0.5} S_a^{0.5}$
応力	1	1	1
弾性係数	1	1	1
力	S_L^2	S_L^2	S_L^2
曲げモーメント	S_L^3	S_L^3	S_L^3
曲率	S_L^{-1}	S_L^{-1}	S_L^{-1}
加速度	—	1	S_a
上部構造質量	—	S_L^2	$S_L^2 S_a^{-1}$
上部構造重量	S_L^2	S_L^2	S_L^2

* 1) 質量ブロックか加振機により載荷し、橋脚自重は無視する。

2) S_a : 加速度の縮小率

4. 3 実験供試体の設計・製作

- (1) 実験供試体設計においては、振動台の積載条件、加振条件等の制約を考慮するとともに、実構造物の構造特性が実験供試体に適切に反映できるように実験供試体の縮小率を設定するものとする。
- (2) 縮小した実験供試体を用いる場合は、相似則に基づいて構造諸元を設計することを原則とする。この際、振動台の諸特性および振動台と供試体の連成に伴う影響等を考慮して設計するものとする。実験供試体の設計・製作に関しては、3. 2の規定に従うものとする。

【解説】

実験を行う際は、実物大の実験供試体を用いて実際に想定する構造物をそのまま再現できることが理想的だが、土木構造物は部材単独であっても一般に断面が大きいと、一般に縮小した供試体模型が用いられる。しかし、縮小した供試体を用いると寸法効果による影響が付加されることから、実験供試体は、正負交番載荷実験と同様に、4. 2に示した相似則などに配慮しつつ、できる限り実物大あるいは大型の模型によることが望ましい。ただし、振動台の加振能力や許容モーメント、周波数などの諸特性、供試体の振動に伴い振動台に作用する反力や損傷の進展に伴う共振周波数の変化といった供試体と振動台の連成に伴う影響についても注意する必要がある場合もある。特に、供試体の規模が大きい場合や入力の実現性を重視する実験を行う場合、さらに振動台の制御方法も併せて考慮する必要がある。

4. 4 計測項目と計測方法

- (1) 実験の目的に応じて計測項目を適切に選定するものとする。振動台実験においては、一般に、供試体の応答加速度、応答変位、振動台の加速度とし、必要に応じて、鉄筋のひずみや荷重、計測データの補正に必要な加速度および変位を測定するものとする。
- (2) 計測装置は加振時の挙動を適切に計測できるように動特性に優れたものとする。
- (3) 各種ケーブル類は計測に影響を及ぼさないよう配置するものとする。
- (4) 重要な計測点については、複数の計測装置の設置が望ましい。
- (5) 振動台や供試体の諸特性、計測装置の非線形性などに応じてサンプリング周波数を適切に設定するものとする。

【解説】

計測項目および計測方法は、実験目的や供試体の設置方法などに応じて適切に選定することが必要とされる。一般には、正負交番載荷実験における荷重－変形関係に相当する供試体の応答加速度と応答変位、および振動台加速度は計測するが、供試体に関する計測項目は慣性力の作用方法や不動点の取り方により若干異なる。例えば、上部構造重量に相当する付加質量を供試体に直接支持させた橋脚の実験では、全体系を質量のほとんどが付加質量部に集中した一質点系とみなして求めた慣性力の作用中心位置における応答加速度および応答変位を計測する。また、実際の橋梁のように桁模型を用いた場合は、橋脚天端位置もしくは支承条件によっては桁の挙動を計測する。荷重については支承部の反力を計測することが可能であれば測定することが望ましいが、供試体の設置方法によっては難しい場合もある。そこで、正負交番載荷実験における荷重－変位関係に相当するものとして、慣性力の作用中心位置における応答加速度の位相を逆転させたものと質量の積から求めた慣性力と変位の関係を整理する場合が多い。ただし、ここでの慣性力は、復元力と減衰力の和であることに注意が必要である。振動台加速度は、入力波の再現性がよい場合はそのまま用いてもよいが、振動台の加振能力や制御、振動台と供試体の連成による影響などにより、特に損傷の進展が大きい場合は振動台上と入力の加速度は制御方法により一致しないことがある。このことから、振動台上でも計測を行う必要がある。

加速度の計測は、供試体および振動台に直接センサーをとりつけて行う。このうち、慣性力の作用中心位置（もしくは橋脚天端など、これに準ずる位置）および振動台上では3成分について計測するのが望ましい。これは、仮に水平一方向加振の場合であっても、供試体の損傷が加振面内で均質に進展しないため面外方向に対しても変形する場合があること、供試体反力が振動台に作用することや、加振による重心位置の移動をオフセットしようとして振動台が加振方向以外の加振軸の挙動を抑えようと制御されることにより、振動台に加振方向以外にも加速度が生じるためである。このため、解析手法の妥当性や地震時挙動再現などを目的とした実験において、加振軸方向以外の加速度の影響が大きい場合には、適宜その影響も含めて実験結果を解釈する必要がある。また、付加質量が非常に大きくかつ重心位置が高い場合には、振動に伴う回転慣性が生じる。この回転慣性の影響が顕著となると予想される場合は、この影響を計測できるよう計測計画を立てることが望ましい。

変位の計測は、不動点上に変位センサーを取り付けて行う。不動点は、できる限り振動の影響が及ばない振動台の外に設け、絶対変位を測定することが望ましい。振動台周りのスペースの関係やセンサーの性能上、不動点を振動台の外に設けることができない場合などは、振動台上に建てた十分剛性の高いフレーム上に設置し相対変位を測定する必要がある。フレームを不動点として扱うためには振動台と一体として挙動することが重要であるため、加振レベルが大きくなってもフレーム自体の変形が十分小さいことや、フレームを振動台にしっかりと固定することが必要とされる。しかし、フレーム自体の

振動を完全に除去することはできないことから、変位計設置位置に加速度計も設置し、これと振動台上の加速度を比較してフレームの振動特性を把握するとともに、必要に応じて相対加速度を2回積分して求めたフレームの補正相対変位を変位計による変位から控除する必要がある。この際、加速度から変位にする際に生じる積分に伴う誤差にも注意が必要となる。

振動台実験に用いるセンサーは、正負交番載荷実験に比べて一般に加振速度が大きいことから、動特性に優れたものを用いる。複雑な挙動をより正確にとらえる場合などは、一般的な変位計の他にCCDカメラを用いる方法もある。また、センサー自体の振動の影響が計測データに混入しないように十分固定する必要がある。

ケーブル等が他の計測装置に接触したり、目標物と計測器の間を遮ることはデータ計測に影響があることから、加振による変位に対する余裕を確保しつつ固定することが必要とされる。

サンプリング周波数は、供試体や振動台の縮小率や応答特性や非線形性、計測機器の非線形性などを考慮して適切に設定するものとする。例えば、供試体の縮小率が高い場合や付加質量が不足している場合は固有振動数も大きくなることから高周波成分まで計測することが必要とされる。サンプリング周波数の設定では、ナイキストのサンプリング定理を考慮する必要がある。この定理によると、もとの信号の情報を全て集めるには、目標とする信号中に存在する最高周波数の2倍以上の周波数が必要である。しかし、実際には収録周波数の1/2以上の高周波成分も微小ながら存在し、誤差として入り込む（エイリアジング誤差）のため、収録周波数の1/2以上の成分をローパスフィルタにより除去する必要がある。例えば、目標とする周波数を100Hzとすると、ナイキスト振動数からデータ収録は200Hzで行い、エイリアジング誤差を除くために100Hz以上をローパスフィルタでカットすればよいこととなる。

4. 5 加振方法

4. 5. 1 セットアップ

- (1) 供試体は、実験対象としている部材が地震時に作用している荷重状態と等価な状態になるように、供試体、慣性重量等を適切にセットアップするものとする。
- (2) 供試体は、実験時生じる加速度により供試体基部が水平移動および回転を生じないように振動台に固定する。また、供試体と慣性力を作用させるための付加質量部との一体化を適切に行うものとする。
- (3) 加振方向以外の変形の影響に配慮することとする。
- (4) 振動台あるいは供試体の不測の事態に備えて、倒壊等に対して十分に配慮するものとする。

【解説】

正負交番載荷実験では、荷重を強制的に負荷することで供試体に力あるいは変位を作らせるのに対し、振動台実験では実際の地震時と同様に慣性力が作用する。このため、橋脚の振動台実験を行う際は、前述のように上部構造重量に相当する桁模型(図-4.4.1) [12] や重錘(図-4.4.2) [13] などにより慣性力を得ることになる。供試体と振動台、供試体と重錘などの付加質量、付加質量間それぞれにおいて想定外のずれにより実験結果に影響を及ぼさないように配慮する必要がある。重錘を用いる場合は、供試体上部にスタブあるいは横梁を設け、これと一体化する。桁模型の場合は、支承条件により作用する水平力が変化することを考慮しておく必要がある。また、慣性力をこの他の方法により得る場合(例えば、図-4.4.3 [14]) は、想定した挙動となるように接合部の条件を考慮し、適切に一体化を図るものとする。

振動台と供試体は緊張力を与えた PC 鋼棒により摩擦力を期待して固定することが一般的である。固定が不十分な場合は、供試体に滑りが生じ振動台の入力と異なることとなるので注意が必要である。また、過度に摩擦力を期待すると、固定しているボルトの破断や供試体の思わぬ損傷が生じる可能性があることに注意する必要がある。

水平一方向や、水平と鉛直の二方向加振のような特定軸のみの加振を行う場合は、それ以外の方向への変形を拘束することが望ましい。建築分野でよく行われている逆対称曲げとなる柱の実験では、パンタグラフやガイドにより加振軸以外の並進ならびに回転を拘束する場合があるが、橋脚を対象とした実験は片持ちはりでの実験が一般的であり、このような拘束が難しい場合が多い。拘束の有無が実験結果に及ぼす影響は、入力レベルが大きいあるいは損傷の進展度合いが大きいほど大きくなる。このことから、特にこれらの影響が大きいと予想される場合には、できる範囲で拘束するとともに、加振軸以外の並進や回転の応答を計測しておくことが望ましい。

実験時の安全は、当然のことながら第一に考慮すべき課題である。供試体および重錘の倒壊という不測の事態に備えて、供試体の周りに剛なフレームの設置や、供試体から振動台に挙動に影響を及ぼさない程度にケーブルを張るなどの対策を行うことが必要である。

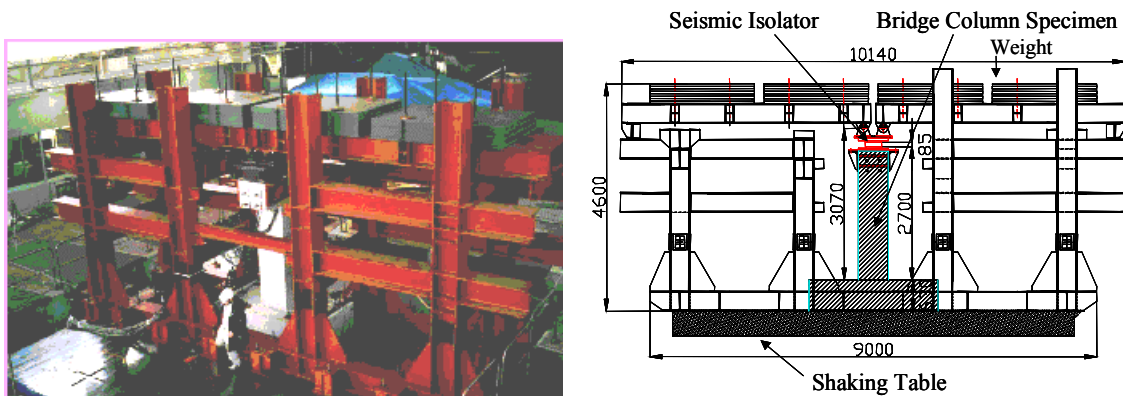


図-4.4.1 桁模型を用いて慣性力を得る事例 [12]

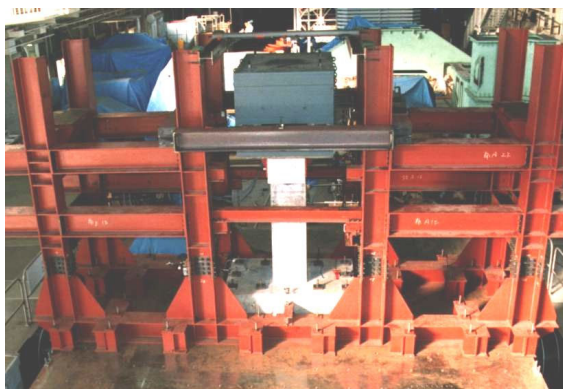


図-4.4.2 重錘を用いて慣性力を得る事例 [13]

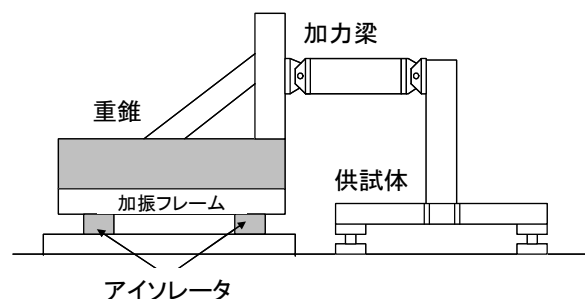


図-4.4.3 秋山式慣性力加力装置 [14]

4. 5. 2 振動台への入力地震動の選定

- (1) 実験に用いる入力地震動の時刻歴波形は、実験の目的に応じて適切に設定するものとする。
- (2) 入力地震動は、相似則を考慮して適切な振幅および時間を設定するものとする。
- (3) 事前にシミュレーション解析を行い、振動台や計測の性能、安全性の問題がないことを確認するものとする。加振の過程で実験と解析の結果が著しく異なる場合は、その原因について検討するとともに、必要に応じてそれ以降の加振計画を見直すものとする。
- (4) 本加振の前後に供試体の固有振動数の算出に必要な加振を必要に応じて行うものとする。

【解説】

加振のステップやレベルは、一概に規定することはできないので、実験の目的に応じて適切に設定するものとする。例えば、各限界状態（ひびわれ、使用、修復、終局など）時の応答特性の検討や、ある地震動入力に対する構造物の挙動性状の検証（安全性検証）を主目的とした実験を行う場合には、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行うことが多い。しかし、地震時の挙動の再現を主とした場合、このような加振パターンでは損傷の蓄積による劣化が応答に影響を及ぼすことから、弾性範囲で基本的特性を把握する加振を行った後に目標とする加振レベル（通常は非線形応答を想定することが多いので大振幅となる）で加振することもある。

入力地震動としては、一般には、水平一軸加振、上下水平加振、水平2軸加振、3次元加振が考えられるが、これは実験の目的に応じて適切に選定する必要がある。

加振レベルは、事前にシミュレーション解析を実施し、相似則を考慮しつつ入力波の振幅や時間軸を調整し、目標とする限界状態となるように設定する。事前解析はこの他に、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がないか確認する上でも重要である。特に非線形応答が大きく、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈などの断面損傷が生じると予想される場合、このような状態以降の供試体の応答挙動を精度よく推定できる解析手法が限られていることや入力波の特性や損傷の進展との兼ね合いなどにより解析値に比べ大きな応答を生じる可能性があることに注意する必要がある。また、各加振段階で実験結果と解析結果を比較し、事前の予測と著しく異なる場合は、その原因を調査すると共に、実験目的の達成や安全上の配慮などを総合的に鑑み、必要に応じてそれ以降の加振計画の変更を検討する必要がある。

損傷の進展度合いの把握には、固有振動数の変化が一つの指標となることからこれを求めるのがよい。固有振動数は、各加振の前後に、ホワイトノイズ（ランダム波）や正弦スイープ波による微小加振を行い、振動台と慣性力の作用中心位置（もしくはこれに相当する位置）におけるスペクトルの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、常時微動を用いることも可能であるため、この方法による場合は加振を行わなくてもよい。

実験当日に行う加振の前に、あらかじめ供試体を載せない状態で振動台の試加振を行い、予定している加振が可能かどうかを確認し、振動台の周波数特性や必要となる蓄圧量などの目安を得ることが望ましい。諸元には記載されていないその振動台固有の特性の把握や、加振に伴う油もれや発振の危険性予知などの安全面での確認も可能である。特に、しばらく稼働を休止していた場合やシステムの改修を行った場合などは、試加振を実施するのがよい。

振動台加振に用いる地震波の選定方法は、実験の目的に応じて異なる。振動台実験から得られるデータは、基本的にある特定の地震波に対する構造物の振動応答特性や破壊特性を検討するものである。このため、実験の目的に応じて地震波を選定することが必要とされる。以下は、実験目的に応じた地震波の選定の基本的な考え方を整理したもの

である。

1) 動的挙動特性

ある構造物の動的挙動特性を検討することを目的とする場合は、想定する加振性状(損傷性状)や応答レベルを生じさせることが必要とされる。これを満足するために必要な入力地震動を選定する必要がある。この場合には、地震動の波形、地震動レベルや地震動の相似率については、目的に応じて適宜選定することができる場合が多い。

2) 解析モデルの検証

構造部材の数学モデルなど、モデルの検証データとするためには、同様に、想定する加振性状(損傷性状)や応答レベルを生じさせることが必要とされる。地震動の波形、地震動レベルや地震動の相似率については、目的に応じて適宜選定することができる場合が多いのは同様である。

3) 構造物の性能検証

ある構造物が設計上の所要の性能を保有しているかどうかを検討する上では、構造物の設計と地震動のレベル等の特性の関係が重要となる。このような場合には、設計と対比可能な波形の種類や、供試体の相似率に応じて、所要の特性を適切に考慮した波形を用いる必要がある。

4. 6 実験結果の明示方法

振動台実験の実験結果は、以下の項目について明示するものとする。

- (1) 入力地震動波形もしくは振動台上で計測した振動波形
- (2) 慣性力の作用中心位置もしくはこれに準ずる位置での応答加速度および応答変位の波形と最大値
- (3) 実験供試体の損傷状況
- (4) その他、実験の目的に応じて必要なデータ

【解説】

振動台実験において最低限必要とされる実験結果の明示項目を規定した。基本的に正負交番載荷実験と同様の観点から実験結果を整理するものとする。(2)については慣性力の作用方法や計測方法により必ずしも同一の基準で表すことができないため条文のように慣性力の作用中心位置相当の応答波形とした。荷重も計測している場合は、正負交番載荷実験同様、履歴曲線や包絡線、履歴吸収エネルギーも明示するのがよい。

各波形の周波数特性は、データに含まれるノイズや共振の影響などを把握するために重要であり、スペクトル解析を行ってその影響を判断するとよい。

限界状態の見極めに重要となる供試体の主な損傷としては、ひびわれ、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、破断であり、この状況が分かるようにスケッチや写真を明示する。また、特に損傷が一加振中に大きく進展する場合は、加振後の観察では損傷の進展状況が把握できないことから、加振中のどの段階で損傷が生じたかを把握するためにビデオ撮影をしておき、時系列で応答波形と主要な損傷との対応を示すことが望ましい。この際、可能であれば複数箇所撮影するとともに、入力および応答波形の時系列の対応が容易に行えるようにこれらを同期して記録しておくのがよい。

参考文献

1. 星隈順一、長屋和宏、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol. 46A、pp. 1461-1468、2000 年 3 月
2. 石橋忠良、小林薫、海原卓也：大変形領域の交番荷重を受ける RC 橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究、土木学会論文集、No. 648/V-47、pp. 43-54、2000 年 5 月
3. 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 年 9 月
4. 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
5. 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 年 4 月
6. 武村浩志、川島一彦：載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol. 43A、pp. 849-858、1997 年 3 月
7. 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol. 44A、pp. 877-888、1998 年 3 月
8. 星隈順一、運上茂樹：入力地震動の特性と RC 橋脚に生じる塑性応答回数、第 23 回コンクリート工学年次論文報告集、pp. 1243-1248、2001 年 7 月
9. Hoshikuma J. and Unjoh S.: Evaluation of Load Pattern in Bridge Column Testing for Seismic Performance Verification, SEWC, Oct. 2002
10. ATC24: Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, 1992
11. 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No. 669/V-50、pp. 215-232、2001 年 2 月
12. Adachi Y., Unjoh S., Kondoh M. and Kagayama T.: Non-linear Response Characteristics Study of a RC Bridge Column with Seismic Isolators by a Shaking Table Test, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.311, 2000.1
13. Nishida H. and Unjoh S.: Dynamic Response Characteristic of Reinforced Concrete Column subjected to Bilateral Earthquake Ground Motion, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.576, 2004.8
14. 秋山宏、山田哲、箕輪親宏、寺本隆幸、大竹章夫、矢部喜堂：慣性力加力装置を用いた構造要素の実大震度振動実験方法、日本建築学会構造系論文報告集、No. 505、pp. 139-146、1998 年 3 月
15. (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の構造実験評価研究委員会報告書、2004 年 3 月

**Draft Guidelines for Experimental Verification
of Seismic Performance of Bridges**

**(Quasi-Static Cyclic Loading Tests
and Shake Table Tests for Bridge Columns)**

August 2006

**Earthquake Engineering Research Team
Earthquake Disaster Prevention Research Group
Public Works Research Institute**

Table of Contents

Preface.....	45
1. General	47
1.1 Scope	47
1.2 Types of test and definitions.....	49
2. Material tests.....	50
2.1 Concrete	50
2.2 Steel	50
2.3 Stress–strain relationship for materials	50
3. Quasi-static cyclic loading test of structural members	51
3.1 Purpose.....	51
3.2 Design and preparation of test specimens	51
3.2.1 Materials used	51
3.2.2 Design of test specimens and law of scaling	52
3.2.3 Number of test specimens	56
3.3 Measurement items and measurement methods	57
3.4 Loading method	63
3.4.1 Setup	63
3.4.2 Preloading test	65
3.4.3 Loading pattern	66
3.4.4 Definition of yield displacement	72
3.4.5 Loading speed	73
3.5 Evaluation of test results	74
3.5.1 Damage situation for seismic performance evaluation	74
3.5.2 Presentation of test results	75
4. Shake table test of structural members	78
4.1 Purpose.....	78
4.2 Law of scaling	78
4.3 Design and preparation of test specimens	80
4.4 Measurement items and measuring methods.....	81
4.5 Shaking method	82
4.5.1 Setup	82
4.5.2 Input seismic motion to shake table	84
4.6 Presentation of test results	85
References	86

Preface

Current structural design concept has been moving toward the performance-based design. The performance-based design (PBD) concept is the design concept to realize the structures which have the necessary requirements rather than the specific design in which the materials and structural details. Therefore, the PBD concept allows designers to select solutions which satisfy the performance requirement other than the standardized design. It is prerequisite that the selected solutions have to be verified. The PBD concept aims at the promotion of development of new technology as well as the better presentation of the performance of the structures.

In December 2001, the Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT) noticed the revision of the Specifications for Highway Bridges (SHB) in order to point the PBD needs in view of the changing conditions such as the internationalization of structural design standards, diversification of structural requirements, the need for specific measures to satisfy the maintenance and durability requirements for structures, and the need for early adoption of cost effective technology. The fundamental philosophy behind the performance-based provisions of the Specifications for Highway Bridges, Part V: Seismic Design ("SHB-V") is to permit various solutions to meet the performance requirements, which was not permitted to under the conventional standards, and select the best solution by specifying seismic performance goals and methods for verifying that those goals will be achieved.

Conventional seismic performance verification methods of bridges can be classified either as a static verification method based on the seismic coefficient method or a dynamic verification method based on dynamic analysis methods such as time history response analysis. Concrete calculation procedures used in these methods are described in SHB-V. SHB-V specifies methods of seismic performance verification based on analysis, but seismic performance verification methods also include verification methods based on experimental studies. For example, in cases where the seismic behavior of a bridge to be built by a newly developed construction method or the strength, deformation capacity or nonlinear hysteresis characteristics of its members are not known clearly or in cases where phenomena that are difficult to analyze need to be allowed for in seismic design, it is necessary to determine these characteristics or other unknowns experimentally so that the results obtained can be reflected in seismic performance verification.

Testing methods used to verify the seismic performance of the entire bridge or the strength, deformation capacity or nonlinear hysteresis characteristics of bridge members include quasi-static cyclic loading, quasi-dynamic loading, shake table tests and so on. No standard testing protocol concerning these testing methods exists. So, at present, different contractors and researchers use their own testing know-how under the various restrictions of the testing facilities. There are cases, however, where test results for identical structures vary depending on such factors as the methods of design and fabrication of test specimens, loading method, measurement method, and the definitions of yielding and ultimate states. This problem requires special attention when evaluating seismic performance on the basis of test results.

Dealing with the quasi-static cyclic loading test and the shake table test widely used for the evaluation of the seismic performance of bridge members, this Guideline proposes standard procedures and matters that should be standardized for tests that could yield different results depending on the test methods used.

It should be noted here that this Guidelines are written as a format of standard, but they are

not the standard to be followed. They are the research outcomes and contain the proposals to be solved in future with the progress of the PBD and verification methods.

The research was made as a cooperative research project with Turner-Fairbank Highway Research Center, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. The “Recommendations for Seismic Performance Testing of Bridge Piers (Chaired by Dr. W. Phillip Yen)” will be published.

1. General

1.1 Scope

This Guideline describes standard methods of quasi-static cyclic loading tests and shake table tests conducted to evaluate the seismic performance of bridge structural members.

This section specifies the types of structural members to be tested in accordance with this Guideline and the types of tests to which this Guideline is applicable.

Tests conducted to verify the seismic performance of bridges include material tests performed to examine the basic mechanical properties of materials such as the stress–strain relationship, soil tests carried out to investigate the mechanical properties of soils, tests of the entire bridge system, and element tests of members such as piers, bearings, foundations, superstructure and unseating prevention structures.

When verifying the seismic performance of a bridge, it is necessary to select appropriate test methods according to such factors as the purpose of the test and the method by which to reflect test results in seismic design. Test methods that can be used include shake table tests and quasi-static cyclic loading tests. **Table-1.1** shows examples of purposes of tests and considerations in selecting the types of test. The purposes of experimental tests shown in Table-1.1 are representative ones, and tests are conducted for many other purposes. Besides shake table tests, established methods include a hybrid loading test method in which analysis and testing are used in combination to investigate the response of a bridge to ground motion without using a shake table.

Various test methods can be used to evaluate the seismic performance of bridges. This Guideline deals with tests of bridge piers (columns) that become plasticized and absorb energy during strong earthquakes. Quasi-static cyclic loading tests are widely practiced used for the purpose of verifying the strength and ductility characteristics of bridge piers. Shake table tests are also used to investigate the mechanism of earthquake-induced failure or verify mechanical models. This Guideline, therefore, focuses deal mainly with the fundamentals of quasi-static cyclic loading tests and shake table tests of RC bridge columns.

Table-1.1 Purpose of Experimental tests and Examples of Applicability

Viewpoint	Examples of subjects of study	Examples of applicable test methods
Behavior of entire bridge system	• Verification of seismic performance of an entire bridge system • Study on dynamic characteristics, such as vibration characteristics and damping characteristics, of an entire bridge system • Study on the influence of input earthquake motion phase differences on the seismic response of a bridge	Shake table test Vibration tests of real structures
Interaction between members	• Study on dynamic interaction of soil–foundation system • Study on dynamic interaction of pier–bearing–superstructure system • Study on dynamic interaction of pier–foundation system • Study on collision of superstructure ends • Study on strength, ductility characteristics and hysteresis characteristics of foundation in soil–foundation system • Study on strength, ductility characteristics and hysteresis characteristics of a structure integrating superstructure and piers • Seismic behavior of foundation on liquefied soil	Shake table test Hybrid loading test Cyclic loading test Centrifuge test
Dynamic characteristics of members	• Study on nonlinear seismic behavior of bridge piers • Study on strength, ductility characteristics and hysteresis characteristics of superstructure • Study on strength, ductility characteristics and hysteresis characteristics of bridge piers • Study on structural details for ductility enhancement • Study on strength, ductility characteristics and hysteresis characteristics of foundation • Study on dynamic properties of bearings • Study on dynamic characteristics of unseating prevention structures	Shake table test Cyclic loading test Bearing test Collision test
Fundamental mechanical properties	• Study on stress–strain relationship for concrete • Study on stress–strain relationship for steel • Study on bond characteristics of concrete and steel • Study on shear modulus–shear strain relationship for soil • Study on cyclic triaxial strength ratio for use in liquefaction evaluation	Compression test Tension test Bond test Cyclic hollow cylinder torsion test Cyclic triaxial test

1.2 Types of test and definitions

The definitions of the test methods used in this Guideline are listed below.

(1) Quasi-static cyclic loading test

A test in which force or deformation is directly applied to a test specimen alternately in the opposite directions.

(2) Shake table test

A test in which a test specimen is setup on a shake table, and inertia force is applied to the test specimen by shaking the table simulating ground motion during an earthquake.

(3) Hybrid loading test

A test in which as restoring force characteristics of a test specimen are continuously measured, response values are computed and force or deformation is directly applied to the test specimen by a loading device; so called because both testing and calculation are performed.

(4) Material test

A test conducted to investigate the strength properties, deformation properties, stress–strain relationship and other characteristics of particular materials.

(5) Centrifuge test

A loading test in which loading is performed by generating gravity by a centrifuge in cases where a force field similar to the gravity field needs to be created; often conducted to test soil materials.

(6) Dynamic loading test of real structure

A test in which the natural vibration properties, damping properties, etc., of a structure are measured in terms of vibration generated by steady-state excitation by a vibration exciter or by dropping a heavy object such as a vehicle

(7) Collision test

A test conducted to investigate the resistance properties and failure behavior of structures subjected to collision with other structures or collision with speeding vehicles, etc.

This section describes and defines the types of tests described in these Guidelines.

2. Material tests

2.1 Concrete

If concrete is used for test specimens, compressive strength tests of concrete shall be conducted in accordance with JIS A 1108 on the day of the test in which the test specimens are used. In the compressive strength tests, elastic modulus shall also be determined.

Concrete strength is part of the information essential for the analysis of test results. Therefore, besides the strength tests necessary for the quality control of concrete, strength tests on identical concrete material properties shall be conducted on the same day as the experimental test is carried out. If there are two or more test specimens cast from the same batch of concrete and those specimens are tested on different days, testpieces shall be prepared so that strength tests can be conducted on each of the test days.

There are many types of strength tests for concrete, but information necessary for analyzing the test results for the specimens used is usually compressive strength and elastic modulus. Tensile strength generally does not need to be tested because methods for estimating tensile strength from compressive strength have been proposed. In cases, however, where accurate tensile strength values are needed in, for example, tests focusing on cracking, it is also recommended to conduct tensile strength tests.

Actual strength test procedures should follow the JIS provisions mentioned above.

2.2 Steel

If steel is used for test specimens, tensile strength tests of steel shall be conducted in advance in accordance with JIS Z 2202 and JIS Z2241. In the tensile strength tests, elastic modulus shall also be determined.

The yield point, tensile strength and elastic modulus of steel are part of the information essential for the analysis of test results. Tensile strength tests, therefore, shall be conducted for all types of steel used in the test specimens. In the tensile strength tests, elastic modulus shall also be measured.

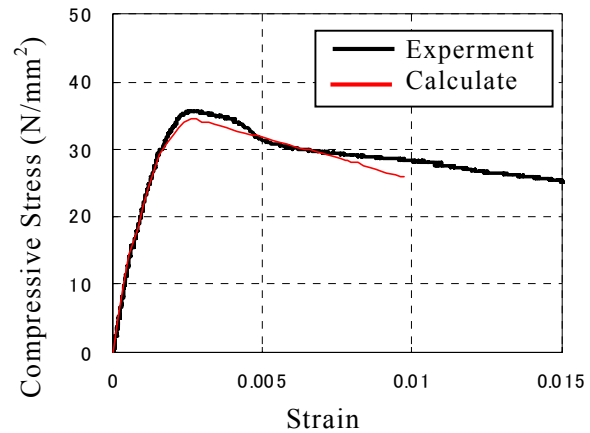
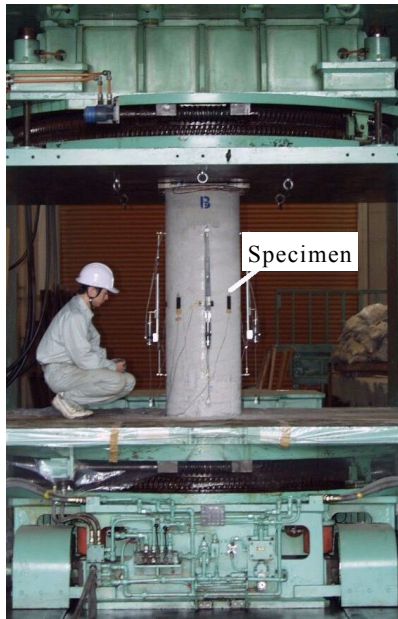
Actual tensile test procedures shall follow the JIS provisions mentioned above.

2.3 Stress-strain relationship for materials

The stress-strain relationship in the case where concrete or steel is subjected to tensile force, compressive force or alternating forces shall be determined after designing test specimens properly and setting the range of strain measurement appropriately.

When evaluating the strength or deformation characteristics of structural members based on in terms of stress level, it may be necessary to use the stress-strain relationships for materials such as concrete and steel. In such cases, careful consideration shall be given to test specimens and loading methods used to determine the stress-strain relationship, for example, to the confined effect of concrete on the stress-strain relationship, deterioration effect by cyclic loading on the concrete and steel materials and the effect of buckling.

Fig.-2.1 shows an example of uniaxial compression tests of confined concrete columns to obtain the stress-strain relationship. In the tests, the large size columns with a diameter of 50cm were used.



(a) Compression Tests using a Large Scale Column (b) Example of Stress-Strain Relationship

Fig.-2.1 Example of Uniaxial Compression Test of a Large Scale Column

3. Quasi-static cyclic loading test of structural members

3.1 Purpose

Cyclic loading tests are conducted to investigate the following:

- (1) Progress of damage due to applied load or load-induced displacement
- (2) Dynamic strength, ductility characteristics
- (3) Hysteresis characteristics of load–displacement relationship
- (4) Response values of curvature, strain, etc.

This section indicates the purpose of quasi-static cyclic loading tests. The cyclic loading test is a test method widely used to investigate the dynamic strength, ductility and failure characteristics of structural members such as reinforced concrete members and steel members. The method is often used to investigate the behavioral characteristics including failure behavior in the inelastic range of structural members.

3.2 Design and preparation of test specimens

3.2.1 Materials used

Materials for test specimens shall be identical to the materials used to construct the actual structure for which the test is to be conducted. In cases, however, where the purpose of testing requires the use of special materials, the fundamental material properties shall be investigated by, for example, conducting material tests in advance on an as-needed basis.

This provision stipulates that in a test conducted to verify the seismic performance of structural members, the materials used to make test specimens be identical to the materials used for the structure to be constructed.

In cases where special materials are used in a test to be conducted to verify the effect of seismic retrofit or in cases where there is no choice but to use materials different from the materials used for the structure to be constructed, it is advisable to investigate the fundamental

material properties and evaluate their applicability in the test specimens.

3.2.2 Design of test specimens and law of scaling

- (1) Test specimens shall be designed taking into consideration the restrictions associated with the loading actuators to be used, and the scale of the test specimens shall be determined so that the test specimens properly reflect the structural properties of the actual structure.
- (2) Scaled down test specimens shall generally be designed in accordance with law of scaling. Particularly in cases where the determination of structural details could have an important effect on test results, structural details shall be designed carefully in accordance with law of scaling. In cases where structural details significantly deviate from law of scaling, possible effects shall be studied carefully and test results shall be compensated as necessary.

(1) In a test conducted to verify the seismic performance of a structure, test specimens used shall ideally be made as large as possible so as to minimize the size effect. Because of restrictions associated mainly with loading actuators and cost, however, scaled down test specimens are usually used. In designing test specimens, it is necessary to select an appropriate scale, taking law of scaling and the size effect into consideration.

(2) Structural details of test specimens should generally be designed in accordance with law of scaling. For example, in the case of a test conducted to verify the ductility performance of a reinforced concrete column to be used as a single-column pier, it is important not only to make the longitudinal reinforcement ratio and the hoop volumetric ratio as close to those of the actual structure as possible, but also to properly set the relationship among the diameter of the longitudinal bar, hoop spacing and thickness of cover concrete in accordance with law of scaling. The reason is that the structural details mentioned above significantly affect plastic hinge length by recent studies. This is because the use of large-diameter longitudinal bars or thick cover concrete under law of scaling causes the plastic hinge length for the test specimens to become relatively longer than that for the actual structure so that ductility becomes larger. If relatively thick longitudinal bars are used in a column, elongation from the footings increases and the angle of rotation at the base of the column increases so that the ductility of the test specimens is overestimated.

As the reduction ratio increases, there could be cases where very thin bars that are even thinner than those specified in the standards would have to be used if law of scaling were to be followed strictly. In such cases, the material properties of rebars or the bond characteristics between rebars and concrete could differ from the actual behavior, thus causing a new size effect problem. Thus, the decision to use excessively thin rebars in order to stick to law of scaling is not necessarily a good judgment. In order to prevent problems of this kind, therefore, it is desirable to use as large test specimens as possible for cyclic loading tests.

In tests conducted to verify the shear strength of reinforced concrete members, it is necessary to pay attention to the maximum aggregate size of the concrete. It is generally said that since the shear resistance carried by concrete is generated by the interlocking effect of aggregate, the shear resistance is affected by aggregate size. In view of the fact that the sizes of aggregates that are readily available are limited, and that in the case of special concrete containing small-size aggregate, fundamental mechanical properties such as compressive strength characteristics and the elastic modulus are likely to be influenced by aggregate size. Thus, use of small-size aggregates so as to follow law of scaling could be problematic. When determining the maximum aggregate size, therefore, it is advisable to evaluate test results, keeping in mind the possible influence of the size effect.

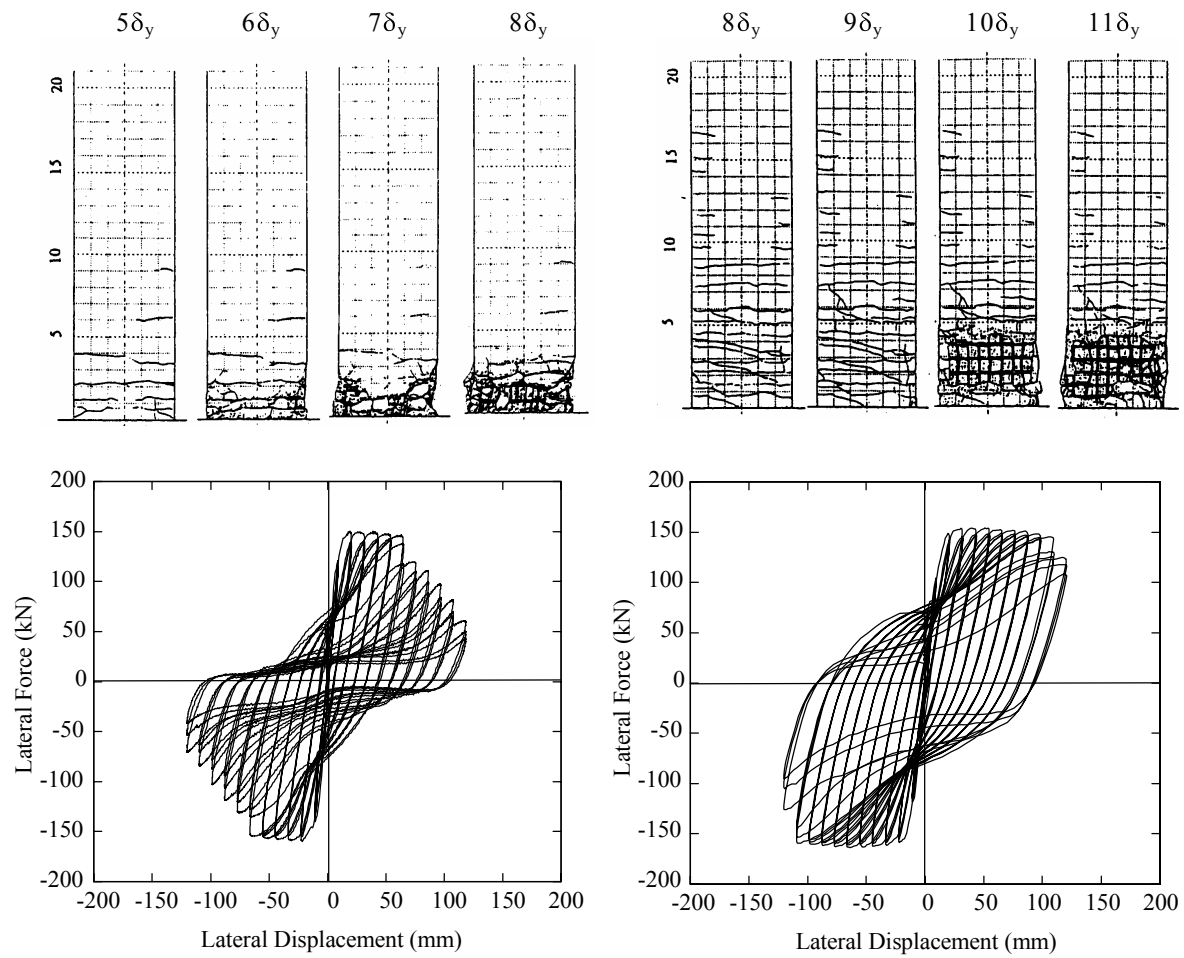
There is an example of a study of the influence of the relationship between the diameter of longitudinal bars, hoop spacings and the cross-sectional dimensions on plastic hinge length. **Fig.-3.2.1** shows differences in the diameter and number of longitudinal bars could influence cyclic loading test results even if the longitudinal reinforcement ratio is the same (1.0%). In the example, comparison is made between the case where 48 D10 bars are used as longitudinal reinforcement and the case where 28 D13 bars are used as longitudinal reinforcement. As shown, the displacement at the beginning of spalling cover concrete and decreasing lateral force is greater in the D13-bar case than in the D10-bar case, indicating that there is difference in seismic performance between the two cases. This is because thicker longitudinal bars lead to greater buckling lengths so that damage occurs in a larger area as shown in **Fig.-3.2.1** and plastic hinge length increases.

Fig.-3.2.2 shows the relationship between the diameters of longitudinal bar ratio and plastic hinge length for the test specimens whose only primary test parameter is the longitudinal bar diameter [1]. The longitudinal bar diameter ratio is a value obtained by making the longitudinal reinforcement diameter dimensionless by use of the cross-sectional dimensions. The plastic hinge length shown in **Fig.-3.2.2** has also been made dimensionless by use of the cross-sectional dimensions. As shown, for both the square cross section and the circular cross section, plastic hinge length increases as the longitudinal bar diameter ratio rises.

For reasons similar to those in the case of the diameter of the longitudinal bar, hoop spacing in a scaled down model often becomes relatively large in comparison with the hoop spacing used in the actual bridge piers if the hoop volumetric ratio is to be retained. **Fig.-3.2.3** shows the relationship between hoop spacing and plastic hinge length for the test specimens with different cross-sectional dimensions and hoop spacings at hoop ratios by volume of about 0.3% and 1.0 %. As shown, at the hoop ratios by volume of both 0.3% and 1.0%, plastic hinge length tends to increase as the ratio of the cross-sectional dimension to the hoop spacing increases. It can be said, however, that sensitivity level is lower than in the case of the influence of the longitudinal bar diameter ratio.

The cyclic loading test using full-scale reinforced concrete columns to study the size effect on the ductility characteristics is shown here. **Photo-3.2.1** shows the tested specimen with the square section of 2.4mX2.4m which has world largest specimen used for the cyclic loading tests. At the same time, scaled down model with length of 1/4 and the scale effect of the ductility was studied through the comparison between two specimens. **Fig.-3.2.4** shows the comparison of force-displacement relations between two specimens. For the scaled down model, the force is correct by the scale factor based on the similitude. **Fig.-3.2.4** shows the force-displacement relations agree well between two specimens. The maximum force of the full scale model is a little bit larger than that of the scaled model because of the difference of the strength of longitudinal re-bars used.

Thus, there are cases where differences in ductility occur between the actual bridge pier and a scaled down model if the reinforcement details of the scaled down model do not correspond to the reduction ratio for the cross-sectional dimensions. In order to reflect scaled down model test results in seismic performance verification, it is necessary to give consideration to the influence of the size effect as described above.



(a) Diameter of Longitudinal Bar: 10mm

(b) Diameter of Longitudinal Bar: 13mm

Fig-3.2.1 Effect of Diameter of Longitudinal Bars on the Ductility Characteristics

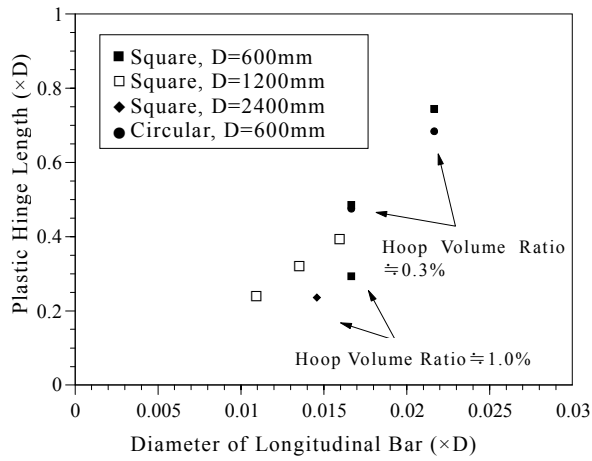


Fig.-3.2.2 Relationship between Diameter of Longitudinal Bar and Plastic Hinge Length

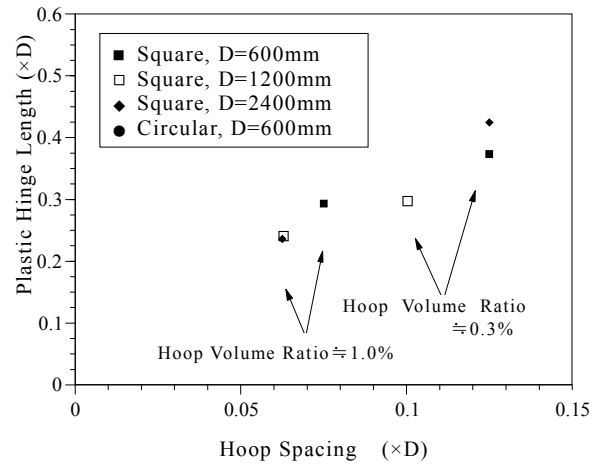


Fig.-3.2.3 Relationship between Hoop Spacing and Plastic Hinge Length

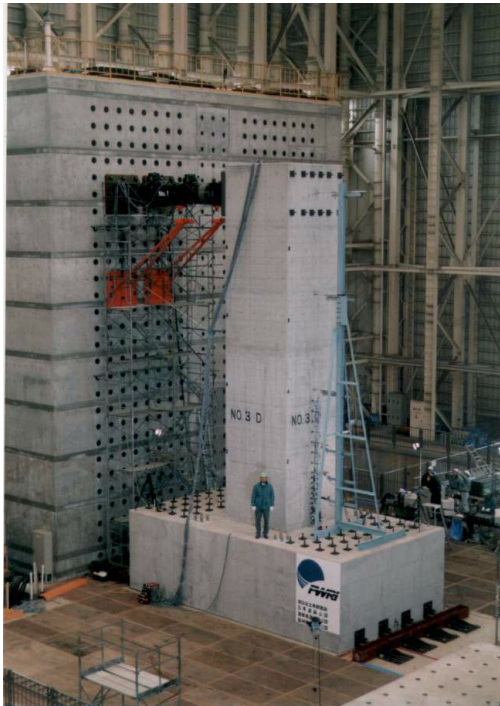


Photo-3.2.1 Loading Test for Full-Scale Reinforced Concrete Columns

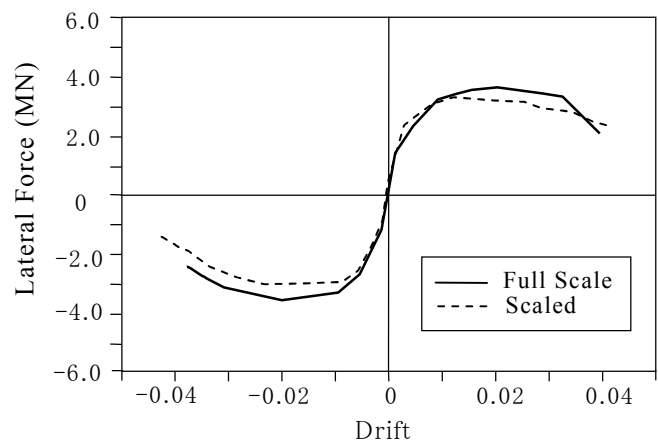


Fig.-3.2.4 Comparison of Force-Displacement Relationship between Full-scale and Scaled Specimens

3.2.3 Number of test specimens

- (1) The number of test specimens of each type shall be determined appropriately, taking into consideration failure characteristics and the variability of test results.
- (2) For a cyclic loading test to be conducted to verify ductility of flexural failure type reinforced concrete members, only one piece of each type of test specimen usually suffices.
- (3) For a cyclic loading test to be conducted to verify the performance with any variation including shear strength, the number of test specimens shall be determined depending on the variation characteristics.

(1) In order to allow for the variability of material properties, material tests on concrete and steel are conducted on three test specimens (testpieces), and the material properties are evaluated in terms of the average values of the test results. Since, however, cyclic loading tests on structural members are more time- and cost-consuming than material tests, a reasonable number of test specimens shall be used in view of failure properties and the variability of test results.

(2) Test results for ductility characteristics of flexural failure type reinforced concrete members vary little if the structural details of test specimens are identical. Therefore, the number of test specimens required is only one.

Fig.-3.2.5 compares the results of cyclic loading tests conducted on two identical square cross-sectional test specimens, each having a cross-sectional dimension of 600 mm and a shear span ratio of 5.0, under identical loading conditions. One of the two tests was conducted 2.5 years before the other test, though the measurement methods used were identical. As shown, the test results for the two specimens agree closely in a number of characteristics that are important in seismic performance evaluation, such as elastic stiffness; lateral strength of pier; the fact that the longitudinal bars began to buckle during the loading from the second to the third cycle of $6\delta_y$ loading; displacement at the time lateral force began to decrease; and the hysteresis curves after the lateral force began to decrease. These test results also indicate that in cyclic loading tests on flexural failure type reinforced concrete members, the influence of differences between test specimens on test results is very small.

(3) In cyclic loading tests, however, conducted for the purpose of verifying the shear strength of shear failure type or shear failure after flexural yielding type reinforced concrete members, there could be significant differences, even among identical test specimens, in average shear stress that can be resisted by concrete. This shall be kept in mind in drawing up test plans.

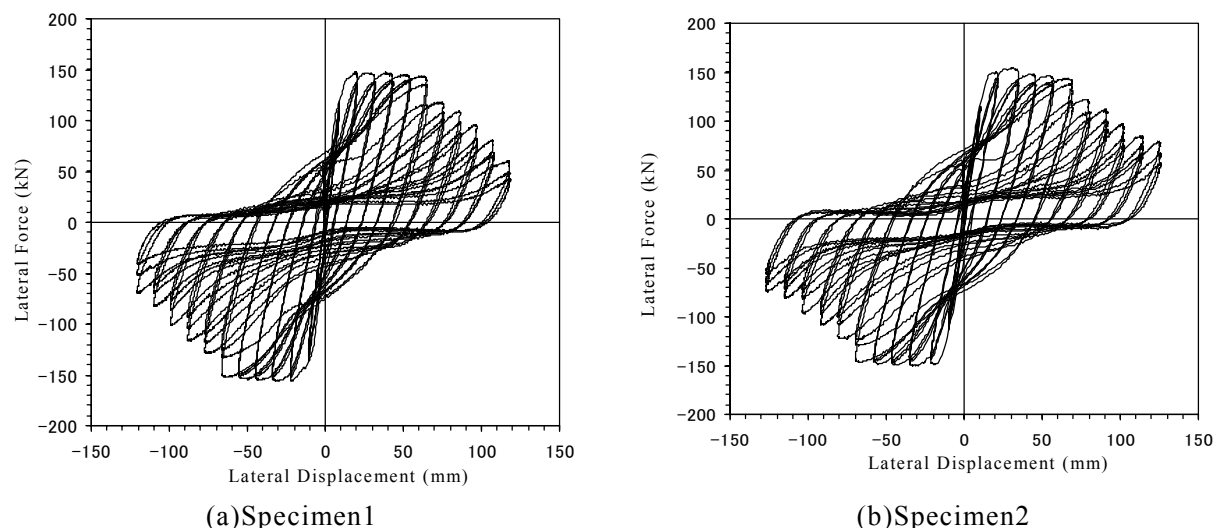


Fig-3.2.5 Experimental Test Results of Flexural Failure Type RC Column Specimen with the Same Design Conditions

3.3 Measurement items and measurement methods

- (1) The standard measurement items of a cyclic loading test are the load from the loading system and the displacement of test specimens. Other measurement items, such as the curvature of cross section and steel strain, shall be added depending on the purpose of testing.
- (2) In order to ensure accuracy of measurement data, measuring methods appropriate for each measurement item shall be selected. All measuring instruments to be used shall be checked in advance. During the preloading test described in 3.4.2, it shall be confirmed that the measuring instruments are functioning normally even during loading.

(1) Measurement items shall be selected depending on the purpose of testing. In general, the load from the loading system and the displacement of test specimens are essential measurement items in all cyclic loading tests for bridge piers. Other measurement items include the curvature of cross section, steel strain, concrete crack width, and elongation of longitudinal bar from footing. Measurement of these items shall be performed depending on the purpose of testing and the degree of necessity of these items. When verifying ductility characteristics of bridge piers, it is advisable to measure the cross-sectional curvature and the elongation of longitudinal bars from the footing.

(2) Determination of the mechanical properties of inelastic members is important in cyclic loading tests. After the occurrence of plasticization, the test cannot be started over again. It is therefore necessary to follow proper measuring procedures so that accurate data can be obtained for each of the planned measurement items and to check in advance the functioning of the measuring instruments to be used.

Important points to remember about measurements to be performed in cyclic loading tests are summarized below.

1) Data measurement system

In cases where the loading speed is high and the loading actuator is not stopped for data measurement, use of dynamic strain gauge and amplifier as part of the data measurement

system is recommended. Digital type data recorders have come into wide use in recent years. A rule of thumb is to use a sampling frequency more than 20 times higher than the loading frequency.

In cases where the loading apparatus can be stopped for data measurement, static strain gauges shall be used. Static strain gauges and amplifier shall also be used for data measurement in cases where the loading speed is low enough to prevent adverse effects of slow data measurement.

2) Measurement of load and displacement

(a) Load

Loads are usually measured electrically by using load cells. Load measurements are recorded in synchronization with other measurements. Load cells are installed in loading actuator in many cases, though there are cases where loads are measured by using load cells installed at the connection between the loading equipment and the test specimen.

(b) Displacement

Displacement is usually measured with displacement transducers. Lateral displacement and vertical displacement are measured. Lateral displacement is usually measured at the location where loads are applied by the loading actuators. In cases where the deformation mode of members is measured, lateral displacement shall be measured with a displacement meter aligned with the member axis direction. Vertical displacement is measured when shrinkage in the longitudinal direction of a column is measured.

Lateral displacement at the loading point is measured with a displacement transducer installed in the loading actuator or a displacement transducer installed between the test specimen and a reference point (stationary point). In cases, however, where a jig such as a loading plate is used between the loading equipment and the test specimen, the deformation of the test specimen shall be measured directly with a displacement transducer because of including the effect of the deformation of jig and relaxation of bolts. In a test in which the loading speed is high, use of measuring instruments with excellent dynamic characteristics, such as variable inductance type or cantilever type displacement meters or a laser displacement measuring system, should be considered.

3) Strain

In the case of reinforced concrete members, strain measurement involves mainly steel strains. To attach a strain gauge to a reinforcing bar, first polish the measurement area of the reinforcing bar surface so that a strain gauge base can be attached flatly. Then, clean the polished surface and attach the strain gauge. After that, it is good practice to coat the strain gauge area for waterproofing.

To measure steel strains, it is good practice to attach two strain gauges on opposite sides of the reinforcing bar so that flexural steel strains can be cancelled out. The lead wire of the strain gauge shall be taken out so that it will not interfere with the test. Care should be taken, when preparing a test specimen, not to take out the lead wire from an area where damage is expected.

4) Curvature

Curvature is measured mainly in cases where elasto-plastic behavior in a cross section near a plastic hinge, or plastic hinge length is to be evaluated. In the United States and New Zealand, the concept of plastic hinge length has long been in use in the evaluation of ductility of reinforced concrete bridge piers, so curvature measurement is widely practiced as part of cyclic

loading tests. In Japan, the evaluation of ductility based on plastic hinge length and the measurement of curvature have also been practiced since the Specifications of Highway Bridges in 1996. When verifying ductility on the basis of not only the ductility ratio based on lateral

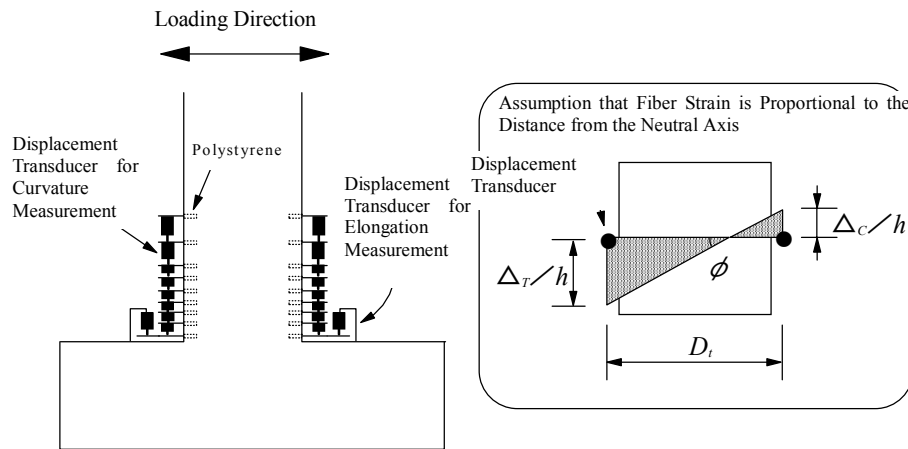


Fig-3.3.1 Example of Curvature Measurement of RC Column Specimen

displacement at the loading point location but also curvature in the plastic hinge region and plastic hinge length, it is good practice to measure curvature.

Lateral displacement δ at the column top of a cantilever-type reinforced concrete pier dominated by bending can be calculated, according to the bending theory, as;

$$\delta = \int_0^H \phi \cdot y dy \quad (3.1.1)$$

where,

ϕ : curvature at cross section at distance y from column top

y : distance from column top

H : height of column top from column base

The calculation of lateral displacement at the top of the column from Eq. (3.3.1) requires information on the vertical distribution of curvature. It is very difficult, however, to analytically determine the vertical distribution of curvature at the time the damage generally thought of as an ultimate state in seismic design, that is, the damage at the time buckling of the longitudinal bars and spalling of the cover concrete. The purpose of measuring curvature in cyclic loading tests is to investigate the curvature distribution at the time such damage occurs so that local lateral displacement can be rationally calculated from Eq. (3.3.1).

Curvature is an index defined for each cross section, and it is difficult to measure the curvature at a given cross section. In general, curvature at a plastic hinge or a nearby cross-sectional region shall be measured by the method shown in **Fig.-3.3.1**. Thus, a measurement section length is defined in the direction of column height, relative displacement near the extreme compression fiber and the extreme tension fiber in that section is measured, and from the measured values thus obtained, the average curvature at a cross section in the measurement section is calculated;

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \quad (3.3.2)$$

where,

ϕ : average curvature at a cross section in the measurement section

Δ_T, Δ_C : relative displacement near the extreme tension fiber and the extreme compression fiber in the measurement section

D_t : distance between the displacement transducers located on the compression and tension sides

h : length of the measurement section, which shall not be greater than 0.25 times the cross-sectional dimension in order to measure curvature distribution accurately

Curvature measurement expressed in Eq. (3.3.2) is in wide use in Europe, the United States and New Zealand. It is to be noted, however, that a curvature value obtained by this method is not a curvature at a particular cross section, but the average curvature at cross sections in the measurement section.

The displacement transducer for curvature measurement should be installed at a distance not less than thickness of the cover concrete from the test specimen. The reason is that when inelastic deformation progresses and the cover concrete begins to spall, the bulging cover concrete can be prevented from immediately coming into contact with the displacement transducer. Care should be taken, however, because if the displacement transducer is too far from the test specimen, accuracy of curvature measurement could be reduced. When preparing test specimens, it is necessary to preinstall steel bars to which to secure displacement transducers. Good practice is to anchor these steel bars into the core concrete and to protect the bars with expanded polystyrene or other materials in order to prevent the bars from being bent under the influence of spalling of the cover concrete.

Curvature is measured mainly for the purpose of analyzing the flexural deformation of a cross section in the plastic region. Therefore, the measurement section only needs to cover the area that is expected to become a plastic hinge region. In the case of a cantilever type reinforced concrete bridge pier, for example, the region in which curvature and its distribution need to be measured is the section from the pier base to a height of about $1.5D$ (D : cross sectional dimension).

5) Elongation of longitudinal bars from footing

If flexural inelastic deformation occurs at the column base of a structure consisting of a column connected to a massive concrete structure as in the case of a reinforced concrete pier–footing connection, the longitudinal bars anchored in the column begin to elongate and become exposed. The reason for this is that tensile strains in the longitudinal bars expand into the massive concrete so that integrated values of these strains appear at the column–footing connection in the form of the elongation. Then, the elongation of the longitudinal bars causes rotational deformation at the pier base so that part of the deformation caused by the loading actuators at the loading point is absorbed by the rotational deformation.

Thus, deformation of a reinforced concrete pier (column) consists of two components: flexural deformation of the pier column and rotational deformation of the pier base caused by elongation of the longitudinal bars. In a cyclic loading test, therefore, it is desirable to measure these two components separately.

As shown in **Fig.-3.3.1**, in connection with the rotational deformation at the column base due to elongation of the longitudinal bars, relative displacement is measured with displacement transducers located in the regions slightly above the top and base of the footing at both outer extreme compression and tension fibers, and rotational deformation is determined by dividing the differences between the measurements obtained from the two displacement transducers by the distance between the two displacement transducers. In this measurement, the ratio of the length of the relative displacement measurement section to the cross-sectional dimension needs to be minimized. In cases where the measurement section length cannot be made small because of restrictions associated with the setup of the measuring instruments and jigs, it is necessary to measure strain in the longitudinal bars in the cross section at the middle of the measurement section length and evaluate elongation by subtracting the displacement corresponding to the value obtained by multiplying the measured value by the measurement section length.

The method shown in **Fig.-3.3.1** has a couple of problems: the elongation of the longitudinal bars in the measurement section is included in the measured values, and as the cover concrete begins to spall, the bulging concrete comes into contact with the displacement transducer, hampering further measurement of longitudinal bar elongation. An alternative method is shown in **Fig.-3.3.2** [2]. In this method, a wire is secured to a longitudinal bar in the cross section at the column base and the wire is sheathed and led out of the fixed stub, and elongation is measured by measuring the movement of the wire. In this method, wire length can be minimized if a blockout is formed in the stub and a displacement transducer is installed in the blockout so that there is no need to lead the wire out of the stub.

If, however, longitudinal bar elongation is measured by the method shown in **Fig.-3.2.2**, it is necessary to take a number of precautions:

- (a) Minimize friction between the wire and the sheath.
- (b) Do not bend the sheath sharply.
- (c) Secure the wire so that it does not come off even if large plastic tensile strains occur in the longitudinal rebar.
- (d) Make sure there is no slack in the wire even when longitudinal bar elongation decreases (i.e., when the wire is pushed back).
- (e) Anchor the wire and the displacement transducer so that elongation and contraction transmitted through the wire can be measured accurately (i.e., without backlash).
- (f) Make sure that the connection between the longitudinal bar and the wire is not broken or the sheath does not move out of position during the placement of the concrete.

Usually, measurement of elongation shall be performed for only one longitudinal bar at the outer edge of each flange.

6) Shear deformation

For a reinforced concrete column with low shear-span ratio, bending and shear deformation is developed with loading. In particular for the shear failure type columns, the shear deformation is predominant in the deformation. **Photo-3.3.1** shows a example to directly measure the seahr deformation. The displacement sensors are installed on the dioagonal lines and the shear deformation is calculated from the displacement.



Photo-3.3.1 Example of Measurement of Shear Deformation

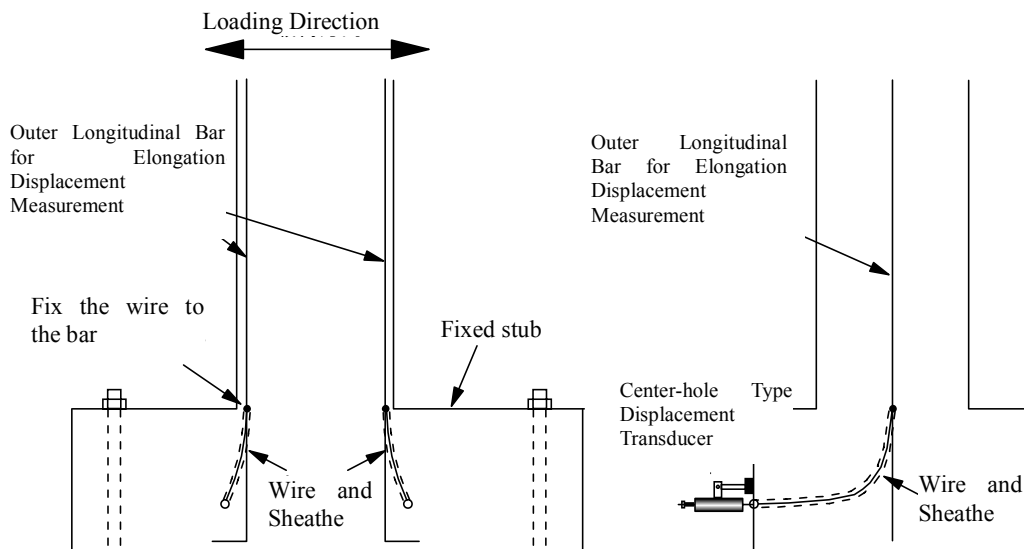


Fig-3.3.2 Example of Elongation Measurement of Longitudinal Bar

3.4 Loading method

3.4.1 Setup

- (1) Actuators and test specimen shall be setup so that the loading condition for the specimen is equivalent to that for an actual structure.
- (2) Measured force value shall be modified appropriately in case that the setup condition between the loading actuators and the specimen differs from actual loading condition.

(1) In case of cyclic loading test, force or displacement corresponding to seismic force is applied for the specimen using the loading actuator. If additional acting forces like dead load is considered, these forces are generally applied simultaneous by just as force or displacement corresponding to seismic force.

For example, axial force corresponding to the dead load of superstructure is applied for the RC pier for the member axial direction. It is general to apply axial force to the RC pier specimen because this force has an effect on the ductility performance and shear strength. Quasi-static cyclic loading test of the column that lateral and varying axial forces are applied during an earthquake is carried out, lateral force or displacement is applied with varying axial force.

In case that the difference of test results is small by reason of applying small additional forces, or in case that objective of the test is accomplished without applying the additional forces, the quasi-static cyclic loading test can be carried out without additional forces.

(2) There are many ways to set up the loading actuators and specimen by the test facilities conditions. Therefore, measured force value obtained by load cell which is installed in loading actuator is modified appropriately depending on the setup condition.

In case of carrying out the cyclic loading test of RC pier, lateral force is applied for the specimen with axial force corresponding to the dead load of superstructure shown in **Fig.-3.4.1**. Lateral force which is obtained by the load cell installed in loading actuator is different from actual one on the setup condition of axial loading actuator so that the lateral force is modified appropriately.

Fig.-3.4.1(a) shows setup that axial loading actuator can be moved for lateral direction following the lateral displacement of the specimen. It is not influenced for lateral force because axial force is constantly applied in vertical direction. Moreover, P-Δ effect can be evaluated appropriately by this test.

Fig.-3.4.1(b) shows setup that axial loading actuator is fixed on the loading frame by pin support. If lateral force is applied, axial loading actuator tilts and lateral component by the axial loading actuator is multiplied for the specimen as lateral force. Therefore, it is necessary to modify lateral force and axial force applied for the specimen by,

$$\begin{aligned} H_e &= H + W \sin \theta \\ &\approx H + \frac{W\delta}{L_v} \end{aligned} \quad (3.4.1)$$

$$W_e = W \cos \theta \quad (3.4.2)$$

where;

H_e : Compensated lateral force (kN)

W_e : Compensated axial force (kN)

H : Measured lateral force installed in the lateral loading actuator (kN)

W : Measured axial force installed in the axial loading actuator (kN)

θ :Angle between axial loading actuator and vertical direction of member at the lateral displacement is equal to δ (mm) (rad)

L_V : Distance between the both pin-supported ends of axial loading actuator (mm)

Fig.-3.4.1(c) shows setup that axial load is applied by tensile force of the PC steel bars. PC steel bars that connect at the beam to which set at the top of the pier, and are pulled down by using the center hall jack set at the bottom of reaction floor. Axial loading direction tilts and lateral component by the PC steel bar is multiplied as lateral force for the specimen against applied lateral loading direction. Therefore, it is necessary to modify lateral force and axial force applied for the specimen by,

$$H_e = H - W \sin \alpha$$

$$\approx H - \frac{W\delta}{L_t} \quad (3.4.3)$$

$$W_e = W \cos \alpha \quad (3.4.4)$$

where;

α :Angle between PC steel bar and vertical direction of member at the lateral displacement is equal to δ (mm) (rad)

L_t : Height of the setup point of lateral loading actuator from the bottom of reaction floor (mm)

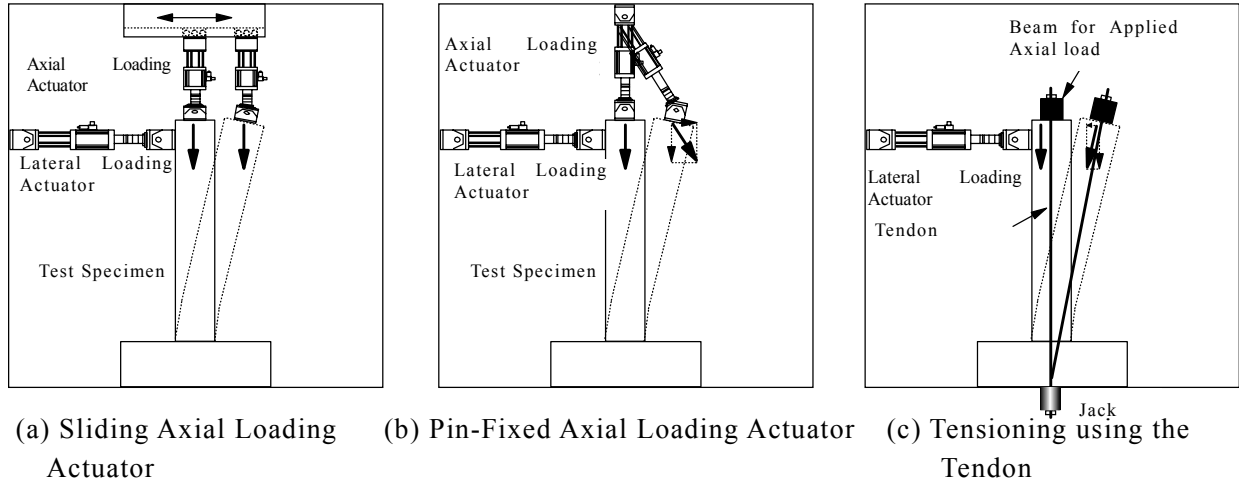


Fig.-3.4.1 Axial Loading Actuator Setup and Lateral Force Compensation

3.4.2 Preloading test

To check the elastic characteristics of specimen and operating condition of measuring equipment, carrying out the preloading test is recommended before main loading test described in 3.4.3.

Preloading test is carried out in the range smaller than the estimated first yielding strength P_{y0} of the pier. The difference of the cyclic number of loading has no effect on ductility performance of pier in this range. The cyclic loading test that peak lateral load is increased as $0.25P_{y0}$, $0.5P_{y0}$, $0.75P_{y0}$, $1.0P_{y0}$ (see Fig.-3.4.2) can be generally assumed as preloading test in case that estimation of yield displacement needs to be done or checking the elastic characteristics of specimen and operating condition of measuring equipment. P_{y0} is the estimated lateral load at first yield of the outer longitudinal bar using the material test results of specimen described in 3.4.4. In case of focusing on observation of the crack mechanisms such as crack width and crack spacing, it is necessary to be planned based on estimated lateral strength at cracking.

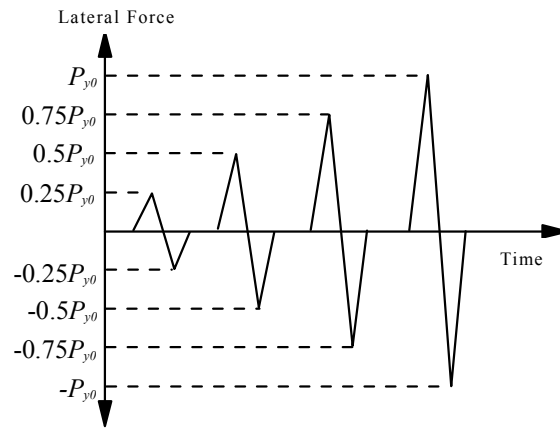


Fig.-3.4.2 Example of Loading Pattern for Preloading

3.4.3 Loading pattern

- (1) Loading pattern at the quasi-static cyclic loading test shall be provided appropriately on the basis of seismic elasto-plastic cyclic response behavior of target structures.
- (2) In case of cyclic loading test for structural members like bridge piers, it shall be provided as conventional loading pattern as 3 cycles at each deformation level with $n\delta_y$ ($n=1, 2, 3, \dots$). Following loading patterns taking into consideration of ground motion characteristics can be applied to verify the seismic performance of the structure.
 - 1) Plate boundary type earthquake
 - (1) Ten cycles at $1\delta_y$
 - (2) Ten cycles at $2\delta_y$
 - (3) Five cycles at $3\delta_y$
 - (4) Five cycles at $4\delta_y$
 - (5) Three cycles at $5\delta_y$
 - (6) Three cycles at $6\delta_y$
 - (7) Two cycles at $7\delta_y$
 - (8) Two cycles at $8\delta_y$
 - (9) Two cycles at each deformation level with $n\delta_y$ ($n=9, 10, 11, \dots$)
 - 2) Inland direct strike type earthquake
 - (1) Three cycles at $1\delta_y$
 - (2) Three cycles at $2\delta_y$
 - (3) Two cycles at $3\delta_y$
 - (4) Two cycles at $4\delta_y$
 - (5) One cycle at $5\delta_y$
 - (6) One cycle at $6\delta_y$
 - (7) One cycle at $8\delta_y$
 - (8) One cycle at $10\delta_y$
 - (9) One cycle at each deformation level with $2n\delta_y$ ($n=6, 7, 8, \dots$)
- where δ_y : yield displacement prescribed in 3.4
- (3) Lateral loading shall be applied generally by displacement control. In case of applying axial force for the member, it shall be applied generally by loading control.
- (4) Lateral displacement shall be increased gradually until the lateral force decreases to below 80% of the maximum lateral force at the first cycle for each loading step.

(1) Loading pattern at the cyclic loading test usually provides without reference to earthquake ground motion characteristics. On the other hand, many former researches indicated that seismic performance like ultimate displacement and ductility factor depends on the cyclic number and loading history [3-7].

Fig.-3.4.3 shows that the cyclic loading test results which the flexural failure type RC pier specimens with same properties were applied different loading patterns [7]. Lateral displacements of P1, P2 and P3 specimens were increased by $1\delta_y$, though the cyclic numbers at each deformation level were one for P1 specimen, three for P2 specimen and ten for P3 specimen. Lateral displacement of P4 specimen was increased $1\delta_y$, $3\delta_y$, $5\delta_y$ and $15\delta_y$ with one cycle at each displacement level. These results showed that the lateral displacement at the beginning of decreasing the lateral force was large at the low cyclic loading numbers.

Ductility performance evaluated by test result depends on the loading pattern, so it is necessary to provide the loading pattern rationally. Therefore the loading pattern at the cyclic loading test shall be provided appropriately on the basis of seismic elasto-plastic cyclic response behavior of the member.

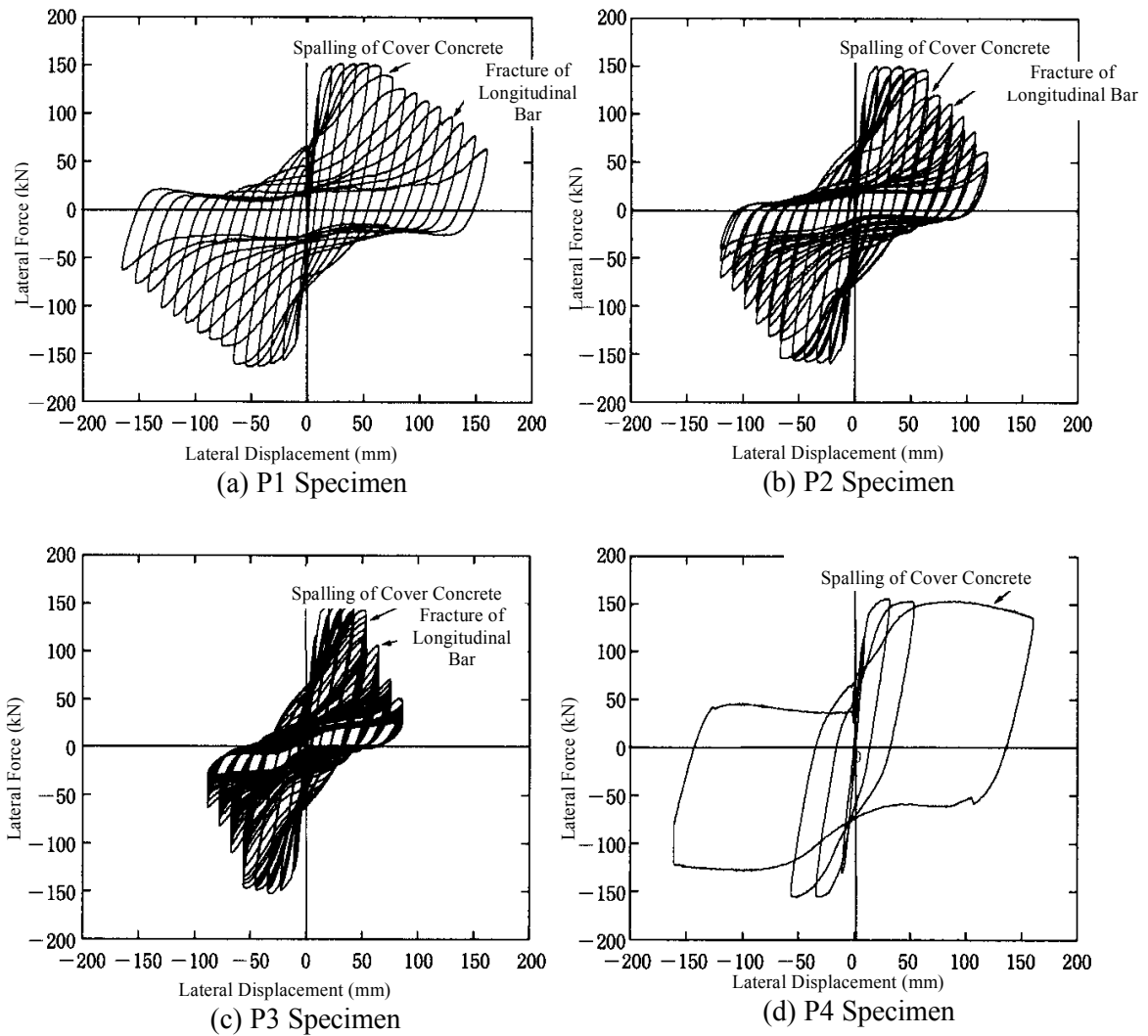
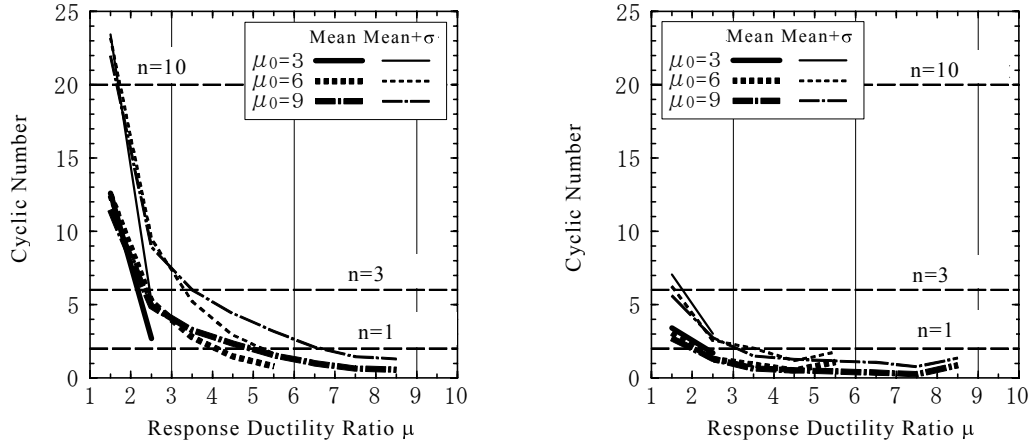


Fig.-3.4.3 Effect of Difference of Loading Patterns on the Ductility Performances [6]

(2) It is complicated to provide the loading pattern taking into consideration of elasto-plastic cyclic response behavior of the member changed by the earthquake ground motion characteristics, predominant period of structure and nonlinear hysteresis characteristics. Loading pattern shall generally provide on references for the RC pier [8,9].

1) Nonlinear cyclic response characteristic analysis of RC pier

RC pier was modeled as SDOF system, and nonlinear time history response analyses were carried out. Degrading elasto-plastic model (Takeda Model), which could evaluate the nonlinear response behavior of the RC member well, was used as the hysteresis rule. A total of 95 components of ground motion records, which are consisted of recorded at the ground level in Japan (77 components) and simulated ground motions for seismic design (18 components), were used as analytical input ground motion. The dataset of 77 ground motions were based on the 25 earthquakes that the JMA magnitude scale was over 6.5, and both plate boundary type earthquake (hereafter called "Type I earthquake") and inland direct strike type earthquake (hereafter called "Type II earthquake") ground motions were included. Ten predominant periods



(a) Type I Earthquake Ground Motion (b) Type II Earthquake Ground Motion

Fig.-3.4.4 Cyclic Number of Inelastic Response

between 0.1 to 2.0 seconds and three maximum response ductility ratios μ_0 as 3.0, 6.0 and 9.0 of the structure were set as analytical parameters.

2) Counting the cyclic number of plastic response

Fig.-3.4.4 shows mean and standard deviation of response ductility ratios frequency before maximum response displacements for each earthquake type. Frequencies of response ductility ratios for pushing and pulling direction are counted separately. When maximum response ductility ratio is between k and $k+1$ ($k=1, 2, \dots, 8$), the cyclic number is plotted at the point of $\mu=k+0.5$ in the Figure. Conventional cyclic loading patterns that cyclic number n is constant for each deformation level ($n=1, 3, 10$) are also shown.

In case of Type I earthquake ground motion, cyclic response numbers taking standard deviation plus average into consideration are about 23 times for 1 to $2\delta_y$, about 6 times for 3 to $4\delta_y$ and about 3 times for 5 to $6\delta_y$. This result shows that the cyclic response numbers are decreased gradually as increasing the response displacement. Therefore reducing the cyclic numbers as increasing response displacement is rational to simulate the actual structural response behavior for Type I earthquake ground motion though the cyclic number of conventional loading patterns is constant for each loading displacement.

A cyclic number for Type II earthquake ground motion is obviously less than Type I earthquake ground motion. Cyclic response numbers taking standard deviation plus mean into consideration are about 6 times for 1 to $2\delta_y$, though about once subsequent $3\delta_y$. This result indicates that it is enough to apply once subsequent $3\delta_y$ for Type II earthquake ground motion.

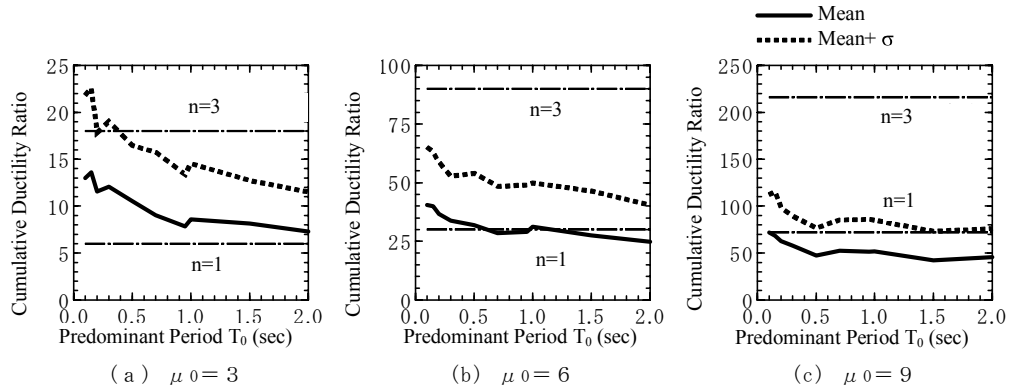
3) Cumulative ductility ratio

The U.S. researchers use cumulative ductility ratio as the index to evaluate the cyclic plastic response numbers [10]. Cumulative ductility ratio is defined by,

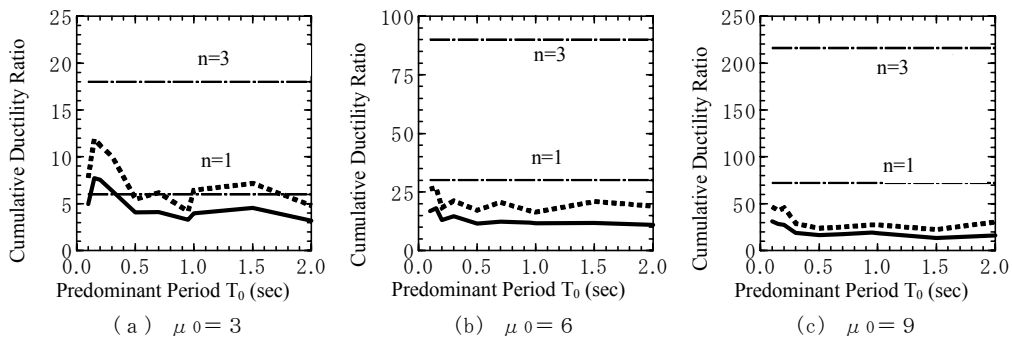
$$N_p = \frac{\sum_i (\delta_i - \delta_y)}{\delta_y} \quad (3.4.5)$$

where;

N_p : Cumulative ductility ratio



(1) Type I Earthquake Ground Motion



(2) Type II Earthquake Ground Motion

Fig.-3.4.5 Cumulative Ductility Ratio until Maximum Response Displacement

δ_i : Absolute maximum lateral displacement in the time of $t_i \leq t \leq t_{i+1}$

δ_y : Yield displacement

t_i : i -th time that response displacement is equal to zero

Fig.-3.4.5 shows the relationship between cumulative ductility ratio before maximum response displacements obtained by Eq. (3.4.5) and predominant period for each earthquake type. Cumulative ductility ratios that cyclic numbers for each loading displacement are equal to once or three times are also shown in these Figures. Cumulative ductility ratio for Type II earthquake ground motion is about half as much as for Type I earthquake ground motion. Moreover, this result indicates that conventional loading pattern which cyclic number is constant for each deformation level with yield displacement is more severe than the actual loading condition so large as target maximum ductility ratio. Cumulative ductility ratio for Type I earthquake ground motion tends to decrease as the predominant period is long. On the other hand, that for Type II earthquake ground motion keeps constant without being dependent of predominant period because of short time until maximum response displacement occurred and low cyclic plastic response number.

4) Setting of loading pattern

Based on analytical results mentioned above, cyclic loading pattern for RC pier shall be provided in accordance with target type of ground motion. **Fig.-3.4.6** and **Fig.-3.4.7** show cyclic

loading patterns for Type I and Type II earthquake ground motions. **Table-3.4.1** shows the comparison of cyclic numbers between plastic response by nonlinear time history response analysis shown **Fig.-3.4.4** and loading patterns shown **Fig.-3.4.6** and **Fig.-3.4.7**. It is found that the cyclic loading patterns shown **Fig.-3.4.6** and **Fig.-3.4.7** are rational to the extent that the ductility ratio is eight for each type of earthquake ground motion though loading condition by the conventional loading pattern is more severe than actual one. In case of Type I earthquake ground motion, conventional loading pattern that cyclic number is three for each displacement could be selected because the large cyclic number at the small displacement is not influenced structural ductility characteristic so much.

These loading patterns are mainly assumed as verification of ductility characteristic of RC piers. If the test is carried out for the different objective such as comparison of previous test result, loading pattern can be selected according to the objectives.

These loading patterns are for the verification of ductility characteristics of RC piers. There is a shear failure type which fails with low ductility characteristics before or around the yielding of longitudinal re-bars. For these shear failure type piers, the loading pattern should not be based on the yielding displacement. It is a method to increase the loading force with some cyclic loading up to the peak force as shown in **Fig-3.4.2**.

(3) Lateral loading actuator is controlled based on displacement because cyclic load is applied in plastic deformation region. Axial load is applied by load-controlled because axial load is constant load or fluctuating one.

(4) Lateral displacement shall be increased gradually by the loading patterns shown **Fig.-3.4.6** and **Fig.-3.4.7** until the lateral force decreases to below 80% of the maximum lateral force at the first cycle for each loading step. This is because that it is necessary to continue the test until verified notable event for seismic performance evaluation as described in **3.5.1**.

It takes notice that severe damage of the specimen such as fractured many longitudinal bars is taken place because the specimen after the test is unstable and it may be dangerous to take it away from the point of view to conduct the tests safely.

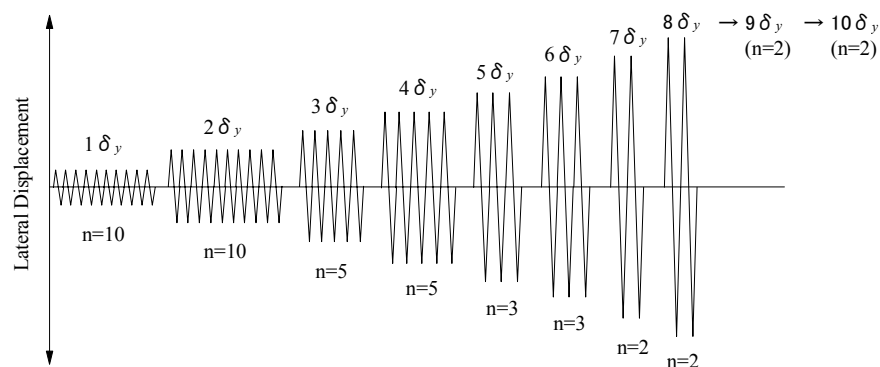


Fig.-3.4.6 Example of Loading Pattern to Verify Seismic Performance for Type I Earthquake Ground Motion

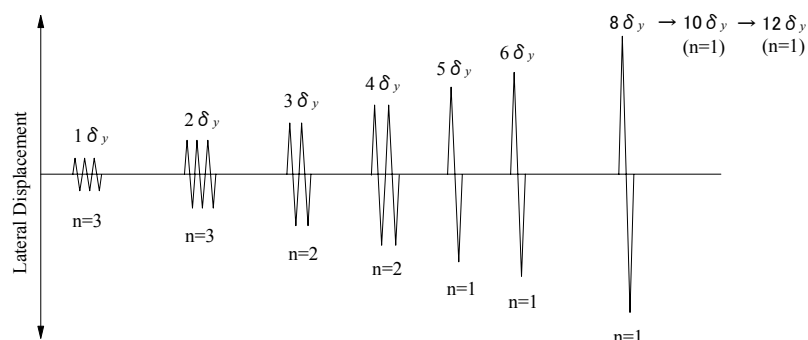


Fig.-3.4.7 Example of Loading Pattern to Verify Seismic Performance for Type II Earthquake Ground Motion

Table-3.4.1 Comparison of Cyclic Number between Inelastic Response and Recommended Loading Pattern

Target Ductility	Ranges of Inelastic Response	Type I motions			Type II motions		
		mean	mean+ σ	Recommended History *	mean	mean+ σ	Recommended History *
3.0	1.0 to 2.0	12.60	23.43	20 (n=10)	3.42	7.06	6 (n=3)
	2.0 to 3.0	2.70	5.19	10 (n=5)	1.72	3.02	4 (n=2)
6.0	1.0 to 2.0	12.43	23.14	20 (n=10)	3.03	6.25	6 (n=3)
	2.0 to 3.0	5.18	9.49	10 (n=5)	1.27	2.57	4 (n=2)
	3.0 to 4.0	2.77	5.22	10 (n=5)	0.91	2.02	4 (n=2)
	4.0 to 5.0	1.47	2.91	6 (n=3)	0.50	1.17	2 (n=1)
	5.0 to 6.0	0.79	1.64	6 (n=3)	1.08	1.74	2 (n=1)
9.0	1.0 to 2.0	11.45	21.96	20 (n=10)	2.69	5.59	6 (n=3)
	2.0 to 3.0	4.90	8.91	10 (n=5)	1.31	2.72	4 (n=2)
	3.0 to 4.0	3.24	6.01	10 (n=5)	0.63	1.49	4 (n=2)
	4.0 to 5.0	2.33	4.38	6 (n=3)	0.52	1.26	2 (n=1)
	5.0 to 6.0	1.54	3.15	6 (n=3)	0.44	1.16	2 (n=1)
	6.0 to 7.0	1.00	2.10	4 (n=2)	0.37	1.06	skip
	7.0 to 8.0	0.63	1.44	4 (n=2)	0.24	0.77	2 (n=1)
	8.0 to 9.0	0.56	1.29	4 (n=2)	0.87	1.34	skip

*Note: n is a cyclic number determined for cyclic loading tests

3.4.4 Definition of yield displacement

Yield displacement for cyclic loading test may be defined by Eq. (3.4.6).

$$\delta_y = (P_{max} / P_{y0}) \delta_{y0,exp} \quad (3.4.6)$$

where;

δ_y : Yield displacement

P_{max} : Estimated lateral strength using the material test results

P_{y0} : Estimated lateral strength at first yield of the outer extreme longitudinal bar using the material test results

$\delta_{y0,exp}$: Measured lateral displacement at lateral loading point when lateral force is equal to P_{y0}

Yield displacement is used as a reference displacement for cyclic loading test. In general, conventional definition of yield displacement at the test is the displacement at the loading point when measured strain of outer longitudinal bar at the base of column reaches to yield strain. However, if the lateral displacement exceeds yield one based on yielding of outer longitudinal bar, stiffness of specimen doesn't change drastically due to longitudinal bars arranged at parallel loading sides. It is not the elastic limit of the structural member. Moreover, lateral force - lateral displacement relationship of RC pier is usually modeled as bilinear elasto-plastic model and cyclic loading patterns shown in **Fig.-3.7.6** and **Fig.-3.7.7** provide based on analytical results using bilinear elasto-plastic model. Therefore, the yield displacement is defined as the lateral one when it gets to elastic limit point on the bilinear elasto-plastic model.

Yield displacement defined above can be obtained by Eq. (3.4.6). It is necessary to estimate lateral strength, Lateral force and displacement when the outer longitudinal bar is yield to obtain the yield displacement. However, experimental lateral strength of pier is unknown when providing yield displacement because this value is obtained after lateral displacement in excess of yield one applied. There is a possibility that the judgement at yielding the outer longitudinal bar is different with researchers because of depending on variation of measurement values and installation points of strain gauges. To remove these variation factors, lateral strength and lateral force at yielding the outer longitudinal bar are estimated using the material tests results for the specimen (concrete, steel bar and so on) by the static elasto-plastic analysis. Lateral displacement at yielding the outer longitudinal bar shall be defined as measured one when lateral force applied by actuator is equal to estimated P_{y0} by the preloading test described in **3.4.2**.

3.4.5 Loading speed

- (1) Loading speed shall be provided appropriate by according to loading actuator performance.
- (2) In case of high accelerative loading test, the effect of inertia forces by the weight of specimen, swivel head and so on shall be considered to evaluate lateral force.

(1) Actual response velocity of pier at the earthquake will be changed dependent on input earthquake ground motion characteristics, predominant period of structure, progression of plasticity of the member and so on. Kawashima et. al. were carried out the cyclic loading tests for flexural failure type RC piers (shear span ratio is 6.0) which loading speeds were 100cm/s and 10cm/s. They pointed out that lateral displacement at spalling of the cover concrete and hysteresis energy absorption in case of 100cm/s is slightly larger than 10cm/s case [2]. Ozaki et. al. were carried out similar tests that shear span ratio is 3.5 and loading speeds is 1cm/s, 5cm/s and 10cm/s, and pointed out that lateral strength tended to slightly large accordance with high loading speed though there were scarcely the effect of crack and damage characteristics and lateral force – lateral displacement hysteresis curve relationship.

Judging by these previous researches, the test results are scarcely varied by the difference of loading speed conditions as far as verification of ductility performance. Moreover, loading speed shall stipulate as mentioned above in this *Guidelines* because test facilities that equipped with large actuators and hydraulic pressure generation system which can carry out high loading speed are limited.

(2) When loading starts by rapid acceleration or stops by rapid deceleration, inertia forces by the weight of specimen, swivel head and so on are added and measured as load value by load cell installed in actuator. It is necessary to compensate the measured load value after the test by measured acceleration for loading direction at the lateral loading point in case that response acceleration of specimen is high and inertia forces have an effect on the test result.

3.5 Evaluation of test results

3.5.1 Critical damage situation for seismic performance evaluation

- (1) Critical damage situation of specimen for seismic performance evaluation shall be provided with limit states for seismic design of the bridge and failure characteristics of tested member.
- (2) Critical damage situation for RC pier is generally defined as repairable limit state and the state that the lateral strength decreases significantly. Repairable limit for standard RC pier is defined as taking place buckling of longitudinal bars and spalling of cover concrete. The state that the lateral strength decreases significantly is defined that the lateral force decreases to below 80% of the maximum lateral force at the first cycle for each loading step.

(1) Limit state of structural members consisted of the bridge is set up with required seismic performance in seismic performance verification of the bridge. Therefore, when seismic performance of the structural member is verified by the experimental test, critical specimen damage situation for seismic performance evaluation shall be provided with limit states for seismic design of the bridge and failure characteristics of tested member. It is necessary to pay attention to progress of the specimen damage to correspond with the loading step.

(2) Seismic design specification of the highway bridge prescribed that limit state of piers is repairable limit state or the state that the lateral strength decreases significantly corresponding to required seismic performance when the design condition is considered primary plasticity in the bridge pier for level 2 earthquake ground motion. These limit states need to be defined clearly.

The progress of the flexure failure type RC pier is as follows; development of lateral crack, buckling of the longitudinal bar and spalling of the cover concrete, damage of the core concrete, and fracture of longitudinal bar by low cycle fatigue for some tests, shown in **Fig.-3.5.1**. Considering the progress of damage and easiness of repair, repairable limit state is generally defined as taking place buckling of longitudinal bars and spalling of cover concrete though it depends on locational conditions and so on strictly. The state that the lateral strength decreases significantly is defined that the lateral force decreases to below 80% of the maximum lateral force at the first cycle for each loading step. Another definition for this limit state is proposed that the lateral force decreases to below P_{y0} . Though there is scarcely difference both evaluated values for standard RC pier, it is rational to be defined like a provision if there is a significant difference between maximum lateral force and first yielding lateral strength.

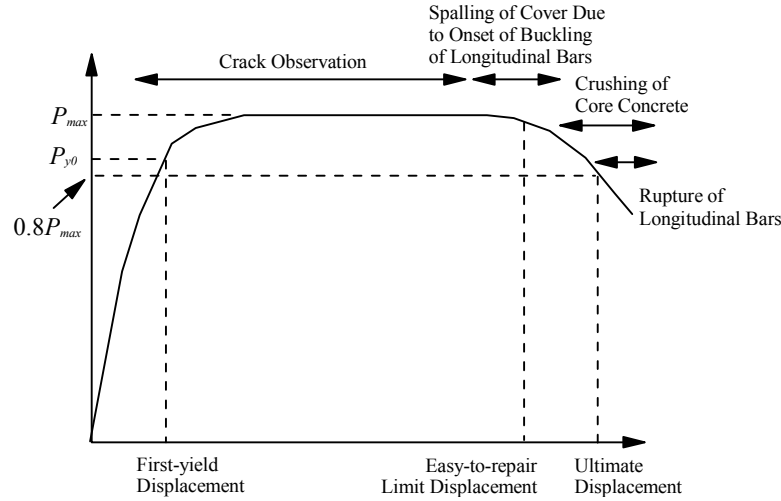


Fig-3.5.1 Progress of Damage and Critical Damage Situation for Flexure Failure Type RC pier

3.5.2 Presentation of test results

- (1) Following quasi-static cyclic loading test results shall be presented;
 - 1) Hysteresis and skeleton curves of lateral force and lateral displacement relationships
 - 2) Specimen damage for each loading step
 - 3) Hysteresis energy absorption
 - 4) Elongation displacement of the longitudinal bar from the fixed stub
 - 5) Others
- (2) Lateral forces and lateral displacements described in 3.4.4 and 3.4.5 shall be expressed numerically.

- (1) Minimum presentation items of test results for cyclic loading test are provided here.
 - 1) Lateral force – lateral displacement hysteresis curve is most representative item of the test result. Skeleton curve is also presented though it is not enough to express the specimen behavior under the cyclic loading such as hysteresis loop shape.
 - 2) It needs to be discussed the specimen damage with objective of the reparability of the bridge so that specimen damage need to be recorded for each loading step.
 - 3) Hysteresis energy absorption that can be used as the index of stability of hysteresis loop and so on is obtained by,

$$W = \sum_i \frac{1}{2} (P_{i+1} + P_i) (\delta_{i+1} - \delta_i) \quad (3.5.1)$$

where;

W : Hysteresis energy absorption

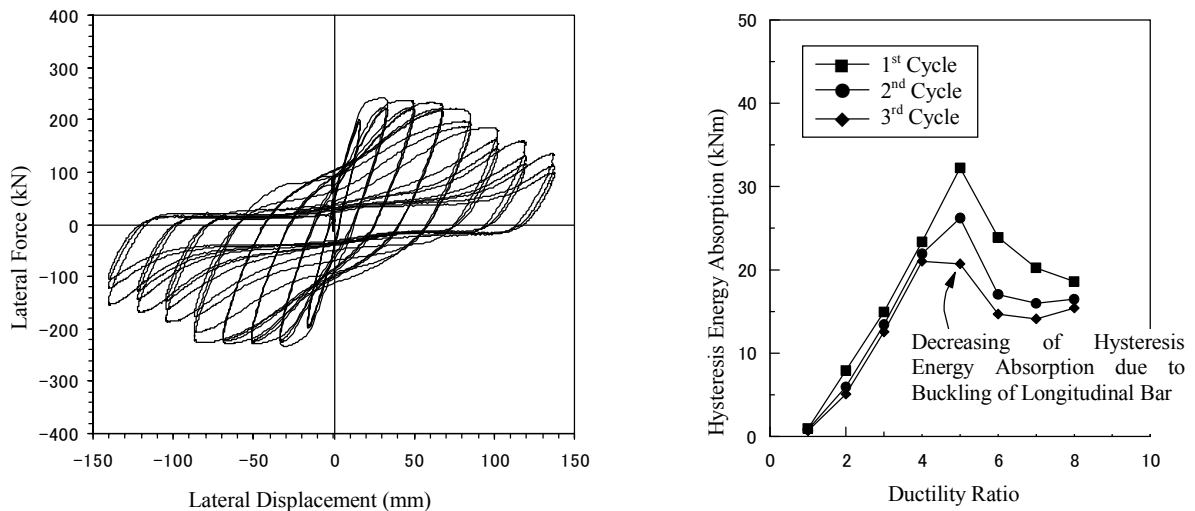
P_i : Measured lateral force at i

δ_i : Measured lateral displacement at i

i : Number of data for each loading cycle

Previous RC pier test results showed that hysteresis energy absorption for the one loading cycle was increased with increasing the loading displacement though it was decreased after buckling of longitudinal bars [11]. **Fig.-3.5.2** shows the example of lateral force - lateral

displacement relationship and hysteresis energy absorption for rectangular pier test results. Spalling of cover concrete by buckling of the longitudinal bars became on the second loading cycle of $5\delta_y$ (about 85 mm). This effect was expressed that increment of energy absorption for the second loading cycle between 4 to $5\delta_y$ is smaller than former loading steps, and energy absorption for the third loading cycle of $4\delta_y$ is also smaller than that of $5\delta_y$. Therefore, energy absorption has effect on the judgment and impact for seismic performance by buckling of the longitudinal bar quantitatively.



(a) Lateral Force – Lateral Displacement
Hysteresis Curve

(b) Relationship between Hysteresis
Energy Absorption and Ductility Ratio

Fig.-3.5.2 Hysteresis Energy Absorption and Onset of Buckling of Longitudinal Bar

4) Test specimen is generally combined the fixed stub to set up the reaction floor or reaction wall. In case of pier test, fixed stub is equivalent to footing. Measured lateral displacement at the lateral loading point is involved rotation displacement caused by longitudinal bar elongation from the footing in addition to flexure deformation of pier as described in 3.3. It shall be presented the measurement results of elongation displacement of longitudinal bar to divide measured lateral displacement with flexure deformation of pier.

5) Other measurement items such as curvature and strain of steel bar shall be presented in accordance with the test object. Curvature is used to evaluate plastic ductility performance for cross section and plastic hinge length. Flexural moment – curvature relationship is used for cross sectional plastic ductility performance evaluation and curvature distribution is used for plastic hinge length evaluation.

Strain distribution of longitudinal bar is presented by the object of clarified plastic area of bar and bond characteristics in the footing.

(2) Lateral displacements and lateral forces described in 3.4.4 and 3.5.1 are important to evaluate seismic performance of structural member. Therefore, these values are expressed numerically to refer from other researchers shown in **Table-3.5.1** as an example.

Table-3.5.1 Example of Compilations of Critical Damage Situation based on Experimental Test Results for Seismic Performance Evaluation

Critical Loading Step	Defined Yield Limit State		Maximum Lateral Force		Spalling of Cover Concrete due to Onset of Buckling of Longitudinal Bar		Decreasing Lateral Force below 80% of the Maximum one at the First Cycle for Each Loading Step	
Specimen	Lateral Force (kN)	Lateral Disp. (mm)	Lateral Force (kN)	Lateral Disp. (mm)	Lateral Force (kN)	Lateral Disp. (mm)	Lateral Force (kN)	Lateral Disp. (mm)

4. Shake table test of structural members

4.1 Purpose

Shake table tests are conducted to investigate the following:

- (1) Dynamic behavior properties under the action of seismic vibration (response characteristics, failure characteristics and hysteresis characteristics)
- (2) Performance verification of structures against specific earthquake ground motion
- (3) Verifications of mechanical model including load - displacement hysteresis characteristics
- (4) Response values of curvature, strain etc.

This section indicates the purposes of shake table tests.

In order to clarify its structural response characteristics etc. during an actual earthquake, shake table test is conducted by vibrating a shake table that corresponds to the ground. The difference between a shake table test and a cyclic loading test is the input conditions. Though a certain pattern of cyclic number and amplitude is used in a cyclic loading test, a specific time history earthquake waveform is used in a shake table. Even when the response spectrums are identical, there is not just one earthquake waveform that fits it. Because the nonlinear response characteristics vary according to differences in the phase and the duration of the earthquake ground motion, it is necessary to understand that the response and failure test results are only for a specified input ground motion.

4.2 Law of scaling

When a test is conducted using a scaled down test specimen, the test specimen shall be designed and prepared and the shaking conditions shall set appropriately considering the law of scaling.

Just as in the case of a cyclic loading test, when performing a shake table test, it is essential to comply with the law of scaling in order to obtain response characteristics identical of those of a full-scale structure using a scaled down test specimen. Therefore the specimens should be designed and prepared as described in 3.2.1 and in 3.2.2. It is also necessary to consider the law of scaling for the inertia force and the time scale when doing a shake table test.

This is the concept of the law of scaling in a case where the superstructure is directly supported by the specimen (bridge pier). Because the specimen directly supports the superstructure, axial force (vertical force) produced by the weight of the superstructure, which is represented by the product of its mass and the gravity acceleration, is applied. The gravity acceleration is constant regardless of the size of the specimen, and the actual full-scale structure and the specimen model are made of the same material, the elastic modulus of the material is also constant. Under these conditions, the scale factor of the length (=actual full-scale structure/ test specimen model) is defined as S_L , the variables are adjusted based on the law of scaling shown in **Table-4.2.1**.

Because the dimension of the mass is second power and the dimension of the volume is third power, the dimension of the density is -1 power, therefore material that is denser than that of the actual structure should be used in order to satisfy the law of scaling. However, the density cannot be adjusted because of using the same material as the actual structure, the law of scaling cannot be satisfied. In order to resolve this problem, it is necessary make an adjustment by adding mass. If the mass of the actual structure is represented by m , the additional mass that should be added Δm is obtained by the following equation, because the mass of the model is m/S_L^2 in a case where the law of similarity is completely satisfied and it is m/S_L^3 in a case where

the density is unchanged.

$$\Delta m = \frac{m}{S_L^2} - \frac{m}{S_L^3} = \left(\frac{S_L - 1}{S_L^3} \right) m \quad (4.2.1)$$

A concrete block or a steel weight is usually used as the additional mass. If additional weight would be placed, the specimen should be designed to be paid attention to change the location of center of inertia changes from its location without additional weight. It is impossible to place the additional weight according to the law of scaling in the case that the size reduction rate is large because relatively large additional mass is needed. If the additional mass is inadequate, the predominant period and yield strength of the specimen will be in a relationship of scaling and the law of scaling cannot be completely satisfied for all cases. Therefore, judgement to adjust the scale factor of the input acceleration is made appropriately for the purpose of the test.

In a case that axial force is applied by tensioning of the PC steel bars and the lateral inertia force is obtained by linking weight through the loading beam with the specimen as shown in **Fig.-3.4.1(c)**, the dimension of the acceleration need not be the first power because the gravity field in the vertical direction caused by the superstructure weight does not apply as far as ignored the self-weight of the bridge pier.

The time scale of the original waveform should be reduced in accordance with the law of scaling, which the time is a dimension in the 0.5 power, especially performing a test to simulate actual response behavior. However, the shaking time will shorten with large of the size reduction rate, so it is necessary to be careful the performance limit of the shake table and the sampling frequency.

Based on above discussion, a general view of the scale factors for a static test that include cyclic loading test and a shake table test summarized in **Table-4.2.2**. Moreover, it is necessary to pay attention not only to the law of scaling but also to the scale effect as in **3.2.2**.

Table-4.2.1 Scale Factors (Acceleration and Elastic Modulus are Considered as Unity)

Variable	Notation	Dimension	Scale Factor	Remarks
Length	L	L	S_L	Basic Variable
Density	ρ	ρ	$1/S_L$	
Time	T	t	$S_L^{0.5}$	
Frequency	f	1/t	$S_L^{-0.5}$	
Stress	σ	$\rho L^2/t^2$	1	
Elastic Modulus	E	$\rho L^2/t^2$	1	Basic Variable
Force	F	$\rho L^4/t^2$	S_L^2	
Bending Moment	M	$\rho L^5/t^2$	S_L^3	
Curvature	ϕ	1/L	$1/S_L$	
Acceleration	α	L/t^2	1	Basic Variable
Mass	m	ρL^3	S_L^2	
Weight	W	$\rho L^4/t^2$	S_L^2	

Table-4.2.2 Scale Factors for Static Test and Shake Table Test

Variable	Static test ¹⁾	Shake Table Test	
		Superstructure supported by specimen	Superstructure not supported by specimen
Length	S_L	S_L	S_L
Time	—	$S_L^{0.5}$	$S_L^{0.5} S_a^{-0.5}$ 2)
Frequency	—	$S_L^{-0.5}$	$S_L^{-0.5} S_a^{0.5}$
Stress	1	1	1
Elastic Modulus	1	1	1
Force	S_L^2	S_L^2	S_L^2
Bending Moment	S_L^3	S_L^3	S_L^3
Curvature	S_L^{-1}	S_L^{-1}	S_L^{-1}
Acceleration	—	1	S_a
Superstructure Mass	—	S_L^2	$S_L^2 S_a^{-1}$
Superstructure Weight	S_L^2	S_L^2	S_L^2

* 1) Loading is applied by mass block or actuator. Self weight of pier is ignored.

2) S_a : Acceleration Scale Factor

4.3 Design and preparation of test specimens

- (1) The test specimen shall be used as large as possible within the performance limit of the shake table.
- (2) When a scaled down test specimen is used, it shall essentially comply with the law of scaling. The specimen shall be designed in consideration of performance of the shake table and the interaction effect between the shake table and the specimen. The test specimen shall be designed also in consideration of **3.2**.

Scaled down test specimen is generally used because structural members of civil engineering are extremely large to be carried out the full-scale structural model test. However, the scale effect has an impact on the scaled down test, the test specimen as in the case of a cyclic loading test, the test specimen shall be made as large as possible considering the law of scaling described in **4.2**. It is also necessary to consider characteristics of the shake table such as its shaking capacity and allowable moment, and its frequency, and reaction force acting on the shake table accompanying the shaking of the specimen or change of the resonance frequency as damage progresses caused by the interaction effect between the shake table and the specimen. When the test that the specimen is particularly large, or the reproducibility of the input motion is important will be carried out, it is also necessary to consider the shake table control method.

4.4 Measurement items and measuring methods

- (1) The measurement items shall be appropriately selected in accordance with the purpose of the test. Generally, they are the response acceleration and response displacement of the specimen and the shake table acceleration, and as necessary, the strain of the reinforcing bars, load, and the acceleration and displacement that are necessary to compensate the measured data.
- (2) The measuring instruments shall have superior dynamic properties.
- (3) The cables shall be installed so they do not have any influence on the measurements.
- (4) Multiple measuring instruments shall be installed at important measurement points.
- (5) The sampling frequency shall be set appropriately in accordance with the performance of the shake table and the specimen, and the nonlinear properties of the measuring instruments.

The measurement items and the measuring methods are selected appropriately in accordance with the purpose of the test and setup of the specimen. Generally, the response acceleration and the response displacement of the specimen corresponding to the force - displacement relationship in a cyclic loading test, and the shake table acceleration are measured. The items concerning the specimen that are measured differ a little by the way of applying inertia force and setting the fixed point. In a case of a bridge pier test where a specimen directly supports additional mass corresponding to the weight of the superstructure, the response acceleration and the response displacement are also measured at the center of the inertia force obtained by treating all the mass concentrated on the additional mass part. In a test using a girder model like an actual bridge, the response behavior of the girder or pier at the top of the column is measured. Force shall be measured in a case the reaction force could be held, though this is difficult depending on setup the specimen. So as the equivalent index of the force - displacement relationship in a cyclic loading test, the relationship between the inertia, which is obtained as the product of the mass and reversing the phase of the response acceleration, and displacement at the center of the inertia is available. Here, it should be kept in mind that this inertia is the sum of the restoring force and the damping force. The shake table acceleration shall be used without modification if the reproducibility of the input waves is good. In cases when the damage is particularly advanced, the input acceleration and measured one on the shaking table is generally not in agreement by the cause of the shake table's performance, control method and interaction between the shake table and the specimen and so on. Therefore it is also measured on the shake table.

The acceleration is measured by sensors directly attached to the specimen and the shake table. Measurements for three components shall be done at the center of the inertia (or at an equivalent location such as the top of the bridge pier etc.) and on the shake table. The reasons are as follows; even in a case of unilateral shaking, acceleration for orthogonal direction is also produced by the deformation of the specimen by the cause of heterogeneous progress of damage; the reaction force of the specimen acts on the shake table; control is done to restrict of outside the shaking direction behavior in order to offset the shifting of the center of the gravity caused by the shaking. Therefore, when a test to verify the applicability of an analysis method or to simulate response behavior for earthquake ground motion is carried out, it is necessary to take the large acceleration except for shaking axis into consideration to compensate the test result appropriately. In a case where the additional mass is extremely large and the location of the center of gravity is high, rotational inertia force is produced by shaking. If the rotational inertia force would be assumed conspicuous, a measurement plan shall be established to compensate this effect.

The displacement is measured by attaching a displacement sensor at the fixed point. The fixed point shall be set outside the shake table to minimize the effect of shaking. If it is impossible to setup the fixed point outside the shake table because of a lack of space around the shake table or sensor performance, the relative displacement is measured by installing an adequately stiff frame setup on the shake table. Because it is important that the frame behaves to be united with the shake table in order to deal the frame with the fixed point, it is necessary that the frame itself not plasticize no matter how high shaking level and that the frame is firmly attached to the shake table. However, it is impossible to completely eliminate all vibration from the frame itself so that accelerometers shall be installed at the location of the displacement transducers. To compare this acceleration with the acceleration on the shake table, the vibration properties of the frame are clarify, and the displacement based on measured by displacement transducer is compensated to add the relative displacement between shake table and flame obtained by integrating the relative acceleration twice if necessary. It is also careful about errors accompanying integration caused by displacement by the acceleration.

The sensors need to have superior dynamic properties, because the shaking acceleration is generally higher than in a cyclic loading test. When complex response behavior needs to be obtained accurately, a CCD camera is used in addition to a normal displacement transducer. The sensors are fixed so that their vibration is not influenced on the measured data.

Any contact between cables and other measuring instruments or obstructions between the object measured and a measuring instrument effect the data measurement, they are fixed with allowance for displacement caused by the vibration.

The sampling frequency is set appropriately considering the reduction ratio of the specimen, response characteristics and non-linearity of the shake table and the non-linearity of the measuring instruments and so on. If the reduction rate of the specimen is large or the additional mass is insufficient, valid high frequency constituent is included because the predominant frequency becomes high. The sampling frequency shall be set accounting for Nyquist's sampling theorem. According to this theorem, in order to gather all the information of the original signal, the data shall be recorded more than twice the highest frequency in the signal that is the object (Nyquist frequency). However, there is actually a small high frequency constituent more than $1/2$ of the recording frequency that is entered as an error (aliasing error) so that it is necessary to remove the constituent that is $1/2$ or more of the recording frequency by low-pass filter. For example, if the frequency that is the goal is 100Hz, data is recorded at 200Hz in a point of view of the Nyquist frequency and be cut the constituent over 100Hz to eliminate the aliasing error by low-pass filter.

4.5 Shaking method

4.5.1 Setup

- (1) Test specimen shall be setup on the shake table so that the loading condition for the specimen is equivalent to that for an actual structure.
- (2) The specimen shall be fixed to the shake table so as not swaying and rocking taken place. The specimen shall be firmly integrated with the additional mass.
- (3) The effect of deformation except for shaking direction shall be considered.
- (4) Safety for unpredictable states of the shaking table or the specimen such as collapse of the specimen shall be fully considered.

In a cyclic loading test, seismic force is applied the specimen directly, but in a shake table test, the seismic force is applied as the inertia force just as the same as actual earthquake

condition. Therefore when performing a shake table test of a bridge pier, it is necessary to obtain the inertia using the girder model (**Fig.-4.4.1**) or a weight (**Fig.-4.4.2**) that corresponds to the superstructure weight as mentioned above. It is necessary to be take care that the test results are not affected by the unpredicted slip between the specimen and shaking table, the additional mass of specimen and weight and among the additional mass. A stub or lateral beam is used on the top of the specimen to integrate the weight with the specimen. In the case of a girder model, applying lateral force depends on the bearing conditions. In case of another setup (**Fig.-4.4.3** for example), it is integrated applicability to be assumed as response behavior.

The specimen is generally anchored to shake table with a PC steel bar that provides tension to obtain friction force. If it is not adequately anchored, the specimen slips and it differs from shake table motion. If excessive friction is expected, it may cause breakage of the anchor bolts or unexpected damage to the specimen.

In cases where shaking is produced only on a specified axis such as the lateral direction or two direction vibration such as the lateral and vertical direction, deformation in other directions shall be constrained. In a test of a column that antisymmetry bending as in the building construction field, translation motion and rotation except for the shaking axis is constrained by a pantograph or a guide. The effect on test results by the presence or absence of constraint is remarkable in a case that the input motion level is large or the damage is greatly advanced. For this reason, when it is predicted that these effects will be particularly remarkable, constraint shall be done as much as possible and the transition or rotation response outside the shaking axis shall be measured.

Safety is most important to be carried out the test. It is necessary to prepare for unexpected conditions such as collapse of the specimen or weight by taking measures such as setting a stiff frame around the specimen or by stretching a cable from the specimen to the table.



Fig.-4.4.1 Example of Test Setup using Inertia Force of Girder [12]

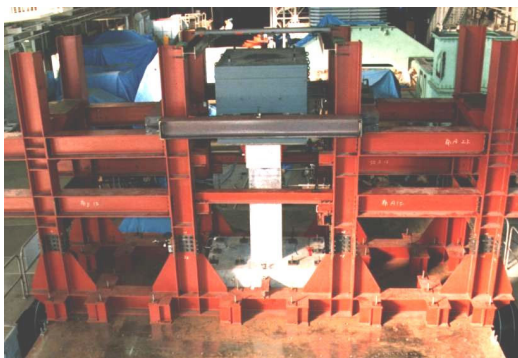
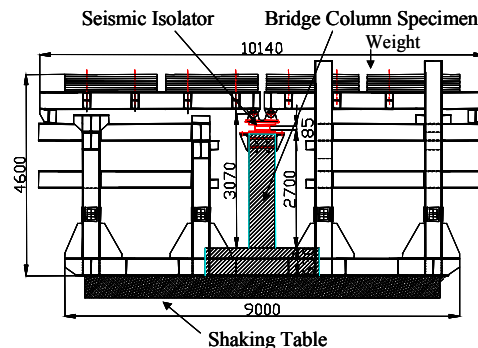


Fig.-4.4.2 Example of Applied Inertia Force by Weight [13]

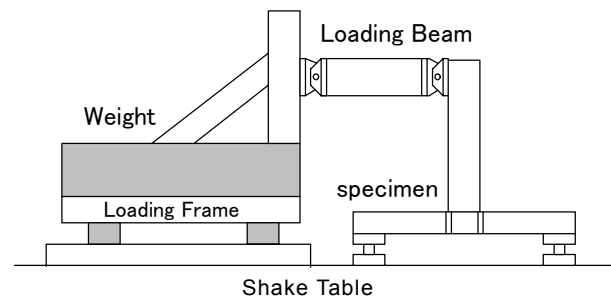


Fig.-4.4.3 Inertia Loading Equipment [14]

4.5.2 Input seismic motion to shake table

- (1) The input waveform of the seismic motion shall be set appropriately in accordance with the purpose of the test.
- (2) Appropriate amplitude and time scales shall be set for the input seismic motion the law of scaling.
- (3) A simulation shall be done in advance to confirm any problems with the shaking table or measurement performance and safety. If the results of the test and analysis during the shaking process are remarkably different, the cause of the difference shall be studied and the later shaking plan should be revised as necessary.
- (4) Vibration test to estimate the predominant frequency of the specimen shall be done as necessary before and after main shaking.

The shaking steps and level cannot be provided uniformly, they are set appropriately in accordance with the purpose of the test. In a case of a test of response characteristics at the limit state (cracking, serviceable, repairable, ultimate etc.) or structural response behavior verification for specified seismic motion (safety verification), the shaking levels corresponding to each critical state and gradually inputting large is often used. In a case where the primary goal is to simulate response behavior during an earthquake, the shaking level that is the target (usually a large amplitude, because nonlinear response is often hypothesized) is done after shaking within the elastic range to be clarified the fundamental response characteristics of the specimen because deterioration caused by accumulated damage effects the response.

The shaking level is set to adjust the amplitude and the time axis of the input wave considering the law of scaling to simulate the target state by performing a simulation analysis in advance. The advance analysis is also important to confirm the performance of the shake table and the measuring instruments or safety for failure caused by excessive damage. When the nonlinear response will be predicted particularly large and damage such as spalling of the cover concrete and buckling of the longitudinal bars will be taken place, it is necessary to pay attention to the fact that analysis methods that can be simulated post peak response behavior are limited, and to the possibility that response values of the test may be produced larger than the analysis.

In a case where a comparison of the test results and the analysis results at each shaking shows a conspicuous discrepancy with the prior prediction, the cause should be studied, and the later shaking plan shall be revised as necessary considering the achievement of the object of the test and safety

The predominant period of the specimen is one of the indexes to clarify the state of progress of damage. The predominant frequency can be obtained from the peak of the ratio of the spectrum on the shake table and the center of the inertia (or an equivalent location) by using ambient vibrations based on white noise and a sine sweep wave at about the time of the main vibration. Shaking may be omitted in a case using microtremor, impact test and impact vibration produced by hydraulic input.

Before shaking on the test day, a trial shaking without mounting the specimen shall be done to confirm that the shaking plan can be done and to obtain criteria such as the frequency properties of the shake table and the accumulated pressure that is required. This can clarify unique properties of the shake table that are not recorded in the specifications, and confirm safety to prevent the risk such as oil leaking and oscillation. It is better to do trial vibrating in a case where it has not been used for a period of time or case where the system has been improved especially.

The selection of the input waveform to the shake table is dependent on the test objectives.

The results from the shake table test are basically the response and failure mechanism against a specific earthquake ground motion. Therefore, it is essential to consider the selection of input motion based on the objectives. The followings are the basic idea to select the input motions.

1) Dynamic behavior properties under the action of seismic vibration

To investigate the dynamic behavior properties, it is needed to develop a certain level of responses and failures. The input motion should be selected to meet the objectives. For this objective, the input motion, the amplitude and the time similarity can be selected more freely within not to lose the real phenomena.

2) Verifications of mechanical model

To verify mathematical models, it is needed to develop a certain level of responses and failures as well. The input motion, the amplitude and the time similarity can be selected more freely to meet the objectives.

3) Performance verification of structures

To verify the performance of specific structures, it is important to think about the relation between design performance and the design ground motion. For this objective, it is necessary to appropriately select the input ground motion which meets the structural design considering the similarity.

4.6 Presentation of test results

Following the shake table test results shall be presented;

- (1) Input seismic waveform or shake table waveform
- (2) Maximum value and the waveform of the response acceleration and the response displacement at the center of the inertia or at an equivalent location
- (3) State of damage to the test specimen

The test results of a shake table test that shall be presented at least are provided here. The test results are basically organized in the same way as in the case of a cyclic loading test, though issue (2) provides the response waveform at the center of the inertia or at an equivalent location as in the text of the provision because it depends on applying inertia method or measuring method. If the load is also measured, the hysteresis curve, envelope, and hysteresis energy absorption shall also be presented as in the case of a cyclic loading test.

The frequency properties of each waveform are important to clarify the evaluation of noise or resonance included in the data, and its effect may be judged by spectrum analysis.

The critical damages of the specimen such as cracking, spalling of the cover concrete, and buckling and fracture of the longitudinal bars are presented in sketches and photographs so this condition is understood. If the damage is particularly advanced during a specific shaking, the progress of damage cannot be clarified by observations after shaking. Therefore, video recordings shall be made to clarify at which stage of the shaking the damage occurred, and the waveform in a time series and the response to major damage shall be presented. If possible, multiple locations shall be photographed and at the same time, these shall be recorded so that it is possible to synchronize these in order to easily deal with the time series of the input and response waveform.

REFERENCES

- 1) Hoshikuma, J., Nagaya, K. and Unjoh, S.: Plastic Curvature Profiles and Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete under Cyclic Loading, *Journal of Structural Engineering*, Vol.46A, pp.1461-1468, 2000.3 (in Japanese)
- 2) Ishibashi, T., Kobayashi, K. and Umihara, T.: Study on Quantity Evaluation of Pull-out of Longitudinal Bar from Footing of RC Piers Received Cyclic Loading of Large Deformation Range, *Journal of the Japan Society of Civil Engineers*, No.648/V-47, pp.43-54, 2000.5 (in Japanese)
- 3) Kawashima, K., Hasegawa, K., Nagashima, H., Koyama, T. and Yoshida, T.: Seismic Design Method of Reinforced Concrete Bridge Piers based on Dynamic Strength and Ductility, *Report of Public Works Research Institute Ministry of Construction*, Vol.190, 1993.9 (in Japanese)
- 4) 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
- 5) Ozaka, Y., Suzuki M. and Kanie, H. : Effects of Loading Rate and Loading Pattern on Behaviors of Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol.34A, pp.911-922, 1988.4 (in Japanese)
- 6) Takemura, H. and Kawashima, K.: Effect of Loading Hysteresis on Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, Vol.43A, pp.849-858, 1997.3 (in Japanese)
- 7) Hoshikuma, J., Unjoh, S., Kawashima K. and Nagaya K.: A Ductility Evaluation of Flexural Reinforced Concrete Columns based on Loading History and Plastic Curvature, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 44A, pp.877-888, 1998.3 (in Japanese)
- 8) Hoshikuma, J. and Unjoh, S.: Property of Input Seismic Motion and Number of Inelastic response in RC Columns, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol.23, No.3, pp.1243-1248, 2001.7 (in Japanese)
- 9) Hoshikuma, J. and Unjoh, S.: Evaluation of Load Pattern in Bridge Column Testing for Seismic Performance Verification, *SEWC*, 2002.10
- 10) ATC24: Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, 1992
- 11) Hoshikuma, J., Unjoh, S. and Nagaya K.: Size Effect on Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Column subjected to Cyclic Loading, *Journal of the Japan Society of Civil Engineers*, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.2 (in Japanese)
- 12) Adachi, Y., Unjoh, S., Kondoh, M. and Kagayama, T.: Non-linear Response Characteristics Study of a RC Bridge Column with Seismic Isolators by a Shaking Table Test, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.311, 2000.1
- 13) Nishida, H. and Unjoh, S.: Dynamic Response Characteristic of reinforced Concrete Column subjected to Bilateral Earthquake Ground Motion, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.576, 2004.8
- 14) Akiyama, H., Yamada, S., Minowa, C., Teramoto, T., Otake, A. and Yabe Y.: Experimental Method of the Full Scale Shaking Table Test using the Inertial Loading Equipment, *Journal of Structural and Construction Engineering*, Architectural Institute of Japan, No.505, pp.139-146, 1998.3 (in Japanese)
- 15) Japan Concrete Institute: Commission's Report of Evaluation of Experimental Tests for Concrete Structure, 2004.3 (in Japanese)