

土研資料 第1513号

土 木 研 究 所 資 料

単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の
耐震設計法に関する研究

昭和54年7月

建設省土木研究所
地質化学部コンクリート研究室

Copyright © 1977 年度 by P.W.R.I.

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

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

目 次

1. 序 論	
1.1 耐震設計法の現状と問題点	1
1.1.1 耐震設計法の現状	1
1.1.2 鉄筋コンクリート橋脚・橋台の震害例とその教訓	8
1.1.3 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する既往の研究の概要	11
1.1.4 鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の問題点	19
1.2 本研究の目的と意義	20
1.2.1 本研究の目的	20
1.2.2 本研究の意義	21
1.3 本研究の範囲	21
(図 表)	24
2. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討	
2.1 実験的検討	35
2.1.1 概 説	35
2.1.2 実験方法	36
2.1.3 実験結果および考察	37
2.1.4 結 論	43
2.2 解析的検討	44
2.2.1 概 説	44
2.2.2 鉄筋コンクリート橋脚の地震時における挙動の検討	45
2.2.3 基礎のロッキングの影響の検討	55
2.2.4 軸方向鉄筋の配置方法の検討	57
2.2.5 解析的検討結果のまとめ	60
2.3 設計への反映についての提案	62
(図 表)	65

3. 構造細目に関する検討	
3.1 現行の設計規準と問題点	119
3.2 鉄筋の重ね継手と定着に関する実験	120
3.2.1 概 説	120
3.2.2 鉄筋重ね継手の実験（梁供試体による実験）	122
3.2.3 鉄筋重ね継手の実験（ブロック供試体による実験）	127
3.2.4 鉄筋の定着に関する実験	137
3.3 設計への反映についての提案	144
(図 表)	146
4. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案	
4.1 総 説	183
4.1.1 概 説	183
4.1.2 用語の定義	183
4.1.3 耐震設計の基本方針	184
4.1.4 耐震設計法の選択	185
4.2 設計法詳説	188
4.2.1 震度法および修正震度法にもとづく設計	188
4.2.2 弾性応答解析法にもとづく設計	196
4.2.3 靱性を考慮した安全性の検討	201
4.2.4 構 造 細 目	213
5. 結 言	219
謝 辞	221
参考文献	223
付属参考資料	233

1. 序 論

1.1 耐震設計法の現状と問題点

1.1.1 耐震設計法の現状

(1) 概 説

現在、わが国における土木構造物および建築構造物の耐震設計は、一般に震度法、修正震度法のいずれかにより、あるいはこれらと動的解析法との併用によって行われている。

震度法はもっとも広く用いられており、土木構造物では中小規模の橋梁、重力ダムおよびフィールドム、繫船岸・防波堤等の港湾構造物など、建築構造物では高層建築をのぞく一般の建物が、震度法によって設計されている。

修正震度法は、比較的規模の大きい橋梁および高層建築物において用いられているほか、アーチダムの設計にも修正震度法の考え方がとり入れられている。

動的解析法は、とくに大規模な橋梁・アーチダム等の土木構造物および高層建築物の設計に用いられているが、土木構造物においては、震度法または修正震度法による設計結果の検討手段の一つとして補助的に用いられることがほとんどで、独立した設計法としては確立されていない状況にある。

これらの設計法のほかに、地表面下に埋設される管路、トンネルなどの構造物に対しては、地盤そのものの変形を考慮して耐震設計を行う方法（応答変位法）が、最近試みられはじめている⁽¹⁾。

諸外国における耐震設計法の現状は、現行の耐震設計基準においてそのおおよそをみることができる。表一 1.1.1 は、各国の現行耐震設計基準のおもなものについて設計震度および地震時許容応力度の規定の概要をまとめたものであるが、これより明らかなように、諸外国が現在耐震設計の対象としているのは主として建築構造物であり、それ以外の構造物をも対象としているのは数か国にすぎない。建築構造物以外の対象物は、主として橋梁である。

表一 1.1.1 にみるように、ここに示す 32 例の基準の大半は設計水平震度を定める際の因子として、少なくとも地域および地盤（基礎）条件を考慮しており、約半数のものは構造物の重要度をも考慮している。また、構造物の固有振動周期（または建物の高さ）、構造特性を因子とするものが約半数にのぼり、このことから、現行基準では震度法と修正震度法とがほぼ競合する状態にあることが知られる。

わが国の橋梁関係の耐震設計基準^{(4)(7)~(11)}の要旨を付属参考資料 1.1~1.7 に、建築関係の耐震設計基準として建築基準法施行令⁽¹³⁾および高層建築技術指針⁽¹⁴⁾の要旨をそれぞれ付属参考資料 2.1 および 2.2 に示す。また、諸外国の橋梁関係耐震設計基準の代表例として、アメリカ合衆国の SEAOC 基準⁽¹⁹⁾、カリフォルニア州道路局の基準⁽²⁰⁾における耐震規定の要旨を、それぞれ付属参考資料 3.1、3.2 および 3.4 に示す。

〔2〕 橋梁の耐震設計法

わが国における構造物の耐震設計は、1923年の関東地震を契機として1924年に内務省土木局より「橋台・橋脚等の耐震化の方法」が通達されたことに端を発している。1926年内務省制定の道路法・「道路構造に関する細則案」では、地域および地盤条件に応じて0.15～0.40の水平震度が規定された。1939年には「鋼道路橋設計示方書案」（内務省）が制定され、地震力に関して水平震度0.2、鉛直震度0.1が規定された。この示方書案は1956年に日本道路協会により改訂されて「鋼道路橋設計示方書」となり、これはさらに1964年に改訂されたが、耐震設計に関しては一貫して震度法による設計法が採択されてきた。

1966年から1968年にかけて、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団および日本国有鉄道所管の橋梁に対する耐震設計基準が相次いで策定された。

1971年には、長大橋をのぞくすべての道路橋に対する一般基準として、日本道路協会により現行の「道路橋耐震設計指針」⁽⁴⁾が策定された。付属参考資料1.1にその要旨を示す如く、この指針では震度法に加えて応答を考慮した修正震度法が採り入れられ、また、修正震度法による設計結果に対する検討手段として動的解析法も導入された。

この指針の施行に伴って、日本道路公団の基準⁽⁷⁾は廃止された。首都高速および阪神高速両公団の現行基準^{(8),(9)}（付属参考資料1.3および1.4）は、それぞれの公団の所管の地域および特定の対象構造物に対して諸定数等の範囲を特定してはいるが、原則的には「道路橋耐震設計指針」に整合するものである。

本州四国連絡橋公団の基準⁽¹⁰⁾は、「道路橋耐震設計指針」では対象外とされている支間長200m以上の道路橋および道路鉄道併用橋を対象としており、付属参考資料1.5に概要を示すように、大規模橋梁において無視できない種々の要因をも考慮したものとなっている。国鉄の基準⁽¹¹⁾（付属参考資料1.6）は震度法に立脚したもので、重要度を線区の別で評価している点をのぞけば、思想的には道路橋の各基準とほとんど同じである。

橋梁を対象とした外国の耐震設計基準のなかで注目されるのは、カリフォルニア州道路局の基準⁽²⁰⁾（付属参考資料3.2）およびニュージーランドの道路基準⁽²¹⁾（付属参考資料3.4）である。これらは修正震度法に立脚したもので、設計震度の与え方にはわが国の基準と思想的に異なるところはないが、構造物または構造部材のエネルギー吸収能力または靱性率という形で変形性能に関する因子を採り入れている点が漸新であり、今後の耐震規定の一つの方向を示していると思われる。

〔3〕 耐震設計法に関する最近の研究の動向

わが国は有数の地震国であり、また、アメリカ合衆国西部海岸地域も名だたる強震地域で、それぞれ幾多の被害を経験していることから、構造物の耐震に関する研究は日米両国においてとくに活発に行われており、両国の研究協力体制も漸次深まりつつある。そこで、わが国とアメリカ

合衆国における耐震設計法にかかわる最近の研究動向について述べることにする。

(I) 震害に対する設計上の対応

地震による被害が繰返されるたびに、地震動や構造物の挙動に関して新たな知見が得られ、それにもとづいて設計法の改善、規準の改訂が行われてきた。比較的最近の地震について、このような対応のおもな動きをみると、つぎのようである。

1) 新潟地震 (1964年, マグニチュード $M=7.5$)

被災地が流動化しやすい砂質土の多い特殊な地盤条件であったことから、土木・建築両構造物に著しい被害があった。土木構造物ではとくに橋梁の被害が著しく、落橋したものの3橋を含めて被災橋梁は約100橋にのぼった。これを契機として、道路橋の耐震設計規準の体系化が推し進められ、1972年に現行の指針⁽⁴⁾が制定された。落橋被害の経験を反映して、この指針には落橋防止装置の設置についての規定も盛り込まれた。

2) 十勝沖地震 (1968年, $M=7.9$)

土木構造物には著しい被害がなかったのに対し、建築構造物では被害が著しく、鉄筋コンクリート造建物 (以下、RC建物という) の被害は軽微なひびわれの生じたものまで含めると全数の約10%にものぼった。とくに、柱のせん断耐力・靱性不足による被害が多かったことから、これを改善するための規準⁽⁵⁾の改訂が行われた。せん断耐力・靱性の増強にかかわる規準の改訂は、短期のコンクリートの許容せん断応力度をそれまでの $F_c/15$ (F_c : 設計基準強度) から $F_c/20$ に引下げることにより作用せん断力の低減をはかること、および帯鉄筋量を0.2%以上として部材の靱性の向上をはかることを骨子とするものであった。

3) サンフェルナンド地震 (1971年, $M=6.5$)

典型的な直下型地震の例で、比較的かぎられた地域ながら、病院建物の崩壊、高架道路構造物の倒壊など、まれにみる大被害を生じた。道路橋の被害に対し、カリフォルニア州では地震直後に地震委員会が組織され、耐震設計規準⁽²⁰⁾の改訂作業が着手された。最終的な改訂基準がまとまるまでの暫定的な措置として、1973年のInterim Criteriaにより、大きな震害のあった直接基礎および杭基礎を有する橋梁に対する設計水平震度がそれぞれ2倍および2.5倍に引上げられるとともに (付属参考資料 3.2 参照)、規準とは別に付属参考資料 3.3 に示すような鉄筋コンクリート柱 (以下、RC柱という)、桁連結装置など耐震上重要な構造細目の改善策が小冊子として出版され、当時建設中の約200の橋梁にも直ちにこれが適用された。

4) 宮城県沖地震 (1978年, $M=7.5$)

土木・建築両構造物にかなりの被害があったが、土木構造物では、次節 1.1.2 に示すように、鉄筋コンクリート橋脚 (以下、RC橋脚という) の被害が目立ち、主鉄筋の座屈・コンクリートの圧壊を伴う大きな損傷もいくつか見られた。また、支承部に損傷を生じた橋梁も多数にのぼった。このようなことから、支承部を含む下部構造の耐震安全性を再検討する必

要に迫られ、地震後間もなく日本道路協会に宮城県沖地震道路橋被害調査分科会が設置され、支承部等の詳細な構造細目および設計基準の策定を目標として、目下研究が進められている。建築関係では、ブロック塀の倒壊が注目を集めた。地震後間もなく実大振動実験が行われ、その成果等にもとづき、組積造の基準を改正するための準備が、建設省建築研究所を中心として進められている。

(2) わが国における研究の動向

構造物の耐震設計法に関する組織的な研究として、総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」と題する研究開発が、1972年より5か年にわたり建設省によって実施された。総合技術開発プロジェクトは、建設技術に関する主要な研究開発のうち行政上および技術開発上重要であり、かつ、多くの研究領域にわたる総合的研究開発課題について、国・学会・民間団体等が緊密な協力体制のもとに計画的、かつ、組織的に研究開発を推進することにより、建設技術の向上を図ることを目的としている。

新耐震設計法の開発は、土木・建築両分野の協力体制のもとに、国・学会・民間の耐震工学の専門家多数の協力を得て、それぞれの専門委員会審議と実験的研究とを中心に推しすすめられた。その成果は、1977年3月に「新耐震設計法(案)」として建設省より公表された。

「新耐震設計法(案)」(以下、設計法(案)という)は、その要旨を付属参考資料4.1に示すように、3編から構成されており、Ⅰ編では土木構造物および建築構造物に共通する基本事項が、Ⅱ編およびⅢ編ではⅠ編の基本事項をうけてそれぞれ土木構造物および建築構造物の耐震設計法の概念とその具体的な手続きがまとめられている。この設計法案のとりまとめにあたっては、つぎの諸点に重点があかれた。

- i) 基本事項の共通化：各種の土木構造物および建築構造物に対する既往の耐震設計法を一覧し、基本的な部分について最新の知見を加味しつつできるだけ共通化をはかること。
- ii) 設計手順の明確化：従来の耐震設計では、計算手順が慣行として定着してしまい、ややもすると耐震設計の基本的な手順に対する認識が不足する恐れがあったことに鑑み、単に慣行的技法を盲目的に行うのではなく、基本に戻って場合に応じた的確な耐震設計を行いうるよう、設計手順の明確化をはかること。
- iii) 設計作業の合理化：いたずらに複雑な計算法にとらわれることなく、最新の技術的知見にもとづいた的確な計算法を選択しうるようにし、設計作業を合理的に行えるようにすること。

この設計法(案)は、土木および建築構造物の耐震設計法の基本的な理念と手続きを示し、今後、土木および建築構造物の個々の耐震設計規準が策定または改訂される際の基本的な指針を与えることを意図しており、現行の耐震設計規準はこの設計法(案)の趣旨に沿って改善されることが期待されている。

このような趣旨にのっとりた規準改訂の活動は、この設計法(案)が発表された直後から土木、

建築の両分野において開始されている。つぎに、その概要をのべる。

1) 土木の分野における活動

付属参考資料 4.1 に示すように、従来それぞれ孤立的に制定・運用されていた基礎構造物、コンクリートおよび鋼構造物、土構造物ならびに地中構造物に対する耐震設計規準が、形式上は一つの体系に整備された。各種土木構造物の耐震設計は、それぞれ長い経験や慣行を母体としているため、設計震度の採り方や耐震計算の手法などについて直ちに明快な統合・調整をはかることは困難であるが、設計震度の地域区分のように、統一化しうる部分は極力統一をはかることを目標に、設計法(案)Ⅱ編のとりまとめが行われた。

現行の道路橋耐震設計指針が、道路橋示方書に「V.耐震設計編」として編入・統合されることになったのを機会に、この耐震設計法(案)の趣旨に沿った同・指針の改訂作業が1978年3月に日本道路協会橋梁委員会・耐震設計分科会において開始された。RC橋脚・橋台については、従来の許容応力度による強度の安全性の照査に加えて、靱性(変形性能)に関する安全性の検討をも行う方針が設計法(案)に盛り込まれたのを受けて、上記指針もこれを新たに採りいれる方向で改訂審議がすすめられ、分科会による成案がすでに得られている(付属参考資料 1.10 参照)。

コンクリートダムについては、日本大ダム会議によるダム設計基準の改訂⁽¹²⁾(1978年8月)を機に、設計震度の地域区分の修正等が施された。水道については、水道施設の耐震工法指針の改訂審議が、目下、日本水道協会の指針改訂特別調査委員会において行われており、設計震度、地中構造物に関する新耐震設計法(案)の趣旨が、同・指針の総論中の規定の一部に反映されつつある。

2) 建築の分野における活動

鉄筋コンクリート系建築物の耐震設計法に関する最近の動向の主流は、設計された建築物の保有耐震性を検討するという方向にある(付属参考資料 4.2 参照)。設計法(案)のⅢ編は、このような動向を反映して、1次設計として設計された建築物について2次設計においてその保有耐力を照査する体系でとりまとめられた。1次および2次設計は、建築物の構造形式等に対応した6種の設計区分に応じ、その内容と組合わせが変えられており、たとえば、簡易な木造建築物等に対しては構造規定による1次設計のみを、また、高層建築物に対しては修正震度法による1次設計と動的解析法による保有耐力の照査とを組合わせて行う方式とされている(付属参考資料 4.3.および 4.1 参照)。

このような方針に沿った規準改訂のための作業が、1979年4月より建設省建築研究所を中心とするようになっている。すなわち、建築研究所によってすでに立案されている改訂案に対し、建築センターに設置される耐震基準作業委員会において関係方面の意見調整と試行設計にもとづく案の検討・調整を行い、建築本省に設置される耐震建築基準研究会

における最終審議を経て、1980年に成案を得る予定とされている。

以上のような組織的な研究活動とは別に、個々の研究者による耐震設計法改善のための研究も種々行われているが、なかでも特筆すべきものとして、建築構造物の耐震設計法に関する山田および河村の優れた研究がある⁽²⁸⁾⁽²⁹⁾。山田らは、RC建物の耐震抵抗要素を、短柱、長柱、耐震壁の3種に区分して、それぞれの耐震特性を実験および解析の両面より詳細に検討し、建築物の共振現象と疲労破壊現象とを連結させた共振容量なる尺度によって耐震安全性の評価を行う方法を導き、壁や短柱の多い剛な建物に対しては1.0gを、長柱の多い柔な建物に対しては0.6g程度を設計震度として考慮する、独創的な耐震設計法を提案している。

(3) アメリカ合衆国における研究の動向

わが国における総合開発プロジェクトと同様な組織的な耐震設計法の研究が、カリフォルニア構造技術者協会(SEAOC)との協力体制のもとにATO(Applied Technology Council)においてすすめられている。耐震工学上の最新の知見と建築技術とを融合させた建築構造物の新しい耐震設計法を確立することを意図したもので、1978年6月に暫定規準⁽²⁵⁾が出された。この規準の内容構成、その他の概要は付属参考資料5に示すようである。同資料には、この規準のRC建物に対する規定の特徴をも示したが、この規準で用いている耐震性能等級は、わが国の新耐震設計法(案)における塑性変形能力区分に相当するもので、両者は設計法の概念において大きなちがいはないが、各形式に対して必要とされる構造詳細についてはやや相違している。

このような組織的な研究とは別に、カリフォルニア大学のEarthquake Engineering Research Center、イリノイ大学のEngineering Experiment Station、その他大学・公共研究機関等における研究もさかんに行われている。とくにEEROでは、R.W. O'Loough, J. Penzien, V.V. Bertero, E.P. Popovらを中心に鉄筋コンクリートフレーム(以下、RCフレームという)の梁-柱接合部を中心とした建築構造部材の挙動解明と耐震性改善を目的とした大型部材実験が継続的に行われており、過去数年間における研究をEERO Reportでみると、せん断耐力の増強による靱性向上の問題にかなりの重点がおかれていることが知られる。EESでは、M.A. Sozenらのグループによる建築構造物の多層多スパンモデルによる実験的研究などが行われており、これは(4)に述べる日米共同研究とも関連している。

(4) 日米共同研究

1964年に発足した日米天然会議(天然資源の開発利用に関する日米会議、略称U. J. N. R.)傘下の組織の一つとして、日米両国に耐風・耐震構造専門部会が組織され、両国専門部会の合同部会(Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects)の第1回会議が1969年に東京で開催されて以来、東京とワシントン市とで交互に年1回の会合がもたれ、1978年のワシントン市における合同部会で開催回数はすでに10回を数えるにいたっている。

この合同部会は、従来、日米両国で別個に行われていた構造物の耐風・耐震設計法の開発研究の成果を相互に持ち寄り、情報・意見の交換および成果の検討を行うことを目的とし、日本側は建設省土木研究所長を部会長に委員22名（建設省土木研究所、同・建築研究所、同・国土地理院、運輸省港湾技術研究所、同・気象研究所、科学技術庁国立防災科学技術センターより参画）、米側は国立標準局建築技術研究部長Dr. E.O. Pfangを部会長に委員24名（国立標準局、住宅都市開発局、連邦道路局、内務省開拓局、等より参画）により構成されている。

過去の合同部会では、耐震に関してはつきのようなテーマについて研究が行われてきた。

- 地震および地震力、地震活動の地域的分布
- 地震動と観測機器、地震記録の処理方法
- 地震動と地震災害、地震時における地盤の流動化
- 震害の復旧、地震災害低減のための設計
- 地震時における構造物および地盤の動的挙動
- 水理構造物および建築構造物の地震応答
- 構造物に作用する地震の作用および設計基準
- 最新の設計基準の紹介
- 大型施設の共同利用

U. J. N. R. 後援による活動の一環として、1977年9月にPenzien, Mattock, Sozenら米側主力研究者の来日を得て大型実験施設利用日米共同研究計画が策定され、最初的大型実験として建設省建築研究所の大型施設による実大多層・多スパン建築構造物の耐震実験を中心とする実験研究が、1979年に着手されることになっている。このプロジェクトにおける実験としては、①振動実験、②構面実験、および③部材実験が計画されている。①では、7層フレームの1/10モデルおよび1/3モデルによる実験がそれぞれM. A. Sozen および V. V. Bertero の担当によりアメリカにおいて、また、3層フレームの実大実験が日本側の担当により1980年に建設省建築研究所において、それぞれ実施される予定とされている。この一連の実験に投ぜられる予算は、NBS および NSF による米側出資金として約300万ドル、わが国の科学技術庁による出資金として1.2億円程度が見込まれている。②では壁付き架構の1/3モデル実験が米側担当により、架構の実大実験が日本側担当により実施される計画であり、また③では、中柱-梁接合部、外柱-梁接合部、壁-梁接合部、等の模型実験が、日米双方において分担される計画とされている。

上記の共同研究以前に、学・協会による日米交流も行われており、1967年には「コンクリート構造物の耐震性状に関する基礎研究」と題する日米両国によるセミナーが、日本コンクリート会議（現・日本コンクリート工学協会）とA O I の共催により東京で開催され、両国における研究の紹介と討議が行われている。

1.1.2 鉄筋コンクリート橋脚・橋台の震害例とその教訓

〔1〕 おもな震害例とその特徴

つぎに示すような、1923年関東地震以降のわが国におけるマグニチュード7.0以上の地震および1971年サンフェルナンド地震における、RC橋脚・橋台のおもな被害をまとめると、表-1.1.2のようである。

〔地 震 名〕	〔発生年月日〕	〔マグニチュード〕
関 東	1923年 9月 1日	7.9
南 海	1946年12月21日	8.1
福 井	1948年 6月28日	7.3
十 勝 沖	1952年 3月 4日	8.1
新 潟	1964年 6月16日	7.5
十 勝 沖	1968年 5月16日	7.9
宮 城 県 沖	1978年 6月12日	7.5
サンフェルナンド	1971年 2月 9日	6.5

これらの地震における被害のうち、大被害を伴った関東地震、福井地震、新潟地震、宮城県沖地震およびサンフェルナンド地震におけるRC橋脚・橋台の被害の特徴をみると、つぎのようである。

(1) 関 東 地 震⁽³⁰⁾

- 1) 無筋構造（石積、練瓦積）の橋台は、地震時背面土圧により滑動を生じ、同時に躯体にひびわれを生じている。滑動を生じた一因は、基礎のぜい弱さ（ならし基礎、ブロック基礎）にある〔表-1.1.2（以下、表番号を略す）の1-(1), (2), (3)〕。
- 2) 3柱式RCラーメン橋脚はいずれも著しい被害を受けており、とくに水平梁および柱頭部（水平梁との接合部）が弱点となっている〔1-(4), (5), (6)〕。

(2) 福 井 地 震⁽³²⁾

- 1) 橋台は背面土圧により河心方向に傾斜しているものが多く〔3-(1), (2), (3), (4), (6)〕、打継目にひびわれを生じたものがある。
- 2) 単一柱式RC橋脚には沈下、傾斜を生じたものはあるが〔3-(4), など〕、躯体に顕著な損傷を生じたものはない。
- 3) 2～4柱式RCラーメン橋脚に被害を生じているものが多く〔3-(1), (2), (5), (6), (7)〕、柱と水平梁または基礎との接合部付近に被害が集中している。

(3) 新 潟 地 震⁽³³⁾

- 1) 橋台、橋脚とも、滑動・沈下・傾斜など変位現象がきわだっており〔5-(1)～(6)〕、剛性の乏しいパイルベント橋脚〔5-(2)〕は完全倒壊に至っている。これらはほとんど砂質地盤

地域にあり、地震時における流動化現象により地盤の支持力が減少したことが一つの大きな原因となっている。

2) 下部構造の変位、崩壊により上部構造の被害が誘発されたものが多く、とくに被害の著しかった5橋〔5-(2), (4), (5)の3橋は落橋、(1), (3)は顕著な被害〕は、いずれも下部構造の不安定を直接の原因とするものであった。なお、落橋したものについては、落橋防止装置が十分でなかったことも指摘されている。

3) 橋脚天端の支承部付近の局部的な破損が多数にのぼる。これは、下部構造の変位による上部構造との相対変位がおもな原因となっている。

(4) 宮城県沖地震⁽³⁵⁾

1) 単一柱式R0橋脚に顕著な被害が見られた。すなわち、躯体全周におよぶ水平ひびわれを生じたもの〔7-(1), (2), (3), (4), など〕のほか、それがさらに進行してコンクリートの剥離・鉄筋の座屈を伴ったもの〔7-(1), (4), (5)〕があり、曲げ破壊型の損傷としては過去に類のない顕著なものであった。これらの橋脚における入力速度は、地震記録等より0.3g~0.4g程度と推定されており、設計値を上まわる過大な地震力の作用がその主因と考えられる。なお単一柱式橋脚におけるせん断破壊型の損傷は比較的少なかった〔7-(2)の一部橋脚〕。

2) 強震を受けた地域にはラーメン形式の橋脚は少なかったが、壊滅的な被害を受けたものが1橋あった〔7-(6)〕。

3) 橋脚天端の支承部直下にせん断破壊を生じたものがあった〔7-(7), (9)〕。

(5) サンフェルナンド地震^{(36)(37)(49)~(56)}

1) 高速道路の高架橋では、完全崩壊したもの7橋、修復を要する損傷を受けたもの50橋以上におよんだが、これらに共通する原因としてつぎの事項が指摘されている。

i) 設計値をはるかに上まわる地震力が作用したこと(設計水平震度は0.06以下とされていたのに対し、被害の多かった地域の平均加速度は約0.4gであった)。

ii) 橋脚・橋台の断面過小、剛性不足、および簡易な基礎構造のため下部構造の変位が大きかったこと。

iii) 脚柱における帯鉄筋量が極端に少ないなど、配筋方法が不適当であったこと。

iv) 上部構造の桁がかりが少なく、下部構造の変位により落橋が誘発されやすい状況にあったこと。

2) 高架の橋脚はほとんど単柱並列式で、高さの小さい比較的剛な橋脚は柱中間部でのせん断破壊型で、高さが大きく比較的可撓性の大きい柱は柱頭部または基部付近における曲げ破壊型の破壊を生じた〔8-(1)~(5)〕。

3) $\phi 57$ 太径鉄筋(主鉄筋)に対し、帯鉄筋は $\phi 9 \sim \phi 13$ をかなり粗く配置するなど、帯鉄筋量が過小であったことが、爆裂的な破壊を生じた一因と考えられている。

4) フーチング中の定着鉄筋の抜け出しによって橋脚が倒壊した特異な例〔8-(2)〕も見られた。

〔2〕 震害例から得られる教訓

〔1〕に示した震害例および被害の特徴から、RC橋脚・橋合の耐震性の向上をはかるうえで教訓とすべき事項を挙げると、つぎのごとくである。

1) 橋合の震害としては、過大な背面土圧の作用、基礎地盤の過大な変形、またはこれら両者の相乗作用を原因とする滑動・傾斜・沈下などの変位現象、およびそれに伴う橋合躯体のひびわれ発生が多くみられ、まれには折損や転倒も起っている。また、橋合の変位が橋脚または上部構造の被害を誘発している場合も多い。地震によって地盤が流動化した新潟地震の場合には、この傾向がとくに顕著である。

橋合の震害およびそれに伴う他の部分の被害を少なくするためには、動的背面土圧の大きさを慎重に評価するとともに、橋合基礎地盤の安定性・支持力等の性質を十分に調査し、断層、すべり、流動化、相対沈下、等の可能性を予測することが必要である。

サンフェルナンド地震の例にみるように、斜橋においては一對の橋合に作用する土圧の偶力によって橋全体に振り子が作用する可能性があるため、橋脚としては小断面の単柱を並列したような振りに弱い構造を避け、大断面単一柱形式その他の振り抵抗の大きい形式を採用するなどの考慮が必要とされよう。

2) 複数の柱と連結梁とからなるラーメン式橋脚のなかでも、比較的小断面の柱を用いた3柱式または4柱式の橋脚には大きな震害を受けたものが多い。損傷は主として柱の上・下端部付近または柱と梁との接合部付近に生じており、これは地震時水平力または基礎の不同沈下によって大きな断面力を生じる位置に一致している。

このような多柱式ラーメン構造の既往の震害例にみられたようなぜい性的な破壊を避けるためには、かかる骨組構造の交番繰返し荷重下における荷重-変形特性および破壊特性を究明し、構造物に適度の靱性を付与するような設計を行うことが必要と思われる。とくに、柱-梁接合部付近の構造細目、柱の横方向鉄筋（帯鉄筋）の配置方法について研究する必要がある。

3) ラーメン式橋脚のうち、比較的大断面の柱と梁とからなる剛な門型構造のものの震害の様相は、大断面単一柱式橋脚のそれに類似しており、このような橋脚の地震時における挙動は、大断面単一柱式のそれにちかいものであることを示唆している。

4) 大断面単一柱式橋脚の大きな震害は過去に比較的少なかったが、宮城県沖地震（1978年）では顕著な被害が数多く見られ、かなりぜい性的な損傷も認められたことは、単一柱式橋脚の耐震設計についても再検討する必要があることを示唆しているといえよう。すなわち、従来の主として応力度にもとづく安全性の検討のみならず、適度の靱性を付与しうるような設計を行うことが必要で、そのためには単一柱式橋脚の交番繰返し荷重下における荷重-変形特性および破壊特性を究明し、それにもとづく安全性の検討および構造細目上の配慮を加味することが

必要であろう。

単一柱式橋脚のなかでも、比較的高さの小さい剛な橋脚は、地盤との相互作用の影響が重要であると考えられ、これについても研究をすすめる必要があろう。

- 5) 橋脚の支承部直下付近の損傷が多いことにかんがみ、その合理的な補強方法について研究することが必要である。従来は、支承のベッドプレートまわりの局所的な補強のみに注意が払われていたきらいがあるが、宮城県沖地震（1978年）の一被害例は、支承反力のとくに大きなものについてはこのような局所的な補強にとどまらず、躯体全断面に反力を分散させるような補強方法について検討することが必要なことを示しているといえよう。
- 6) サンフェルナンド地震の被害例が示しているように、太径鉄筋を使用する際の鉄筋の定着、横方向鉄筋による補強等構造細目については、慎重な配慮が必要である。鉄筋の継手方式としてもっとも多用される重ね継手についても、その耐震性について十分検討しておくことが必要であろう。
- 7) 上部構造の落下を防ぐことはもとより、上部構造の落下による下部構造の被害を防ぐためには落橋防止装置の配慮をおろそかにすることはできない。たわみやすい高橋脚をもつ橋については、上・下部一体系の地震時挙動を予測する必要がある、そのためには、現実的なモデルを用いての動的解析法を確立する必要がある。

1.1.3 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する既往の研究の概要

構造物の耐震性にかかわる研究分野は、地震動にかかわるもの、地盤の地震時性状にかかわるもの、構造物の地震時挙動にかかわるもの、地盤と構造物との相互作用にかかわるもの、などきわめて多岐にわたるが、ここではこの論文の内容にかかわりの深いR/C橋脚をふくむR/C柱の地震時挙動にかかわる研究について、既往のおもな文献を縦覧し、そのすう勢を把握することとする。

まず〔1〕では、R/C橋脚を含む橋梁の耐震性に関する最近の研究例の概要を示した。〔2〕以降は、橋脚をふくむR/C柱の耐震性状に関する研究の概要を述べている。R/C橋脚を対象とした研究例はきわめて少なく、とくに鉄筋比の小さい大断面の単一柱形式橋脚を対象としたものは皆無ともいえる。そこで、R/C橋脚の地震時性状を検討するうえで参考になると思われる建築構造物のR/C柱を対象とした研究を中心に、内外における比較的最近の研究の動向を調べた。

地震時における荷重状態を想定した、交番繰返し荷重下におけるR/C柱の耐力、変形特性は、柱のせん断支間比、軸方向鉄筋比、横方向鉄筋比、軸方向力の有無およびその大きさ、軸方向鉄筋定着部の構造、などによって変化するため、対象とする構造部分ないしは部材により、また実験目的によって、実験研究の内容はきわめて多岐にわたっている。そこで、ここでは研究目的別につきの5項目に区分して、それぞれについての比較的最近の研究の概要をまとめた。

- 1) 耐力・変形特性（復元力特性）一般に関するもの、

- 2) 1)のなかでも、とくにせん断特性に着目したもの
- 3) 横方向鉄筋の効果に関するもの
- 4) 軸方向鉄筋定着部の性状に着目したもの
- 5) 動的特性に関するもの

(1) 橋梁の耐震性一般に関するもの

橋梁の耐震性、とくに高架構造橋梁の耐震性に関する研究は、1971年サンフェルナンド地震を契機として、その被害に関連した研究が盛んに行われている。

大久保らはサンフェルナンド地震における高架橋の被害の特徴を整理し〔49〕、被災橋4橋について詳細な解析を行った〔50〕結果、作用地震力に対して被災橋梁は強度と剛性が十分でなく、脚柱の配筋や支承部の構造にも欠陥があったことを指摘している。栗林ら〔51〕は、特徴的な被害のあった3橋について静的および動的解析を行い、総じて下部構造の剛性不足のゆえに橋脚の応力度は極限値をはるかに超える結果となったこと、したがって被害を防止するためには「力」による設計のほかに橋全体としての「変位」をも考慮した設計が必要であることを指摘している。福岡らの一連の研究〔52〕、〔53〕、〔54〕では、被災橋の静的・動的解析を行って耐力および変形について検討した結果、設計値の4～5倍の地震力を受けたことが破壊の直接の原因であり、ほかに、橋脚は主鉄筋量の割合からすれば帯鉄筋量が過小であったこと、せん断・ねじりに対する耐力が曲げ耐力とほぼ同等で、ぜい性的な破壊が起りやすい状況にあったこと、などを推論している。栗林ら〔55〕は、被害を受けた高橋脚橋について、わが国の耐震設計指針に従って設計したものと原設計のものについて地震応答解析を行って両者を比較し、その結果、原橋では変位が、わが国の基準によった対比案では応力度が、それぞれ耐震性を支配する結果となったことを示している。

T. Iwasaki ら〔129〕は、橋梁の耐震設計一般にかかわる各国の文献をまとめたうえ、サンフェルナンド地震における被害の詳細を示している。

道路橋の振動特性を扱った研究としては、たとえば栗林らの報告〔56〕、〔57〕などがある。〔56〕では実橋の振動実験結果より、固有周期と減衰定数との関係、橋脚高さとの関係をまとめ、〔57〕では橋梁の振動減衰に関する実験結果を整理している。

(2) 耐力-変形特性一般に関するもの

R.O. 橋脚を対象とした数少ない研究の例として、西山らの実験〔58〕、秋元らの実験〔59〕がある。これらは、都市内高架道路などに用いられる比較的小断面のラーメン橋脚柱を対象としており、供試体の鉄筋比は単一柱橋脚の場合よりもかなり大きい。〔58〕では、断面 40×40 cm、せん断支間比4の供試体3体の単調載荷および繰返し載荷を行って、柱の剛性、靱性、塑性域範囲を調べ、単調載荷の場合に比して交番繰返し載荷下では靱性低下が著しくなることを示している。〔59〕は、〔58〕と同一諸元の供試体5体を用いて、軸力の有無、帯鉄筋配置方法による耐力・靱

性への影響を調べている。

加藤ら[60]は、R O 部材との比較においてP O 部材の復元性、靱性、減衰性を調べ、R O 部材に比してP O 部材は復元性は大きいが靱性は小さく、減衰性はほぼ同等であることを確かめている。村田ら[61]は、R O 柱と鉄骨コンクリート柱とについて同様な調査を行い、復元性、靱性、減衰性のいずれも両者で大差のないことを確かめた。中野[62]は、コンクリート部材の性状一般について総括的なまとめを行っており、また、広沢[63]は既往のR O 柱実験例(331 供試体)を集成して、共通的にみられる傾向をまとめている。

池田[64]、[65]は、せん断支間比2.5のR O 柱に $0 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ の軸方向力と曲げおよびせん断の繰返しを同時に与えて耐力、変形、破壊性状を調べ、軸力が大きいほど、また、せん断力が大きいほど、変形性能・靱性が低下すること、フープの密配置は靱性向上に効果があることを示した。電算解析による理論的研究[66]では、R O 柱の塑性率と、靱性を保持しうる軸力の限界値とについて、およその傾向を示している。池田はまた、十勝沖地震における建物の柱の被害状況を供試体で再現して、せん断補強方法の検討を行っている[67]。

R O 柱の復元力特性におよぼすせん断支間比、帯鉄筋比、軸力比等の影響については、かなり多くの研究例がある。たとえば、黒正ら[68]は、多数の供試体を用いてせん断支間比、軸筋比、帯筋比、軸力比が曲げ降伏域における荷重-変形($P-\delta$)関係におよぼす影響を調べ、黒正らの別の実験[69]では、せん断支間比をパラメーターとして主鉄筋降伏後の定変形繰返し荷重下における $P-\delta$ 曲線の形状と安定性について検討を行っている。若林ら[70]は、最大せん断耐力以後の変形過程を含んだR O 部材の復元力特性を、せん断支間比、帯筋比、軸力比を変えて調査し、せん断補強筋の機能はせん断耐力を増大させることよりは変形能力を増大させることに効果があることを見出している。嶋津ら[71]は、せん断支間比2.0でフープ量を変えた柱供試体により大変形繰返し下での特性を調べた。

岡田らは、復元力特性を求める一連の実験[72]において、定常変位振幅と八戸地震波をモデルにした応答変位振幅を与えた交番繰返し曲げ下における復元力特性について実験的検討を行い、提案の計算法による結果と対比している。

荷重-変形履歴曲線(ヒステリシス・ループ)を求める研究として、たとえば黒正ら[73]は既往の実験資料の集積より、定変形交番繰返し載荷における耐力低下と $P-\delta$ 曲線形状の傾向の分類・整理を試みており、深田[74]は、既往のR O 柱実験結果をもとにDegrading Tri-linear Model を提案し、それによる数値計算結果と実験結果とを対比している。

ヒステリシス・ループの包絡線(スケルトンカーブ)を求める研究として、菅野[75]は内外の実験資料(柱、梁約250体)を集成して、曲げひびわれ強度、降伏強度および降伏時の剛性低下率を表わす実験式を求め、スケルトンカーブは曲げ破壊型とせん断破壊型の2つに大別されることを示した。青山[76]は鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係を仮定してR O 部材のモーメ

ントー曲率 ($M-\phi$) 関係を弾性計算によって求める方法を開発した。梅村らは、多くの R O 梁の曲げ実験データにおける $M-\phi$ 関係を上記の理論値と比較し [77]、さらに塑性時の剛性について検討した [78]。梅村・宮武 [79] は、R O フレームが水平力を受けたときの、自重が柱の降伏、倒壊におよぼす影響について理論的に検討し、宮武は R O 片持梁の実験を行って提案の計算方法を検証した [80]。

実際の震害に見られる破壊状況に注目して、その破壊過程の究明を旨とした研究も行われている。梅村ら [81] は、実際の震害に見る破壊状況と実験供試体におけるそれとが異なる原因は荷重条件の違いにあると考えて、軸力・曲げ・せん断力同時載荷の実験を行って破壊過程を調べた。中田ら [82] は、八戸高専建物の実物柱と、それを模した試験体の実験により、実物柱の復元力特性の解明を試みた。また、青山 [83] は、サンフェルナンド地震時の Olive View 病院のらせん鉄筋柱の靱性について実験的に検討している。滝沢 [84] は、R O 建物の強震応答解析法について研究し、梁・柱・接合部・耐震壁の弾塑性の性質をそれぞれ独立に決定し、各部材間の変位の適合条件を用いて全体系を解く方法を展開している。

弾塑性曲げ変形性状に関するユニークな研究として、山田・河村 [85] は定軸力と定曲率振幅繰返し曲げを受ける部材の塑性疲労破壊機構を種々の仮定のもとに計算で求める方法を開発し、実験値と対比した。山田らはまた、定軸圧と 2 軸曲げとを受ける R O 柱の弾塑性変形の計算方法をも開発し、実験値と符合することを確かめたうえで、2 軸曲げ下における柱の特性について検討している [86]。

R O フレームの弾塑性性状に注目したものとして、青山らの研究 [87]、[88]、谷らの研究 [89]、などがある。[87] は、部材の $M-\phi$ 関係から構造物の $P-\delta$ 関係を推定することを試みたものであり、[88] は、水平荷重を受けるフレームの柱の負担せん断力が、ひびわれ発生、塑性ヒンジ生成により弾性配分とは異なってくる過程を、理論・実験の両面より追究したものである。[89] は、純ラーメンおよび筋かい付きラーメンの定軸力・水平交番載荷実験をもとに、ヒステリシス・ループおよびスケルトンカーブのモデル化を行い、それによる弾塑性解析を行ったものである。

つぎに、海外における研究をみるに、米・カリフォルニア大学の Earthquake Engineering Research Center における研究がとくにさかんで、つぎのような研究がある。

H. Krawinkler ら [130] は、R O 片持梁の先端に交番繰返し載荷を行って部材の靱性・エネルギー吸収能力・履歴挙動におよぼすせん断力の影響について検討し、曲げ部材の靱性を高めるための配筋法の一案を示している。V. V. Bertero ら [131] は、建物の梁をモデルにしたスタブ付き梁供試体 4 体に、それぞれ変形履歴を異にする交番繰返し載荷を行って、変形履歴が部材の耐力・靱性・エネルギー吸収能力等におよぼす影響について検討した。S. A. Mahin ら [132] は、交番繰返し曲げを受ける R O 部材の挙動におよぼす載荷速度の影響について調べ、載荷速度が大きい (25 cm/sec) ときは小さい (0.25 cm/sec) ときよりも降伏強度・降伏変位・エネルギー吸収能

力が幾分大きくなることを確かめた。また、ひびわれにエポキシ樹脂を注入して補修したのちの剛性等についても調査している。M. Celebi ら [133] は、建物の中梁を模したスタブ付き梁のせん断支間比を 2.3 ~ 6.6 に変化させ、あばら筋間隔をも変えたもの 12 体の交番繰返し載荷を行って、 $P-\delta$ 、 $M-\phi$ 、 $Q-r$ (Q : せん断力、 r : せん断変形) 関係を測定し、荷重の繰返しに伴う耐力・変形量・剛性・エネルギー吸収能力の変化を求めた。それにより、せん断応力が大きいときの復元力モデルには、せん断力による $P-\delta$ 曲線の pinching (せん断ずれ) の影響を考慮する必要があること、などを確認している。V.V. Bertero ら [134] は、モーメント抵抗型靱性フレームの梁-柱要素がさまざまな水準のせん断力を受ける場合の曲げ塑性化域の履歴挙動について、実験的・解析的に検討した。J. Vallenar ら [135] は、建物の柱を対象とした矩形フープを有する角柱に単調増加の軸圧荷重をかけ、柱の挙動におよぼすかぶり、横方向鉄筋量・軸方向鉄筋量の影響について調べた。M. B. Atalay ら [136] は、床スラブ上下の柱部分を模したスタブ付き供試体 12 体の交番繰返し載荷を行って、軸力比、腹鉄筋比および変位履歴が部材の耐力・剛性およびエネルギー吸収能力におよぼす影響を調べ、軸力比が大きいほど、腹鉄筋比が小さいほど、耐力・剛性・エネルギー吸収能力の低下が早いこと、また、とくに軸力比が大きいときは破壊モードがせん断ぜい性破壊型に移行すること、などを明らかにした。T. Y. Wang [137] は、典型的な壁付き 3 層フレームの 1/3 大模型の単調載荷および繰返し載荷を行って、耐力・変形・エネルギー吸収能力をそれぞれの理論値と比較した。また、供試体の一部については振動実験を行って、主としてその破壊機構を調べた。その結果、柱のせん断耐力が不十分のときはぜい性破壊を生じる恐れがあることを確かめ、水平抵抗力を増す方策について検討した。Ö. Kılıcı ら [138] は、ディープビームと柱とからなるフレームの 1/2 モデルに定軸力と繰返し水平力を与えてフレームの挙動と破壊機構について調査し、せん断耐力が十分でないときは破壊がぜい性的になる傾向があることなどを明らかにした。S. A. Mahin ら [139] は、大きな震害を受けた Olive View 病院その他 2 つの建物の地震時挙動について電算解析により検討した。

以上のような研究のほかにも、EERC では練瓦積、コンクリートブロック積作工物の耐震性に関する研究 [140]、[141] も行われている。

EERC における研究以外にも、すぐれた研究が多々ある。そのいくつかを挙げると R. H. Brown [142] はさまざまな荷重履歴による少数回の高応力交番繰返し載荷が RC 片持梁（一端固定、他端自由の柱）の耐力・靱性・破壊モードにおよぼす影響を調べ、交番繰返し荷重下での部材の挙動はせん断力の大きさに著しく左右されることを確かめており、R. Park ら [143] は繰返し荷重を受ける梁および柱の $M-\phi$ 、 $P-\delta$ 関係を、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を仮定して理論的に求め、実験結果との照合・検討を行っている。G. L. Agrawal ら [144] も同様な研究を行っており、複鉄筋梁の一方向および交番繰返し荷重下における $M-\phi$ 関係を、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係にもとづいて計算で求めることを試み、実験結果と対比して、

一方向載荷時の挙動は計算によってかなりよく推定できるが、交番載荷時の挙動を正しく推定するためには、交番荷重下における鉄筋の特性を正確にとり入れる必要があることを指摘している。G. N. Kartsvadzeら[145]は、高さ2.2 mの1層および2層平面骨組ならびに片持柱に重錘による水平交番繰返し載荷を行って、このような荷重のもとでの耐力について検討している。A. Parducciら[146]は、長さ3 mの梁28体について定軸圧下における2点繰返し曲げ載荷を行い、軸力の大きさおよびスターラップ量が梁の挙動に著しい影響をおよぼすことを確かめた。V. V. Berteroら[147]は、他の研究者による研究結果をも含めて地震時におけるRCフレームの挙動について整理し、交番繰返しの回数がふえるとひびわれ発生部または塑性化域における被害が蓄積され、その部分の剛性が著しく低下する傾向があることを見出した。

[3] せん断特性に関するもの

RC短柱の耐力・変形性状におよぼす諸要因の影響を解明することを目的とした研究（主として実験的研究）は多くを数える。

岡本らの研究[90]、[91]は、十勝沖地震でせん断支間比の小さい柱にせん断破壊が多くみられたことに鑑み、[90]ではせん断支間比1.0の実大短柱の実験によりせん断補強筋の効果的な配置方法について検討し、[91]では同様の試験体により帯筋比、軸力比、等と変形性能との関係を求めている。

山田らは一連の実験[92]、[93]、[94]において、短柱のせん断性状におよぼす軸筋比、肋筋比、軸圧比の影響を調べている。[92]では、せん断支間比0.6～2.4の柱の実験により、せん断破壊を生じる限界せん断支間比は軸筋比によって変化することを確認し、[93]では定軸圧のもとで交番繰返しせん断力を受ける際の、部材の疲労性状におよぼす軸筋比と肋筋比の影響を調べ、また[94]では、定軸圧下において漸増変位振幅交番繰返しせん断力を受けるときの、部材の復元力特性におよぼす軸圧比、肋筋比の影響を調べて、軸圧比が小さく肋筋比が大きいほど靱性は大きくなること、軸圧比が大きくなると肋筋比増加の効果が低下すること、などを明らかにしている。

小阪・小池[95]は、主筋比を1.1～2.5%、あばら筋比を0.35～0.95%とした人工軽量骨材コンクリート梁の静的および交番繰返し曲げせん断実験を行って、部材のせん断耐力・靱性におよぼす主筋比の影響と、主筋比の大きい梁におけるあばら筋の補強効果について調べている。

藤本・入江[96]は、せん断支間比、肋筋比、軸圧比とせん断性状との関係を求める基礎実験を行い、野口[97]は、せん断補強筋のないRC柱のせん断支間比と破壊モードとの関係を調べている。服部・大野[98]は、せん断支間比1.1～2.3の短柱について定軸力下の交番水平多数回繰返し実験を行って、耐力と変形性状を調べた。

せん断性状に関する総括的な資料として、服部らの報告[99]がある。せん断補強のある供試体に逆対称載荷を行って曲げ降伏前にせん断破壊した既往の実験資料について、せん断耐力と変形性能の総括を行い、せん断耐力については軸応力が 100 kg/cm^2 未満のときは軸力の増加とともに

に耐力は直線的に増加するのに対し、軸応力が 130 kg/cm^2 をこえると軸力の増加に伴い耐力は減少すること、また、せん断変形能力については、肋筋比、せん断支間比が大きいほど変形能力は増大し、軸圧比、コンクリート強度が大きいほど変形能力が低下する傾向があることを述べている。

青山〔100〕は、1968年十勝沖地震によるRC建物の被害を教訓として、柱のせん断破壊防止対策について論じている。

EERCにおける研究例としては、V.V. Berteroらの研究〔148〕、S.W. Zagajskiらの研究〔149〕がある。〔148〕は、建築物の梁-柱接合部の梁を対象とし、その塑性化域に特殊なせん断補強筋を用いた場合の高せん断力交番繰返し下における梁の挙動を調べたもので、通常のスタ-ラップの場合とくらべて特殊補強筋を用いることによりエネルギー吸収能力を40~50%程度増大させることを示している。〔149〕は、1スパン2層建築物の一部を想定した短柱が、高軸力と繰返しせん断力を受ける場合の軸力比、横方向鉄筋配置法および入力変位履歴が部材の応答履歴挙動におよぼす影響を実験によって調べる一方、ひびわれ発生・伝播機構とひびわれ後の荷重伝達機構を有限要素法により解析的に究明することを試みたものである。

〔4〕横方向鉄筋の効果に関するもの

フープにより拘束されたコンクリートの弾塑性性状については、山田らの研究〔101〕、黒正らの研究〔102〕、などがある。〔101〕では、種々の間隔で円形フープを配した $\phi 15 \times 30\text{ cm}$ 供試体の圧縮試験により、フープ筋比と耐力・剛性・靱性との関係を調べており、〔102〕でもほぼ同様の実験が行われている。

あばら筋比と部材の諸性質との関連を追究した実験も種々行われている。吉岡ら〔103〕は、せん断支間比、軸筋比を一定とし、あばら筋比、軸圧比を変えた柱の耐力・変形性能・靱性について検討している。山田ら〔104〕は、あばら筋比、あばら筋径、あばら筋間隔がRC柱の靱性および破壊性状におよぼす影響を調べ、あばら筋比が一定のときあばら筋径が小さいほど靱性は大きくなること、などを示している。服部ら〔105〕は、RC短柱における多量のあばら筋配置の効果、その場合のコンクリート強度の影響を調べ、変形能力を高めるうえでコンクリート強度を上げることは必ずしも適当でないこと、などを明らかにした。RC部材の振り耐力におよぼすフープの影響について、山田らが研究している〔106〕。

あばら筋の形状に着目した実験も多くを数える。別所ら〔107〕はタイ、スパイラル、フープについて、服部ら〔108〕は 135° フック付き矩形フープ、溶接矩形フープ、溶接円形フープについて、伊藤ら〔109〕は溶接フープ、ダブルスパイラル、鉄骨ラチスについて、また、黒正ら〔110〕は溶接金網と従来のあばら筋とについて、それぞれ柱の耐力、変形性能等の比較を行っている。荒川ら〔111〕はサブタイの効果について調査している。矢代ら〔112〕は、高応力繰返し荷重を受ける鉄筋の重ね継手の性状に着目し、梁供試体の一方向繰返し曲げ載荷を行って継手の耐力・靱性

におよぼす継手長さ、あばら筋量などの影響について調査している。

P. D. Leslie [150] は、横方向鉄筋を有する矩形および円形断面コンクリート柱の耐力および靱性に関する既往の資料を集成し、それらより円形拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線をモデル化して提案した。D. O. Kent ら [151] は、フープ筋またはらせん筋で補強されたコンクリートの圧縮時の応力-ひずみ曲線に関する既往の実験資料をもとに、拘束されたコンクリートを有する曲げ部材の圧縮応力分布モデルを提案し、それを用いて曲げ部材の塑性域における $M-\phi$ 特性について検討している。R. Park ら [152] は、単調増加の荷重下における偏心軸圧縮柱の靱性に関する理論的研究において、とくに矩形フープ筋量について検討し、各規準値との対比を行っている。

[5] 軸方向鉄筋定着部の挙動に着目したもの

交番繰返し荷重下における鉄筋の付着性状一般に関しては、小阪・谷川の研究 [113] がある。コンクリート角柱の中心に鉄筋 (D19) を配し、割裂防止用のあばら筋を配した供試体の交番繰返し載荷を行ってコンクリートと鉄筋との付着性状 (鉄筋応力・付着応力・相対すべり) を調査し、有限要素法による解析結果と対比した。

交番繰返し荷重を受ける R 〇 梁および柱の軸方向鉄筋定着域での鉄筋の付着劣化の状況およびそれが部材の性状におよぼす影響に関しては、宮武らの研究 [114]、森田らの研究 [115]、[116]、などがある。[114] では、単純梁の支間中央にスタブを有する供試体の交番繰返し曲げ載荷を行い、スタブ内の鉄筋の付着損失による部材の変位は曲げ変形による変位に匹敵する大きさとなること、などを明らかにした。[115] は、せん断支間比 5 の片持梁供試体について、荷重の増加に伴う埋込み端の鉄筋の抜け出し量、鉄筋のひずみ分布および耐力低下の推移を調べ、[116] において定着部鉄筋の付着性状の変化が部材の変形履歴におよぼす影響の分析を行っている。玉置ら [117] は、柱主鉄筋のフーチング中における定着強度におよぼす定着長さ、定着部の鉄筋形状、フーチング上側補強鉄筋などの影響について調査を行い、主鉄筋は 30 ϕ 以上の定着長さで定着し、かつ、設計荷重に対する所要のフーチング上側鉄筋を配置すれば、定着部は満足すべき挙動を示すことを確かめた。

M. A. F. Ismail ら [153] は、角柱供試体の軸方向繰返し載荷および片持梁の交番繰返し曲げ載荷を行って、載荷の繰返しに伴うコンクリートと鉄筋との付着力低下の状況を観測している。

R. Park ら [154] は、梁-柱接合部の繰返し荷重下における挙動におよぼす横方向鉄筋の配置方法および軸方向鉄筋定着方法の影響について調査し、交番繰返し載荷のもとでは斜め引張ひびわれのために接合部が急激に劣化して定着部が破壊するおそれがあることを認めている。

[6] 動的特性に関するもの

R 〇 部材の基本的な振動性状を確かめることを目的としたものに、表らの研究 [118]、志賀らの研究 [119]、久保の研究 [120]、などがある。[118] は、振動台を用いて R 〇 梁に強制定常振

動を与え、梁の破壊性状、減衰性などを調べたものである。〔119〕および〔120〕は、振動台を用いてRC片持梁に強制振動を与え、部材の剛性、減衰性の変化などを調べたものである。南〔121〕は1層1スパンフレーム模型を用い、載荷した水平荷重を瞬時に開放して自由振動を与える方法で、せん断補強法と剛性との関係を調べている。小川〔122〕は、1層1スパン模型を振動台上で加振し、剛性、減衰性等の特性を調べている。

橋脚に関連した研究として、後藤ら〔123〕は土を振動質量と考えて構造物との連成振動として基礎構造物の振動解析を行う方法を橋脚に適用する方法について研究し、理論を検証するための実験を行っている。

P. Gulkan ら〔155〕は、RCフレームの振動実験を行って強震時におけるRC構造物のエネルギー吸収能力について検討し、剛性および減衰特性と最大変位量との関係から非弾性応答を考慮した設計ベースシヤを求める簡易法を導いた。P. Hidalgo ら〔156〕は、 $6 \times 6 \text{ m}$ 振動台を用い最大加速度 0.46 g を与えて1スパン2層建物モデルの加振実験を行い、ひびわれが生じた供試体にエポキシ樹脂注入の修復を行ったのち再び加振実験を行って、最大変位、層せん断力、転倒モーメントなどの応答値を求める一方、建築物の非弾性挙動を追跡するための解析法についても研究し、実験結果との対比を行っている。R. M. Stephen ら〔157〕は、11層建物の強制振動実験を行って、固有周期、振動モードおよび減衰定数を求め、理論値との比較より解析モデルの改善方法を検討している。

1.1.4 鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の問題点

1.1.1 に述べた耐震設計法の現状、1.1.2 に述べた既往の震害例、および1.1.3 に述べた既往の研究をふまえて、わが国におけるRC橋脚の現行の耐震設計法をさらに合理的なものとするために改善すべき点と、そのために解決すべき問題点を挙げると、つぎのようになる。

1) まず、耐震計算法としては震度法または修正震度法と構造材料の許容応力度とを組合わせた方法が簡便で実務的である。したがって、これを主体とし、特別な場合に動的解析法を適用する従来の設計体系が適当と思われる。

2) しかし、既往の震害例やRC柱の繰返し荷重下における挙動についての既往の研究成果よりみて、従来行われてきたような許容応力度による部材強度の安全性の照査だけでは不十分であり、既往の震害例に見られたようなぜい性的な破壊を避けるためには、主鉄筋の降伏後もある範囲ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるような、適度の変形性能（韌性）をも保有させることが必要である。

このように強度と韌性とを考慮する設計法は、すでにアメリカやニュージーランドの規準で採用されており、わが国の新耐震設計法(案)の趣旨にも沿うものである。

3) しかるに、コンクリート部材の塑性域におよぶ変形性能は、部材の降伏限界状態および終局限

界状態を基準として考える必要があるため、変形性能（靱性）の照査を行う手続きには部分的にも限界状態設計法の手続きを導入することが必要になる。その場合、設計実務をいたずらに煩雑なものとしないうに、現行の許容応力度法との整合について十分考慮するとともに、限界状態設計法による部分はできるだけ簡易な手続きにおきかえ、可能なものについては構造規定のみで靱性についての要求を満足しうるようにしておくことが望ましい。

- 4) ぜい性的な破壊を避けるためには、さらに、せん断破壊が曲げ破壊に先行しないように、終局曲げ耐力を上まわる終局せん断耐力を確保することが必要である。終局耐力の照査は、設計手続き上は靱性に関する照査の一部と考えることができる。
- 5) 固有周期の長い橋、著しく剛度の異なる橋脚がとなり合う橋など、震度法または修正震度法を適用することが妥当でないものについては、動的解析法を適用するのが合理的と考えられる。従来、動的解析法を適用する場合、その結果の取扱いがあいまいで、一般には修正震度法で設計された結果に対する一つの検討手段ないしは参考資料的な意味で用いられることが多かったが、動的解析法を採りあげる以上はその設計法としての位置づけを明確にするとともに、それによる設計手続も明確にしておくことが必要である。
- 6) 既往の研究例等よりみて、RC橋脚の靱性は、その形状・寸法、軸方向鉄筋量とその配置方法、帯鉄筋量とその配置方法などと密接に関連していることは明らかであり、したがって、橋脚の靱性はこれら構造細目との関連において考慮する必要がある。しかし、単一柱橋脚のように比較的断面が大きく鉄筋量の少ない部材を対象とした実験研究例は皆無にひとしく、構造細目と橋脚の性状との関係は明らかでない。建築構造物の柱を対象とした研究例はきわめて豊富であるが、単一柱橋脚は建築構造物の柱とくらべて断面寸法、鉄筋比、鉄筋配置方法、軸力比など構造的・力学的条件が著しく異なるので、橋脚の性状と構造細目との関係については別途に究明する必要がある。
- 7) 他の構造細目として、地震時に弱点となることが懸念される軸方向鉄筋の重ね継手部および定着部については、その耐震性を確かめ、それらの適切な構造細目を見出す必要がある。

1.2 本研究の目的と意義

1.2.1 本研究の目的

本研究は、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚のうち、一般の道路橋において多用される高さ20 m程度以下の中小規模の橋脚を対象とし、その地震時における挙動、とくに弾塑性域における耐力・靱性について明らかにし、所要の強度と所要の靱性とを付与しうるような設計方法について考究するとともに、耐震性を向上させるための構造細目の検討を行い、これらをもとに具体的な

耐震設計法の一案を提示して、この種の橋脚の耐震設計法の改善に資することを目的とする。

1.2.2 本研究の意義

本研究の最終的成果として提案する単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚耐震設計法(案)は、慣用の許容応力度法による強度の安全照査の手續きに加えて、部材の変形性能(靱性)および終局耐力の照査の過程を採り入れているところに特色があり、かかる構造物の慣用の耐震設計法をさらに合理的なものに改善するための、一つの方向を示したことに意義があると考ええる。

世界的なすう勢として、鉄筋コンクリート構造物の設計法が許容応力度法から限界状態設計法へと移行されつつあり、わが国においても土木学会・コンクリート標準示方書の柱の設計基準、日本道路協会の道路橋示方書・コンクリート橋編など、コンクリート構造物の設計規準が構造物の限界状態にもとづく新しい設計法に漸次変換されつつあって、R.O.橋脚についても早晚新しい設計法に移行することが予想される折から、新・旧両設計法を併用した提案の方法は、設計法の変換を円滑にすすめるうえでの実務的効用もあると考えられる。

また、単一柱形式橋脚のように比較的断面が大きく鉄筋比の小さい部材の地震時挙動に関しては、実験および解析の両面とも既往の研究資料がきわめて乏しい現状にあって、部分的ながら単一柱形式橋脚の地震時挙動に関する解析的および実験的検討成果を提示し、かつ、鉄筋の重ね継手および定着部の耐震性に関する実験資料を提示したことは、それ自体意義があり、この分野における今後の研究の一助になるものと考ええる。

本研究は、その範囲を中小規模橋脚に限定してはいるが、一般の道路橋橋脚の大部分はこの範囲に属するものであるので、本研究の成果の活用範囲がこれによって著しく限定されることはないと考ええる。

本研究で扱う耐震設計法の考え方は、将来さらに規模の大きな単一柱橋脚にまで対象範囲を拡張する際の案地となろうし、また、単一柱橋脚以外の橋脚、橋台、よう壁、水門支柱、槽類の壁など、類似する鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法の改善にも役立つものと考ええる。

1.3 本研究の範囲

本研究においては、単一柱形式R.O.橋脚のうち、高さ20m程度以下の中小規模の橋脚を対象とする。このような橋脚の耐震設計法を改善することを目的として、先ず、このような橋脚の地震時挙動に関する基礎的資料を得るため、建設省の標準設計橋脚を対象とした実験的検討および解析的検討を行い、また、耐震性が懸念される軸方向鉄筋の重ね継手部および定着部の構造細目について実験的検討を行い、これらの検討の成果をもとに、単一柱形式R.O.橋脚の具体的な耐震設計法の一案をとりまとめている。

2「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討」では、はじめに実験的検討を行い、それによって得られた知見をふまえて解析的検討を行っている。

実験的検討では、建設省土木研究所において行った単一柱橋脚の模型実験について述べている。この実験は、単一柱橋脚として多用される小判型断面橋脚を長方形断面で近似させ、断面 $40 \times 80 \text{ cm}$ 、柱部分の高さ約 1.6 m としたフーチング付き供試体6体の定軸力下における一方向および交番の高応力繰返し載荷を行って、荷重-変位特性、靱性、エネルギー吸収能力、破壊状況などについて調査・検討を行ったものである。

解析的検討では、高さ $7 \sim 20 \text{ m}$ の建設省標準設計橋脚を対象とし、1質点モデルによる弾塑性応答解析を行って地震時応答を求め、実験結果と対比しつつ橋脚の地震時における安全性について検討した。弾塑性解析を直接設計にとり入れることは煩雑であるため、塑性域における橋脚の性状を等価剛性および等価減衰で代表させ、応答変位スペクトルを用いて簡易に靱性の照査を行う方法について考究した。また、橋脚の地震時応答におよぼす基礎のロッキングの影響について検討した。さらに、橋脚一例について多質点系モデルによる弾塑性応答解析を行い、高さ方向の曲げモーメント分布および軸方向鉄筋配置方法について検討した。

最後に、以上の実験的および解析的検討の成果を設計に反映させる方法についての提案をまとめた。

3「構造細目に関する検討」では、はじめに構造細目に関するおもな規準の現状と耐震設計上の問題点について述べ、つぎに、軸方向鉄筋の重ね継手とフーチングへの定着部の挙動を調べるために行った室内実験について述べている。

鉄筋の重ね継手に関しては、梁供試体23体の一方向および交番繰返し曲げ載荷実験と、橋脚の一部を模した大型ブロック供試体による鉄筋の繰返し引張載荷実験とを行った。前者は、コンクリート強度、継手長さ、継手部補強方法が継手の強度および靱性におよぼす影響を調べることを目的とし、後者は、継手長さ、横方向補強鉄筋量およびその配置方法と継手の性能との関係、および複数の継手が密に並列して設けられる場合の相互干渉の影響を求めることを目的としたものである。

定着に関しては、軸方向鉄筋が密に配置されている場合の定着長さ、鉄筋本数等が定着強度および破壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的として、ブロック状供試体15体による鉄筋引抜き実験と、実際の橋脚におけるように柱の曲げによって軸方向鉄筋が引張力を受ける状態とした供試体10体の曲げ引抜き実験とを行った。

これらの実験の成果を設計に反映させる方法についての提案をまとめた。

4「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案」は、以上の研究成果をもとに、具体的な設計方法の一案を提示したものである。はじめに、提案の方法による耐震設計の基本的な考え方を述べ、つぎに設計法の詳細を示している。

この案は、安全性の検討に靱性の照査と終局耐力の照査を取り入れている点が従来の方法と異なる。

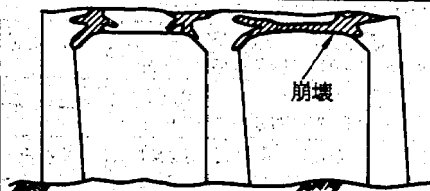
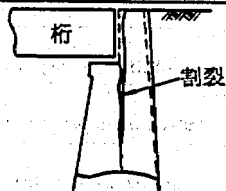
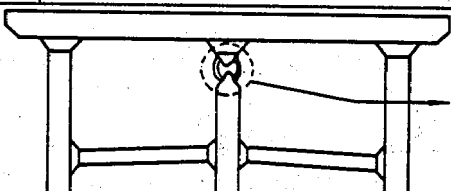
表-1.1.1 世界のおもな耐震設計規準の概要[18]

国名	おもな対象構造物	規 準 名	設計水平震度の範囲 0 0.1 0.2 0.3 0.4	設計水平震度にかかわる因子							地震時に対する許容応力度の割増し率, 等			
				地域	地震発生条件または形式	基礎構造形式	高さまたは階層数	重要度	構造部材または特性	振動モード				
1	アルジェリア	A	Recommendations relatives aux constructions a editer dans les regions sujettes aux seisms, 1955	— —				○	○	×	×	△	×	S,RS:σ _y , C(無筋), R:200% C(RC):0.8σ ₉₀ (曲げ), 0.6σ ₉₀ (圧縮)
2	アルゼンチン	A	Centro para estudio de normas estructurales des holmigon	— —				○	○	○	○	○	×	C, RS:40%
3	ブルガリア	A	Code for Building in Earthquake Regions, 1964	— —				○	○	○	○	○	○	50%
4	カナダ	A	National Building Code of Canada, 1970	— —				○	○	○	○	○	×	
5	チリ	A	INDITECNOR, Calculo antisismico de edificios	— —				×	△	○	○	○	×	鋼構造:33%, RC構造:16.7%
6	キューバ	A	NOCAE No.1 Standards for Structural Design	静的方法	— —			×	○	×	○	○	×	S,RS,W:50%, E:33%
				動的方法	— —			×	×	○	×	○	○	SO,C,R:33%
7	エル・サルバドル	A	Regulations for Seismic Design, 1966	— —				○	×	×	○	○	×	S,RS,W:50% SO,C,R:33%
8	フランス	A	Règles de construction à appliquer dans les régions sujettes à seismes	— —				○	○	○	×	○	×	
9	西ドイツ	A	DIN 4149, 1957	— —				○	○	×	×	△	×	S,RS:50~100%, C:100% 上記以外:50%
10	ギリシャ	A	Royal Decree about Antiseismic Regulation for Building Construction, 1959	— —				○	○	×	×	×	×	C,RS:20% E:50%
11	インド	A,B	Indian Standard, 1970—Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures	— —				○	○	×	○	×	×	S:33.3%(σ _y 以下)
12	イラン	A	Iranian Antiseismic Code for Building Construction	低層	— —			○	○	×	○	×	×	C,S:33.3%
				高層	— —			○	○	○	×	△	×	
13	イスラエル	A	Proposed Israel Standard, Loads in Building: Earthquake	— —				○	○	×	×	○	×	C:33.3%
14	イタリア	A	Italian Standard Specifications for Buildings in Seismic Zones	— —				○	×	×	×	×	×	軟鋼:1400 kg/cm ² 中鋼:2000 "
15	日本	B	道路橋耐震設計指針(日本道路協会)	震度法	— —			○	○	×	○	△	×	C,RS:50%, C(PC):65%
		修正震度法	— —			○	○	○	○	△	×	S:70%(上部), 50%(下部), E:50%		
		A	建築基準法施行令	— —				×	△	×	×	○	×	S:50%, C,W,E:100%

16	メキシコ	A	Provisions for Earthquake Resistant Design in the Federal District, Mexico, 1966	—				○	○	×	○	○	×	S, RS, W: 50 % SO, C, R: 33 %
17	ニュージーランド	A	New Zealand Standard Model Building Bylaw (NZS 1900), 1965	—				○	×	○	○	×	×	
18	ペルー	A	Peruvian Standards for Antiseismic Design, 1968	—				○	×	○	○	○	×	S, C: 33 % [弾性計算法] 荷重係数: 1.33 [終局強度法]
19	フィリピン	A	National Structural Code for Buildings, Lateral Force, 1972	—				○	○	○	×	○	×	
20	ポルトガル	A	Portuguese Codes of Earthquake Resistant Structures, 1958	—				○	○	×	×	○	×	S: 2400 kg/cm ² (引張), 70 % (他の応力), SO: 0.8 σ_{su} , C: 100 %
21	ルーマニア	A	Earthquake Regulations	—				○	○	○	×	○	○	M, W: 40 %, C, R, E (乾燥): 20 %
22	スペイン	A	Norma Sismopresistente, P.G., S-1, 1968	—				×	○	○	×	○	×	鋼構造物: 10 %, コンクリート構造物: 50 %
23	トルコ	A, B	Earthquake Building Code Regulations, 1968 その他	—				○	○	○	○	×	×	C, RS: 50 % E: 0~50 %
24	アメリカ	B	Standard Specifications for Highway Bridges, AASHTO 1965	—				×	○	×	×	×	×	
		A, B	Recommended Force Requirement, SEAOC, 1959	—				△	×	○	×	○	×	
		A	Uniform Building Code, 1970	—				○	×	○	×	○	×	
25	ソ連	A, B	Строительные Нормы И Правил, Глава 12 Строительство В Сейсмический Районах, 1970	—				○	○	○	×	○	○	S, W: 40 % C, R: 20 %
26	ベネズエラ	A	Provisional Standard for Earthquake Resistant Structures, 1967	—				○	○	×	○	○	×	

(注) おもな対象構造物 ——— A: 建築物, B: 橋梁
 許容応力度の割増し率, 等 — S: 鋼材, SO: 非鉄金属, M: 金属, RS: 鉄筋, C: コンクリート, W: 木材, R: 石, E: 土(地盤)
 σ_y : 降伏点, σ_{su} : 破壊強度

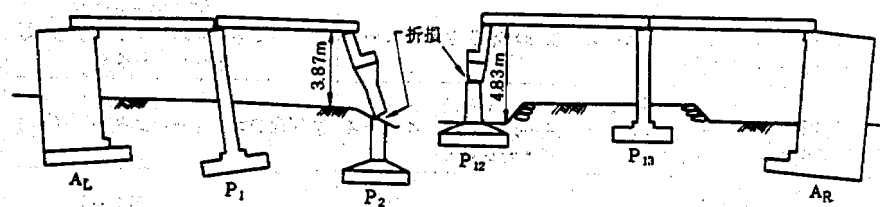
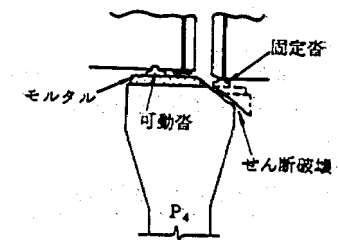
表-1.1.2 鉄鉄コンクリート橋脚・橋台の震害例

地 震	橋 梁 名 橋 長, L (m)	所 在 地	構 造 形 式					被 害		参 考 文 献
			上 部 構 造	橋 台		橋 脚		被 害 状 況	推 定 原 因	
				軀 体	基 礎	軀 体	基 礎			
1. 関東地震 〔1923年 M=7.9〕	(1) 新 港 橋 L=36.6	横浜市	鋼トラス1連	石 積	コンクリート ならし	—	—	橋台：1基は橋軸方向に傾斜、かつ0.4 m滑動、他の1基は躯体幅員中央部に 鉛直ひびわれ発生。	○過大な背面土圧の作 用。 ○基礎の強度不足。	〔30〕 〔31〕
	(2) 萬 国 橋 L=36.6	横浜市	鋼トラス1連	練 瓦 積	コンクリート ブロック	—	—	橋台：1基は橋軸方向に約1.2m滑動、 躯体幅員中央部に鉛直ひびわれ発生 (最大幅2.7cm)、他の1基は橋軸方向に 0.3m滑動。	○過大な背面土圧の作 用による、基礎プロ ックのずれ。	
	(3) 花 園 橋 L=50	横浜市	鋼トラス1連	練 瓦 積	コンクリート ならし	—	—	橋台：1基は、橋軸方向に滑動しようと する際、上部構造の抵抗により躯体頭 部付近に水平ひびわれ発生(最大幅3 cm)。他の1基は橋軸方向にわずかに滑 動。	○過大な背面土圧の作 用。 ○基礎の強度不足。	
	(4) 酒 匂 橋 L=363	神奈川 県	RC単純T桁 33連	RC 重力式		RCラーメン (3柱)	ケーソン(各 柱独立)	橋台：傾斜 橋脚：完全崩壊	○過大な背面土圧の作用。 ○過大な地震力の作用 (橋脚躯体の耐力不足)。	
	(5) 馬 入 橋 (建設中)	神奈川 県	(未架設)	RC 重力式	杭	RCラーメン (3柱) 〔56基中6 基完成〕	ケーソン(各 柱独立)	橋脚：上端水平梁の柱との接合部付近が 破壊(図-1)。躯体が橋軸方向に傾斜。	○基礎の不同沈下。 ○コンクリートの強度 不足(養生不十分)。	
	(6) 高 橋 橋	東京市	鋼単純I型 桁13連	RC 重力式	ケーソン	RCラーメン (3柱)	ケーソン	橋台：橋軸方向に滑動し、桁との衝突で 崩壊(図-2)。 橋脚：2基の中央柱頭部が破壊(図-3)。	○過大な背面土圧の作 用(橋台)。 ○柱のせん断耐力の不 足(橋脚)。	
 図-1 馬 入 橋  図-2 高橋橋(橋台)  図-3 高橋橋(橋脚)										

2. 南海地震 [1946年 M=8.1]	被災橋梁は300橋をこえたが、橋脚・橋台の損傷としては、渡川橋(高知県、鋼トラス8連+RC桁6連)のトラス落橋にともなう橋脚の破損があったほか、橋脚の沈下、橋台の滑動を生じたものが高知・愛媛両県下に数橋あったのみ。										[31]
3. 福井地震 [1948年 M=7.3]	(1) 中角橋 L=257	福井県	単純プレート ガーダー14連	RC 重力式	杭	RCラーメン (2柱)	杭 ケーソン	橋台: 橋軸方向に傾斜。 橋脚: 大部分の橋脚は傾斜。ケーソンとの接合部が浮上り(φ22 定着鉄筋拔出し)、反対側はコンクリート剥離・鉄筋座屈。また、頂部水平梁との接合部に水平ひびわれ発生(図-4)。 ○上部鋼桁落下。	○過大な地震動の作用	[32]	
	(2) 長屋橋 L=58.5	福井県	鋼単純I型 桁8連	RC 重力式		RCラーメン (2柱)		橋台: 1基は橋軸方向に傾斜。 橋脚: 沈下・傾斜、脚柱の梁との接合部にひびわれ発生、コンクリート剥離(図-5)。	○過大な地震動の作用 ○柱-梁接合部の耐力不足。		
	(3) 塩屋大橋 L=86	石川県	鋼単純I型 桁8連	RC 重力式		RCラーメン		橋台: 傾斜。1基は水平打継目(頂部より2m)に水平ひびわれ発生。 橋脚: 傾斜および沈下(最大沈下量0.25m)。	○過大な背面土圧の作用。 ○地盤の支持力不足。		
	(4) 瀬越橋 L=87	石川県	鋼単純I型 桁8連	RC 重力式		RC単柱式		橋台: 傾斜。1基は頂部より1.6mの所に水平ひびわれ発生。 橋脚: 傾斜および沈下(最大沈下量0.5m)。	○過大な背面土圧の作用。 ○地盤の支持力不足。		
	(5) 板垣橋 L=156	福井県	RC単純T桁 13連	RC 重力式		RCラーメン (2柱)	ケーソン	橋脚: P ₃ ~P ₈ の6基が傾斜。傾斜の大きな橋脚では脚底とケーソンとの境界部にひびわれ発生。	○地盤の支持力不足。		
	(6) 弁天橋 L=50.3	石川県	鋼単純I型 桁6連	RC 重力式		RCラーメン (4柱)		橋台: 傾斜。 橋脚: P ₂ が桁落下時に破壊。P ₃ は倒壊、P ₄ , P ₅ は傾斜。			
	(7) 木呂場橋 L=36	石川県	RC単純T桁 3連	RC 重力式		RCラーメン (3柱+上・下梁付)		橋脚: P ₁ の下梁にひびわれ、外側柱頭部付近破壊。P ₂ の下梁にひびわれ発生、躯体傾斜(図-6)。	○基礎の不同沈下、脚柱の耐力不足。		

(表-1.1.2 つづき)

地震	橋梁名 橋長, L (m)	所在地	構造形式						被害		参考文献	
			上部構造	橋		合	橋		脚	被害状況		推定原因
				躯体	基礎	躯体	基礎					
(福井地震)												
			図-4 中角橋	図-5 長屋橋		図-6 木呂場橋						
4.十勝沖地震 [1952年 M=8.1]	木橋に被害があったが、鋼橋およびコンクリート橋では一部支承部に損傷があった程度で、顕著な被害はほとんどなかった。											
5.新潟地震 [1964年 M=7.5]	(1) 万代橋 L=307.4	新潟市	RC 2ヒンジア -チ2連, RC 6径間連続ア -チ1連	RC重力式	木杭	RC 単柱式	ケーソン	橋合: 0.4~1.4 m 沈下, 傾斜。 橋脚: P ₁ , P ₆ が 0.15~0.3 m 沈下。	○地盤の支持力低下 (流動化した疑いがある)。	[33]		
	(2) 昭和大桥 L=303.9	新潟市	単純合成桁 12 連	φ 609 mm-9 本 1 列 パイルベント (H=22 m)		φ 609 mm-9 本 1 列 パイルベント (H=25 m)		P ₁ , P ₄ : 傾斜 (天端永久変位 0.13~0.42 m) P ₅ , P ₆ : 完全崩壊。 ○桁 5 連落下。	○地盤の流動化による支持力の低下。 ○下部構造の剛性不足。			
	(3) 八千代橋 L=307	新潟市	PC 単純桁 4 連, 単純合成桁 10 連	RC 重力式	RC 杭	RC 単柱式	RC 杭	橋合: 滑動, 傾斜 (最大滑動量 1.1 m) 橋脚: 合成桁部の両端の橋脚が, 滑動の際桁の抵抗で折損 (図-7)。 P ₄ 支承部せん断破壊 (図-8)。	○地盤の流動化による支持力の低下。			
	(4) 新潟駅東 路線橋 L=2295	新潟市	PC 単純桁 15 連, 単純合成桁 10 連	RC 壁式	木杭	RC ラーメン (3 柱) 13 基 RC 単柱式 2 基	木杭	橋合: 沈下・傾斜 (最大沈下量 0.32 m)。 橋脚: 沈下・傾斜 (沈下量 0.33~0.45 m) ○合成桁 1 連落下。	○地盤の流動化による支持力の低下。			

	(5) 新松浜橋 (建設中) L=810	新潟市	鋼単純トラス 14連	RC重力式	木杭 ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋台：沈下・傾斜。 橋脚：沈下・傾斜。 ○架設中のトラス1連落下。	○地盤の支持力不足。	
	(6) 小須戸橋 L=186	新潟県	鋼単純トラス 3連	RC重力式	ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋台：沈下(0.1~0.2 m) 橋脚：P ₂ が0.75 m沈下。		
  図-7 八千代橋 (橋脚の折損) 図-8 八千代橋 (支承部破壊)										
6.十勝沖 地震 1968年 M=7.9	剛性不足のために傾斜・変形したバイルベント橋脚。地盤支持力不足のために0.2 m程度沈下した橋脚。背面土圧により橋軸方向に滑動した橋台。支承部付近に局部的なせん断ひびわれが生じた橋台。などが数橋あったが、顕著な被害はなかった。									[34]
7.宮城 沖地震 1978年 M=7.5	(1) 千代大橋 L=310	仙台市	単純合成桁 9連	RC重力式	ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋脚 P ₁ , P ₂ : 下端付近コンクリート圧壊・鉄筋座屈(図-9)。 P ₃ , P ₄ : 下端付近全周に水平ひびわれ発生。 P ₆ : 張出し部付根付近のコンクリート圧壊・鉄筋座屈(図-9)。 P ₅ , P ₇ , P ₈ : 張出し部付根付近の躯体全周に水平ひびわれ発生。	○過大な地震力の作用 (推定入力加速度300~400ガル。以下同じ)	[35]
	(2) 名取大橋 L=541	仙台市	単純合成桁 17連	RC重力式	ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋脚：地表面付近の躯体全周にひびわれ発生(図-10)。	○過大な地震力の作用。	

(表-1.1.2 つづき)

地震	橋梁名 橋長, L (m)	所在地	構造形式					被害		参考文献
			上部構造	橋台		橋脚		被害状況	推定原因	
				躯体	基礎	躯体	基礎			
(宮城県 沖地震)	(3) 閑上大橋 L=541.7	宮城県	PC単純桁7連, PC3径間有鉸ラーメン1連	RC重力式	杭	RC単柱式(単純桁部) RC円形中空断面単柱式(ラーメン部)	ケーソン	橋脚 P ₁ : ひびわれ, コンクリート剥離。 P ₂ ~P ₈ (単純桁部): 地表面付近の躯体全周に水平ひびわれ発生。 P ₃ , P ₄ (ラーメン部): 曲げおよびせん断ひびわれ発生(図-11)。	○ 過大な地震力の作用。	
	(4) 阿武隈橋 L=571.1	宮城県	鋼単純トラス7連, 単純プレートガーダー10連	RC重力式	杭	RCラーメン(2柱)	ケーソン(トラス部) 杭(ガーダー部)	橋脚: P ₂ ~P ₃ の柱中間部に, ほぼ全断面におよぶ水平ひびわれ発生。とくにP ₆ , P ₇ はコンクリート剥落・鉄筋座屈(図-12)。	○ 過大な地震力の作用。	
	(5) 新江合橋 L=243	宮城県	5径間連続プレートガーダー1連	RC重力式	杭	RC単柱式	杭	橋脚: P ₃ 躯体中間部(鉄筋量低減位置付近)に躯体全周におよぶ水平ひびわれ発生。一部コンクリート剥離・鉄筋露出(図-13)。	○ 過大な地震力の作用。	
	(6) 江合橋 L=155	宮城県	単純プレートガーダー9連	RC重力式	ケーソン	RCラーメン(2柱・上・下梁付)	ケーソン(各柱独立)	橋脚: 全橋脚とも, 上・下水平梁両端部破壊(図-14)。	○ 過大な地震力の作用。 ○ 基礎の不同沈下。	
	(7) 天王橋 L=367.7	宮城県	ランガートラス1連, 鋼ゲルバー桁7連	RC重力式	ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋脚: ランガートラス固定支承直下の躯体頭部せん断破壊(図-15)。	○ 過大な反力の作用(他の固定側は, 歩道添架時に躯体が増厚・拡幅補強されていた)	
	(8) 小野橋 L=247.8	宮城県	単純プレートガーダー13連	RC重力式	ケーソン	RCラーメン(2柱)	ケーソン	橋脚: 1基の支承部直下隅角部がせん断破壊。		
	(9) 錦桜橋 L=575.5	宮城県	鋼単純トラス5連, ゲルバー桁9連, 単純桁1連	RC壁座	杭	RCラーメン(2柱)	ケーソン(トラス部) 杭(ガーダー部)	橋台: 1基折損。 橋脚: ゲルバー吊桁落下時の衝突により, その支持脚躯体中間部に水平ひびわれ発生。	○ 上部構造の橋軸方向への移動。 ○ 桁の衝突。	

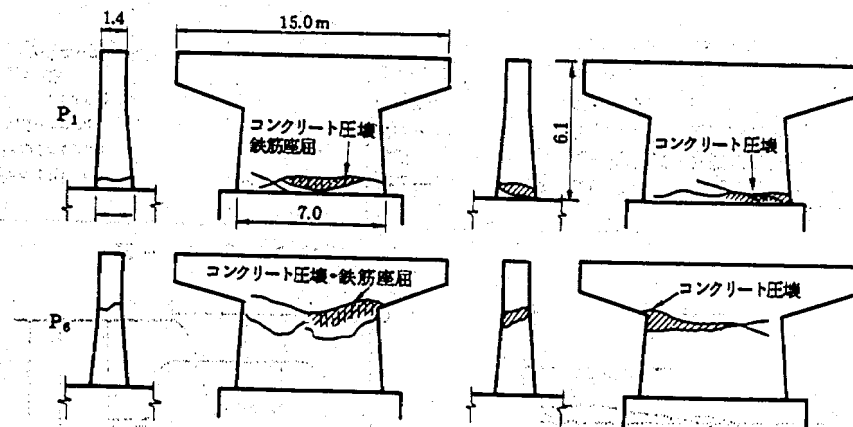


図-9 千代大橋

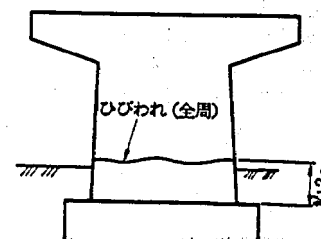


図-10 名取大橋

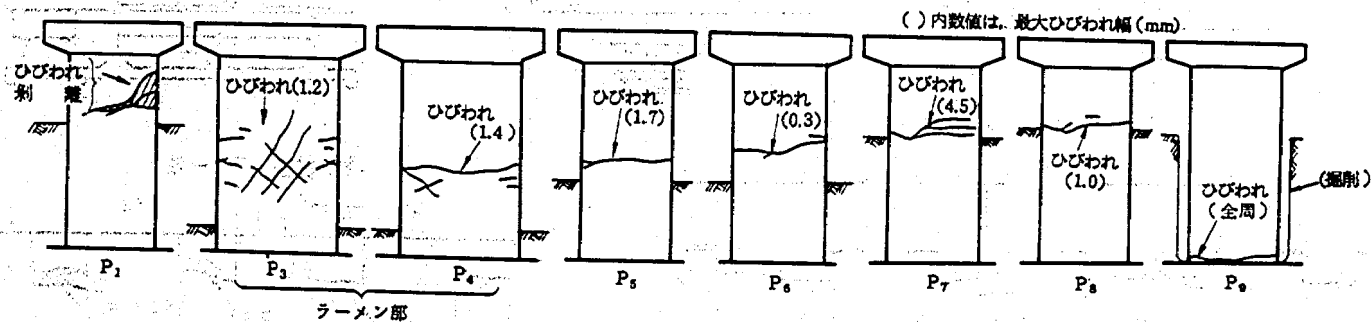
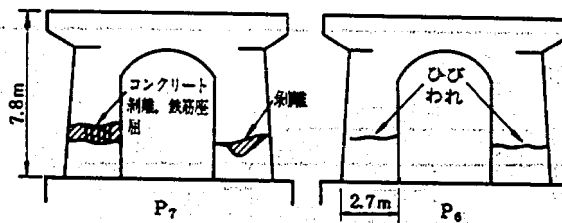
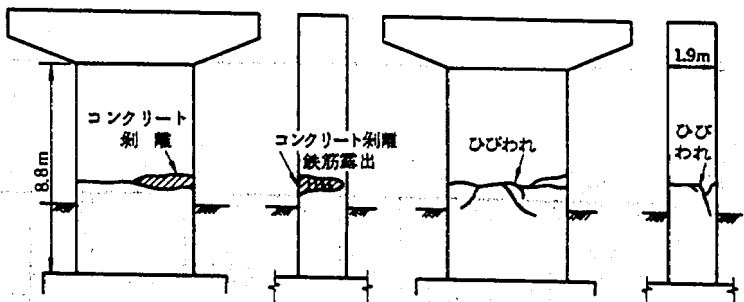
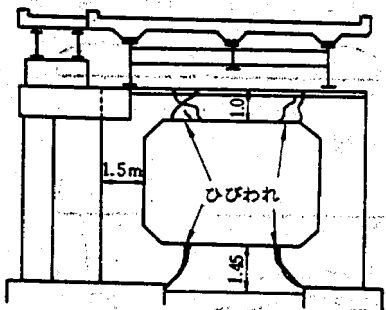
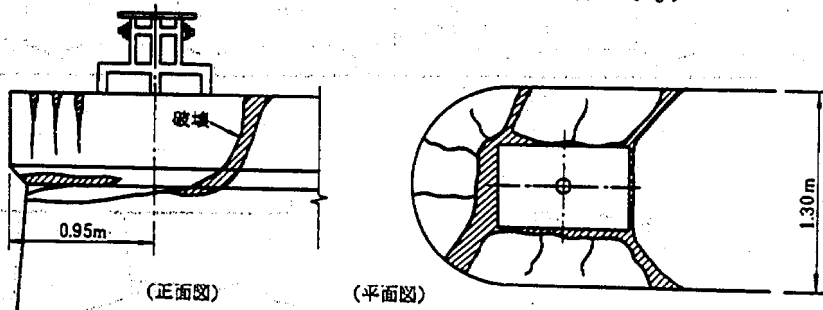


図-11 関上大橋

(表-1.1.2 つづき)

地震	橋梁名 橋長, L (m)	所在地	構造形式					被害		参考文献
			上部構造	橋台		橋脚		被害状況	推定原因	
				躯体	基礎	躯体	基礎			
(宮城県 沖地震)										
図-12 阿武隈橋										
										
図-13 新江合橋 (P ₃)										
										
図-14 江合橋 (P ₃)										
										
図-15 天王橋										
8. サンフェル ナンド地震 1971年 M=6.5	(1) Foothill Boulevard Undercrossing L=85 (斜角25°~38°)		RC箱桁4連	桁と一体 構造 下端ヒンジ(図- 16-a)	フーチング	RC独立4 支柱並列式 B ₂ , B ₄ の 下端ヒンジ, B ₃ 固定 (図-16, b)	4支柱の両 外側は杭基 礎, 内側2 柱は直接基 礎 (図-16, c)	橋合: 約 10 cm 変位 (図-16, d) 橋脚: 下連固定脚 B ₃ の④, ⑤, ④柱が破壊(図-16, e), ④柱は基礎が沈下。B ₂ , B ₄ は, ほとんど被害なし。	橋合の変位: 斜角をもつ橋合の背 面土圧の偶力により, 橋全体が 水平面内で回転したこと。 橋脚の破壊: 上部構造の水平回転軸 がB ₃ -④柱付近を中心として起 った際に, ④, ⑤, ④柱は固定脚 のため変位に追従できなかった こと。B ₂ , B ₄ は下端ヒンジで, 変 形に追従できた。	[36] [37]

(2) Route 5/210 Separation and Overhead L=233 (曲線橋)	San Fer- nando	RC箱桁7連	RC壁式		RC単柱式	フーチング (P_2, P_3) $\phi 1.8m$ 場所打ちRC 杭 ($P_4 \sim P_7$)	橋脚：倒壊(図-17)。 ○ 上部構造落下。	○ 過大な地震力の作用。 ○ 基礎構造の耐力不足(フーチングまたは杭中への定着鉄筋 — D57, 埋込長1.8m — が抜出した)。 ○ 上部構造が落橋しやすい構造であったこと。
(3) San Fer- nando Road Overhead (その1) L=73.2		PC箱桁2連	桁と一体 構造	杭	RC単柱式	$\phi 40cm$ 場所打ちRC 杭	橋脚：基部破壊(座屈) (図-18)。	○ 過大な地震力の作用
(4) San Fer- nando Road Overhead (その2) L=135~138 (3橋並列)		RC3径間ラ- ーメン6連 単径間(鋼) PC RC1連	桁と一体 構造	フーチング	RC独立2 支柱並列式	杭	橋脚：高さの小さい剛な柱は、柱中間部でせん断型の破壊。高さが大きく比較的フレキシブルな柱は、柱頭部に曲げ破壊型の破壊を生じた(図-19)。	○ 過大な地震力の作用。 ○ 柱の帯鉄筋量の不足。
(5) Bledsoe St. Overcrossing		RC箱桁2連	RC壁式	フーチング	RC独立2 支柱並列式	フーチング	橋台：沈下。ひびわれ発生 橋脚：頭部破壊(図-20)。 躯体傾斜。	○ 過大な地震力の作用 ○ 柱の帯鉄筋量の不足

図-16 Foothill Boulevard Undercrossing

(表-1.1.2 つづき)

サンフェルナ
ンド地震

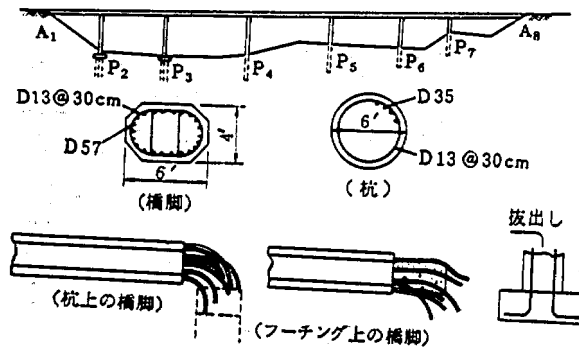


図-17 Route 5/210 Separation and Overhead

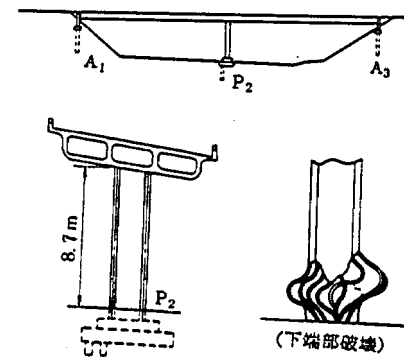


図-18 San Fernando Road Overhead (その1)

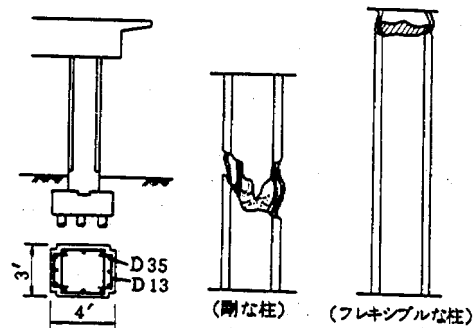


図-19 San Fernando Road Overhead (その2)

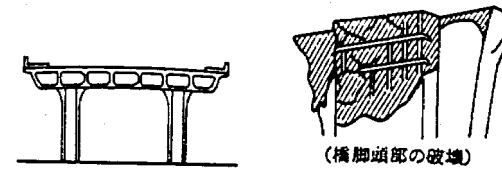


図-20 Bledsoe St. Overcrossing

2. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋 脚の弾塑性挙動の検討

2.1 実験的検討

2.1.1 概 説

1.1.3で述べたように、RC柱の地震時における挙動の解明を目的とした実験的研究は、従来建築物の柱に関して数多く行われてきており、軸方向圧縮力と曲げまたはせん断を受ける部材に関する既往の実験的研究においては、実際の建物の柱における諸量を反映して、鉄筋量としては引張鉄筋比1~2%程度、横方向鉄筋比(あばら筋比)0.2~1.2%程度の範囲が、また、せん断支間比は1~3程度、軸方向圧縮力による垂直応力度は20~120 kg/cm²程度の範囲が、主として扱われている。

これに対して、通常の単一柱形式のRC橋脚では、引張鉄筋比1%以下、横方向鉄筋比0.1%以下のものがほとんどであり、また、軸方向圧縮力による応力度は、たとえば高さ10m程度の中実断面橋脚で10 kg/cm²前後、せん断支間比は3程度以上が普通であって、建物の柱とは構造的・力学的条件がかなり異なっている。しかも、このような部材を対象とした既往の実験的研究例は、きわめて少ない。

橋脚を対象とした実験例として、西山らの実験[58],[59]があり、交番繰返し荷重のもとでは、単調増加荷重の場合よりも柱の靱性は著しく低下すること、などが報告されているが、この実験で扱われた供試体は都市内高架道路等に用いられる比較的小断面のラーメン脚柱を対象としたもので、帯鉄筋の量や形式など単一柱橋脚の場合とはかなり相違するものであるので、その成果をそのまま単一柱橋脚の場合の参考に供しうるかどうかは明らかでなく、単一柱橋脚の繰返し荷重下における挙動については、別途に確かめておく必要がある。

単一柱形式の橋脚の繰返し荷重下における挙動は、せん断支間比、軸力比、帯鉄筋比などによって変化するものと考えられるが、道路橋橋脚としてもっとも多用される高さ20m程度以下の中小規模の橋脚を当面の対象として限定すれば、既往の設計例における軸力比、軸方向鉄筋比および帯鉄筋比には大きな変化がないので、これらをそれぞれの標準的な値とした供試体によって、中小規模の橋脚を代表させうると考えられる。そこで、軸力比、軸方向鉄筋比をそれぞれ一定とし、帯鉄筋比のみ一部変化させたものを加えた供試体について、主として交番繰返し載荷下における耐力、靱性、エネルギー吸収能力、破壊状況などの基本的性質を調査し、単一柱橋脚の地震時挙動の判断に資することとした[41]~[43]。

実験は、断面40×80cm、高さ165cmの柱を有するフーチング付き供試体6体について、1体は一方向繰返し載荷を、残りの5体は交番繰返し載荷を行って耐力、変位等の諸量を測定し、それぞれの計算値との対比・検討を行った。

2.1.2 実験方法

〔1〕 供 試 体

一般の橋梁で多用される、せん断支間比4程度の単一柱形式RC橋脚の躯体を対象として、供試体の種類と諸元を図—2.1.1のように定めた。供試体はA, B, C, D, E およびFの6体で、これらのうちB～Fの5体は交番繰返し載荷に供し、供試体Aはこれらと比較するための一方繰返し載荷用とした。

軸方向鉄筋としてはD19を使用し、軸方向引張鉄筋比は全供試体について一定(0.82%)とした。帯鉄筋には直径9mmの普通丸鋼を使用し、帯鉄筋比は建設省の標準設計^[17]を含む既往の設計例を参照して0.08%を標準に考え、その2倍量および1/2量としたものを加えた3種とした。帯鉄筋形式としては、既往の実施例および施工性を勘案して、図—2.1.1中に示す3種類(単一フープ、ダブルフープ、および単一フープとつなぎ鉄筋の併用)を選んだ。帯鉄筋はその端部に鋭角フックを設け、柱の隅角部に位置する軸方向鉄筋に掛けて定着した。

土木学会・コンクリート標準示方書^[2]には、橋脚の帯鉄筋間隔を定める一つの条件として、「柱の最小横寸法以下」とすることが示されているが、供試体Fの帯鉄筋間隔(40cm)は、その最大値に相当するものである。

この実験は橋脚躯体の挙動を解明することを目的としていることから、フーチングの破壊による柱への影響をできるだけ少なくするために、フーチングの寸法をできるだけ大きくするとともに、実橋脚のフーチングにおけるよりも多量の腹鉄筋を配置して、せん断ひびわれその他の欠陥が生じにくいように配慮した。

使用した鉄筋の機械的性質は、表—2.1.1に示すとおりである。コンクリート用材料として、セメントは早強ポルトランドセメントを、骨材は表—2.1.2に示すような品質の河川産砂利および砂を用いた。コンクリートの配合は、表—2.1.3に示すとおりとした。

〔2〕 載 荷 方 法

供試体は、フーチング部8箇所に直径32mmのP.C鋼棒を通して、厚さ1.5mの鉄骨鉄筋コンクリート造耐力床に固定した。このP.C鋼棒には、柱への水平載荷時にフーチングの浮き上がりを防ぐのに必要なだけの緊張力を導入したが、柱の軸方向鉄筋から最寄りのP.C鋼棒までは90cmを隔てているため(図—2.1.1参照)、この緊張力によって軸方向鉄筋周囲のコンクリートの応力状態、したがって軸方向鉄筋の定着性が影響を受けることはなかったものと思われる。

載荷には、図—2.1.2に示すような建設省土木研究所の大型構造物繰返し載荷装置を用い、一定の軸方向圧縮力載荷のもとで水平繰返し載荷を行った。軸方向力による圧縮応力度の大きさは、この供試体が代表している実橋脚における値を参照して 10 kg/cm^2 と定め、これに相応する軸方向圧縮力32tをアキュムレーターを用いた鉛直定荷重載荷装置により載荷した。この装置の加圧板と供試体の柱上端面との間にはローラーとボールベアリングとを2枚の鋼板の間にはめ込んだ

形の水平移動装置を設けて、柱が一定軸力を受けたまま水平荷重による水平変位が自由に生じう
るようにした。水平繰返し載荷は、水平反力フレームに固定した最大出力 $\pm 50 \text{ t}$ 、最大ストロ
ーク 400 mm のアクチュエーターにより行った。

水平荷重は、柱下端から 140 cm の高さの位置に載荷した（せん断支間比：4.0）。軸方向鉄筋
の実降伏点にもとづく計算上の降伏荷重（ $P_y = 22 \text{ t}$ ）までは荷重制御により、降伏以後は図—2.
1.3に示すように降伏変位 δ_y （処女載荷における $P_y = 22 \text{ t}$ 載荷時の載荷点における実測水平変
位）の整数倍の変位、 $2\delta_y$, $3\delta_y$, …… を半振幅とする変位制御により漸次変位を増加させ、供
試体に著しい破壊が生じて載荷不能の状態となるまで繰返し載荷を行った。各変位振幅における
載荷の繰返し数は、それぞれ10回とした。この繰返し数は、一定変位の繰返し載荷による構造
性能の変化は10回程度の繰返しで目安がつけられる場合が多いとの、建築の分野における既往
の実験にもとづく経験^[6]を参照して定めたものである。なお、繰返し載荷の速度は、1サイク
ル当り60～120秒とした。

[3] 計測方法

水平荷重載荷点（高さ 140 cm ）および中間支（高さ 70 cm ）における柱の水平変位を、精度 0.03 mm のひずみゲージ式変位計により測定した。フーチング中に定着された軸方向鉄筋の伸縮による
柱下端におけるフーチング上面からの柱の浮き上がりおよび押込み量を、図—2.1.4に示すよう
に柱下端から 50 mm の高さのコンクリート中に軸方向鉄筋に接触させないように埋込んだ鋼棒に
精度 $1/100 \text{ mm}$ のダイヤルゲージを固定して測定した。また、柱下端部の軸方向鉄筋とコンクリ
ート表面のひずみ、およびフーチング上面に最寄りの柱部分の帯鉄筋（供試体Oについては、フ
ーチング上面から2段目の帯鉄筋も）のひずみを、ワイヤストレーンゲージにより測定した。これ
らの測点の位置関係を、図—2.1.4に示す。

これらの値はデータレコーダーに連続的に記録するとともに、柱の荷重—変位（ $P-\delta$ ）関係
および軸方向鉄筋の荷重—ひずみ（ $P-\epsilon_s$ ）関係はペンレコーダーにも記録して、実験中随時観
察できるようにした。

上記の計測のための機器の配備系統は、図—2.1.5に示すとおりである。

2.1.3 実験結果および考察

[1] 耐力および変形性能

(1) 耐力および変位

各供試体の初期ひびわれ時および降伏時の荷重および変位、ならびに変位 $2\delta_y$, $3\delta_y$, …の
繰返し載荷における第1サイクル目および第10サイクル目の最大荷重の実測値は、表—2.1.

5のとおりである。

各供試体の載荷開始から最終状態にいたるまでの荷重—変位履歴曲線（ヒステリシス・ルー

ブ)は、図-2.1.6に示すとおりである。図-2.1.6において、交番繰返し載荷を行った供試体B~Fの変位振幅 $\pm 3\delta_y$ までの載荷に対するヒステリシス・ループは第3サイクル目までを示したが、供試体Fをのぞいて第3サイクル以降のループは安定で、第4~第10サイクルのループは第3サイクルのループとほとんど一致した。

供試体B~Eは、変位振幅 $\pm \delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ および $\pm 3\delta_y$ による各10回の交番繰返し載荷(以下、これを δ_y 載荷、 $2\delta_y$ 載荷……とよぶ)に対して安定した耐力を示したが、 $4\delta_y$ 載荷の繰返し中に耐力は急激に低下して、10回の繰返しを終了するまでの間にはほとんど耐力を消失して載荷不能の状態にいたった。供試体Fは、 $2\delta_y$ 載荷に対しては安定したループを描いたが、 $3\delta_y$ 載荷の10回繰返し後に耐力は降伏耐力のほぼ1/2まで低下し、ほぼ最終状態にいたった。

ループの形状は、図-2.1.6にみるように、帯鉄筋の配置方法(帯鉄筋量、帯鉄筋形式)によってやや異なっている。すなわち、帯鉄筋比 $p_w = 0.16\%$ の供試体OとDとが比較的類似したほぼ紡錘形にちかい形状を示しているのに対し、 $p_w = 0.08\%$ の供試体Bと、これにつなぎ鉄筋を併用して $p_w = 0.16\%$ とした供試体Eとは、O、Dにくらべてややスリップ(中くびれ)の大きいループ形状を示している。

RO部材の地震応答解析に用いることを目的としたヒステリシス・ループのモデルは、建築関係の研究者により多々提案されているが^[27]、図-2.1.6のヒステリシス・ループに比較的近似したモデルとして、武藤のDegrading Tri-linear Model^[26]を挙げることができる。一例として、供試体Oの実測ループを武藤のモデルによるループと比較してみると図-2.1.7のようで、 $3\delta_y$ および $4\delta_y$ 載荷のような大変形領域では実測の除荷時剛性は降伏時剛性よりも小さくなっていてモデルのループとは部分的に一致しないものの、総体的には比較的よく一致しているといえる。

一方向繰返し載荷を行った供試体Aは、 $7\delta_y$ 載荷において最大荷重($26.1t$)を示し、以後 $11\delta_y$ 載荷では降伏耐力($P_y = 22t$)相当まで低下、 $12\delta_y$ 載荷後には約 $0.7P_y$ まで低下した。ただし、この供試体の $8\delta_y$ 載荷時には載荷点における水平変位が $80mm$ をこえて、鉛直定荷重を安定な状態に維持することが困難となったため、 $8\delta_y$ 載荷の7サイクル目以降は軸力無負荷の状態での水平荷重の繰返し載荷のみを継続した。

つぎに、図-2.1.6に示すヒステリシス・ループの包絡線(スケルトンカーブ)を描くと、図-2.1.8のようである。この包絡線において、耐力が降伏耐力をこえて最大値に達したのちに低下をはじめ、降伏耐力以下に低下する前の最大変位を終局変位(δ_u)とみなすこととし、降伏変位(δ_y)に対するその比($\delta_u/\delta_y = \mu_u$)を靱性率と定義すれば、各供試体の実測による靱性率は表-2.1.8に示すとおりで、一方向載荷の供試体Aでは $\mu_u > 8.3$ 、交番載荷を行った供試体のうちB~Eは $\mu_u \geq 4$ 、Fは $\mu_u = 3$ となっている。前述のように、供試体Aは載荷装置の都合により $8\delta_y$ 載荷の7サイクル目以降では $\sigma_N = 0$ としているため、 $\sigma_N = 10kg/cm^2$ の条

件での靱性率は把握できなかったが、かりに軸力の影響を無視すれば、11 δ_y 載荷終了までは耐力は降伏耐力以上を保有していた（表—2.1.5 (I) 参照）ことから、靱性率は $\mu_u = 11.3$ となり、一方向載荷の場合の靱性率がほぼ8～11の範囲にあったとみられるのに対し、交番載荷の場合には靱性率はその1/2以下に低下したことを示している。

西山らの実験 [58] では、 $\sigma_N = 0$ の条件で $\delta_y, 2\delta_y, \dots$ の各変位レベルで1回ずつの載荷を行った場合の靱性率が7.0であったのに対し、各変位レベルで10回ずつの繰返し載荷を行ったときの靱性率は $\sigma_N = 0$ の場合2.9～3.3、 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ の場合3.3～4.0で、繰返しの回数によっても靱性率は著しく変化することを示している。

(2) 計算値との比較

供試体の水平荷重載荷点における降伏時および終局時の水平変位の計算値は、表—2.1.7に示すとおりである。この表に示す計算値—1の値は、柱の弾塑性曲げ変形による水平変位 (δ_1) で、2.2.2.に述べる方法により弾塑性計算を行って求めた値である。この計算に用いた材料の諸定数およびアウトプットは、表—2.1.6に示すとおりである。表—2.1.7に示す計算値—2は、柱の曲げ変形による水平変位 (δ_1) のほかにフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し (Δ , 図—2.2.9 参照) による回転に伴う水平変位を考慮した値である。計算値—3も計算値—2と同様に躯体の曲げ変形と鉄筋伸び出しの影響を考慮した値であるが、この場合は、交番繰返し載荷においてはフーチング内定着鉄筋の付着損失が促進されることにより、フーチングからの鉄筋の伸び出し量が単調載荷の場合の2倍程度にまで達することを指摘した H. Krawinkler らの報告 [130] を参照し、鉄筋伸び出し量として 2Δ を考慮したときの値である。

これらの計算値は、図—2.1.8中に併記した。計算上の終局耐力および変位（図—2.1.8中の点 u_1, u_2, u_3 ）の値は、コンクリートの終局ひずみ値を0.0035と仮定したときの値である。

図—2.1.8において、まず降伏時の耐力および変位について実測値と計算値とを比較すると、降伏耐力の計算値と実測値とはおおむね一致しているが、降伏変位の实測値は柱の曲げ変形のみを考慮した計算値—1とは大幅に相違し、フーチングからの鉄筋の伸び出し量 2Δ を考慮した計算値—3にもっとも近い傾向を示している。

一方、柱底面における軸方向鉄筋の伸び出しおよび押込み量の実測値は表—2.1.9に示すとおりであり、これより柱の変位振幅と鉄筋の伸び出しおよび押込みの合計量との関係を描くと図—2.1.9のようであって、 δ_y 載荷において実測された値はいずれの供試体においても図—2.2.9に示すような仮定で求めた Δ の値よりは大きく、大きなものではほぼ 2Δ に達している。このことから、繰返し荷重下におけるフーチングからの鉄筋の伸び出し量は、少なくとも図—2.2.9のような仮定のもとで推算される伸び出し量よりも大きくなることが明らかである。なお、鉄筋の伸び出し量が最大でも 2Δ 程度であったにもかかわらず、交番載荷の供試体 B～F の降伏変位量が伸び出し量 2Δ を考慮した計算値—3よりもさらに大きな値を示したのは、フ

ーチングの変形の影響、柱部分の軸方向鉄筋の伸びの影響、などが加わったためと思われる。

図—2.1.9 に示す実測値から柱の回転による水平変位量(δ_2)を計算し、全水平変位(δ)中に占めるその割合(δ_2/δ)を求めると、図—2.1.10 のようである。この図より明らかなように、 δ_2/δ の値は δ_y 載荷時で 30~50%、 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ 載荷時には 50~70% 程度にもおよんでおり、柱の水平変位におよぼす鉄筋伸び出しの影響がきわめて大きいことを示している。

つぎに、図—2.1.8 において終局時の耐力および変位について実測値と計算値とを比較すると、終局耐力の実測値（耐力が降伏耐力をこえて最大値に達したのち降伏耐力以下に低下する前の最大変位）は計算値にはほぼ一致しており、また、終局変位の実測値は、帯鉄筋量が極端に少ない供試体 F をのぞき、計算値—2 と計算値—3 の間にあることがわかる。

計算上の靱性率は、表—2.1.8 の右欄に示すとおりで、柱の曲げ変形のみを考慮した場合の靱性率がほぼ 3 であるのに対し、鉄筋の伸び出しをも考慮した場合の靱性率は 5~6 であって、鉄筋伸び出しの影響を考慮するか否かによってかなり異なった値となる。これらを実測値と比較すると、計算の前提となっている一方向単調増加荷重型のスケルトンカーブと類別的に対応する供試体 A の実測靱性率は、供試体 A の載荷を単調増加ではなく、 δ_y 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、……の各変位レベルで 1.0 回ずつの繰返しを行いつつ増加させたのにもかかわらず、計算値—3 にもとづく靱性率よりも大きな値となっているのに対し、交番載荷の供試体 B~F の実測靱性率は、柱の曲げ変形のみを考慮した計算値—1 の変位にもとづく靱性率よりは大きいものの、鉄筋伸び出し量 Δ を考慮した計算値—2 の変位にもとづく靱性率よりも小さな値となっている。このことは、変位量の計算にあたっては少なくともフーチングからの鉄筋伸び出しの影響を考慮する必要がある反面、一方向載荷の場合の靱性率は鉄筋伸び出しの影響を考慮することによって実際に近く、しかも安全側の値を得ることができるものの、交番載荷の場合の靱性率をこのような計算値のままに評価することは危険であり、靱性率に関しては、計算値—2 もしくは計算値—3 の変位にもとづく靱性率を相当低減して考える必要があることを物語っている。

(3) エネルギー吸収能力

交番繰返し荷重下における柱のエネルギー吸収能力について検討してみる。鉄筋コンクリート柱が地震時に大きな繰返し変形を受けたときに、ぜい性的な破壊を生じることなくそれに耐えうる能力、いわゆる部材の「ねばり強さ」は、部材のエネルギー吸収能力の大小によって評価することができる⁽²⁶⁾。鉄筋コンクリート柱の復元力特性を模式的に図—2.1.11 のように表わすと、交番変位 1 サイクルあたりのエネルギー吸収能力（エネルギー消費量）は、ループが囲む面積 ΔW で表わされる。 ΔW は最大変位の大きさによってその値が変化し、部材の特性を定数的に表わすのには不都合であるため、一般には載荷時に部材に蓄積されるエネルギー W との比 $\Delta W/W$ をとり、これを便宜的に減衰を伴う振動系における粘性減衰定数 h と等価に評価するものとして次式で示される等価粘性減衰定数 h_{eq} が、エネルギー吸収能力または減衰性を

表わす指標として用いられる。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots (2.1.1)$$

図—2.1.6に示すヒステリシス・ループから、この等価粘性減衰定数(h_{eq})を求めると、図—2.1.12に示すとおりである。この計算にあたっては、ループがほぼ安定する第2サイクル目のループを使用した。

図—2.1.12より明らかなように、変位 $4\delta_y$ の繰返し初期(供試体Fについては、 $3\delta_y$ 载荷の初期)までの範囲、すなわち、柱の耐力が十分保持されている範囲においては、変位振幅が大きいほど h_{eq} の値はほぼ比例的に大きくなっている。これは、図—2.1.9に示す鉄筋伸び出しの動向と同じ傾向にあることを勘案すれば、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しが、変位量の増大に伴うエネルギー吸収能力(減衰性)の増大に少なからず影響しているものと考えられる。

図—2.1.12には、また、帯鉄筋配置方法による h_{eq} の値のちがそがみられ、単一フープ密配置の供試体Oとダブルフープを用いた供試体Dとは他の供試体よりもエネルギー吸収能力が大きく、他方、フープ間隔の粗い供試体Fのそれは著しく小さくなっている。

なお、図—2.1.12中には武藤、武田、およびGulkanら^[155]の提案になる減衰定数の値をも示したが、この供試体の場合についてみるかぎり、武藤の値はほぼ上限値を、武田の値はほぼ下限値を、また、Gulkanらの値はかなり安全側の値を与える結果となっている。

[2] 破壊状況

$3\delta_y$ 载荷後における各供試体のひびわれ状況を、図—2.1.13に示す。

一方向载荷の供試体Aでは、 δ_y 载荷中に柱下部に生じた曲げひびわれが $2\delta_y$ および $3\delta_y$ 载荷中に柱側面においてやや斜め方向に進展した程度であったのに対し、交番载荷の供試体B～Eでは δ_y 载荷中に柱下部に生じた曲げひびわれに加えて、 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ 载荷中に柱下端の軸方向鉄筋位置付近を起点とする斜めひびわれが発達し、 $4\delta_y$ 载荷中にそれらの斜めひびわれの交点付近でのせん断変形(水平方向のずれ変形)が漸次増大して最終破壊状態にいたった。供試体Fは、 $3\delta_y$ 载荷中に斜めひびわれ交点付近でのせん断変形が急増するとともに軸方向鉄筋沿いのひびわれが大きく発達して、最終破壊状態にいたった。

交番载荷の供試体においては、フーチング中の鉄筋の伸び出しのために、 δ_y 载荷中に柱下端断面は完全にひびわれが貫通した状態となり、変位振幅を大きくするにつれてそのひびわれ開口も増加するのが観測され、たとえば、供試体Oの場合、 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ 载荷後に残留した平均ひびわれ開口はそれぞれ1.30mmおよび1.67mmであった。このように、 δ_y 载荷時に開口したひびわれが、 $2\delta_y$ 载荷の各サイクルの水平荷重が小さん間は閉合しないで、せん断力は軸方向鉄筋のみによって負担される結果となり、その際の軸方向鉄筋のdowel action^[40]によっ

て前述のような斜めひびわれが生じたものと考えられる。斜めひびわれによって終局状態が支配される傾向は、せん断支間比(ℓ/d)が4.0、軸方向引張鉄筋比(p_t)が0.82%、帯鉄筋比(p_w)が0.16~0.32%の柱を用いた秋元らの実験⁽⁶⁹⁾、 $\ell/d=4.5$ 、 $p_t=1.4\sim1.6\%$ 、 $p_w=2.4\sim3.0\%$ の供試体を用いたH. Krawinklerらの実験⁽¹³⁰⁾、などにおいても認められており、せん断支間比4前後の柱に関するかぎり、軸方向鉄筋比や帯鉄筋比をかなり増大させても斜めひびわれの発生は抑制しがたいことがうかがわれる。

以上のように、ここで対象とした柱の場合、一方向繰返し載荷と交番繰返し載荷の場合とでは破壊の起り方が異なり、交番載荷の場合には変形量の増大とともに発達する斜めひびわれが柱の耐力および靱性に支配的な影響をおよぼすことが明らかであるので、このような柱の耐震安全性を、一方向単調増加の荷重を想定した荷重-変位モデル(スケルトンカーブ)にもとづく計算によって検討する場合には、交番載荷における靱性の低下、破壊モードのせん断破壊型への移行の傾向を、十分念頭におくことが必要である。

〔3〕鉄筋のひずみ

柱下端における軸方向鉄筋の荷重-ひずみ関係の実測値の一例を示すと、図-2.1.14のよう
で、 δ_y 載荷の処女載荷におけるひずみの変化は、柱のひびわれ発生荷重(計算値： $P_c=7.2\text{ t}$)
付近に湾曲点をもつbi-linear型の変化を示し、2サイクル目以降はほぼlinearな安定した
ループを描いたのち、2 δ_y 載荷に入って変位を δ_y をこえて引上げる際にひずみが急増して、
全体としてはtri-linearの変化をなしており、これは柱のP- δ 関係と対応していることが
わかる。

つぎに、矩形帯鉄筋の水平荷重方向に平行な脚のひずみを示すと、図-2.1.15のとおりであ
る。

供試体Oの柱下端より20cm高さの帯鉄筋と、供試体Dの同じ位置の帯鉄筋の外側脚では、
3 δ_y 載荷の繰返しに伴う斜めひびわれの進展と呼応して、帯鉄筋のひずみはその実降伏ひずみ
(約 1.8×10^{-3})付近まで漸増し、4 δ_y 載荷の初期に降伏にいたっているのに対し、供試体B
およびEでは3 δ_y 載荷中のひずみは 1×10^{-3} 程度以下にとどまっており、4 δ_y 載荷中にひず
みが急増して降伏にいたっている。図-2.1.6のヒステリシス・ループと対比すると、4 δ_y 載
荷中におけるこれらの柱の耐力の急激な低下は、帯鉄筋の降伏と対応していることが明らかで
ある。

供試体Fは、他の供試体に比して帯鉄筋のひずみは著しく小さい値にとどまっているが、こ
れは柱部分の最下段の帯鉄筋が柱底面から40cm高さにあつて、斜めひびわれ発生領域から隔
っているために、ひびわれ発生後のせん断力の負担にほとんど寄与しないことを示していると
みることができる。

橋脚の帯鉄筋は、本来、軸方向鉄筋の座屈長を減じるための固定点を与えることがおもな目

的と考えられているが、軸方向鉄筋の降伏点をこえる大きな変位の交番繰返しによって斜めひびわれが生じた場合、それと交差する位置にある帯鉄筋は、ひびわれ発生によって耐荷能力を失なったコンクリートにかわってせん断力を負担し、柱の耐力および靱性をさらに持続させる役割をも果たすことは明らかである。したがって、交番載荷によって斜めひびわれが発生する領域には帯鉄筋を密に配置するのが効果的であり、この実験で対象としたような諸元の柱の場合には、その部分の帯鉄筋間隔は柱の最小横寸法の $1/2$ 程度以下とするのが妥当と考えられる。これは、帯鉄筋を柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した供試体Fの靱性が、帯鉄筋を柱の最小横寸法の $1/2$ に等しい間隔で配置した供試体B, D, E および最小横寸法の $1/4$ に等しい間隔で配置した供試体Oにくらべて、著しく小さかった事実と、斜めひびわれが柱底面の軸方向鉄筋位置を起点として 45° の角度で発達する場合に、そのひびわれの中央付近で帯鉄筋が交差するようにするための帯鉄筋間隔は柱の最小横寸法のほぼ $1/2$ に相当すること、とを根拠とするものである。

帯鉄筋比が同一のO, D, E 3 供試体を比較すると、単一フープとつなぎ鉄筋の併用(E)よりも、ダブルフープ(D)または単一フープの密配置(O)の方が帯鉄筋形式として効果的であるといえよう。

矩形帯鉄筋の、水平荷重方向に直角な方向の脚のひずみは、 $4\delta_y$ 載荷において水平荷重に平行な脚のひずみが急増(降伏)したのちに急激な増加を示した。これは明らかに、帯鉄筋に囲まれた内部のコンクリートの劣化にともなう圧力によるもので、載荷前には真直であった脚が、最終状態においてはだ円状にかなり弯曲しているのが認められた。

2.1.4 結 論

比較的高さの低い単一柱橋脚を対象とした、断面 $40 \times 80 \text{ cm}$ 、せん断支間比4.0、軸方向引張鉄筋比0.82%の供試体で、帯鉄筋比を0.04%, 0.08%, 0.16%の3種に変化させ、かつ、帯鉄筋形式を3種に変えた場合について、繰返し荷重下における柱の挙動を調査した結果から、このような柱の耐震性を検討するにあたって考慮すべき事項として、つぎのことが挙げられよう。

- (1) 繰返し荷重を受ける橋脚躯体の水平変位におよぼすフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響はきわめて大きいので、水平変位量を計算によって予測する場合には、少なくともこれを考慮することが必要である。
- (2) 一方向の繰返し荷重を受ける場合にくらべて、交番繰返し荷重を受ける場合には靱性率(降伏変位に対する終局変位の割合)は著しく低下する。破壊モードも両者では異なり、一方向載荷の場合には曲げひびわれが進展して最終状態にいたる場合でも、交番載荷のもとでは変形量の増加につれて発達する斜めひびわれが終局状態を支配する傾向がある。したがって、一方向載荷(単調増加)の荷重-変位モデルにもとづく計算によって耐震性の検討を行う場合には、交番載荷下における靱性の低下、破壊モードのせん断破壊型への移行の傾向を、十分念頭におくことが必要

である。

- (3) この実験で対象とした諸元の柱の場合、交番繰返し荷重下における荷重-変位履歴（ヒステリシス・ループ）は、武藤の Degrading Tri-linear Model によってかなり近似させることができる。ただし、降伏変位の3倍ないしそれ以上の大変形領域では、同モデルはやや過大の除荷時剛性を与える。
- (4) 柱の耐力が十分保持されている範囲においては、変位振幅が大きいほど柱のエネルギー吸収能力（減衰性）が大となる傾向がある。エネルギー吸収能力は、帯鉄筋の配置方法によってかなり変化し、帯鉄筋を柱の最小横寸法の1/2ないしそれ以下の間隔で配置した場合にくらべて、柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した場合にはエネルギー吸収能力は著しく小さくなる。
- (5) 交番繰返し荷重によって斜めひびわれが生じる領域の帯鉄筋間隔は、この実験で対象とした範囲についてみるかぎり、土木学会・コンクリート標準示方書に示された一つの条件、「柱の最小横寸法以下」の上限値ちかくをとるのは少なくとも適当とはいえず、柱の最小横寸法の1/2程度以下とするのが妥当と思われる。帯鉄筋比を一定とした場合、帯鉄筋の形式としてはダブルフープ（多重フープ）または単一フープの密配置が効果的とみられる。
- (6) 今後さらに、柱の諸元、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、などを異にするさまざまな場合について実験資料の蓄積をはかることが必要である。軸方向鉄筋定着部の挙動についても、さらに詳細な調査を行うことが必要である。

2.2 解析的検討

2.2.1 概 説

単一柱形式RC橋脚の地震時を対象とした弾塑性応答解析を行い、地震時の挙動に関する知見を得るとともに、それを設計に反映させる方法について検討した〔44〕。

2.2.2では、RC橋脚の弾塑性応答解析による地震時挙動の検討と、それをふまえての靱性を考慮した部材の安全性の検討方法について述べている。

まず、高さ7～21mの建設省標準設計およびそれに準ずる橋脚を対象とし、基礎を完全固定とした1質点モデルによる応答解析（逐次積分法）を行った。橋脚の水平変位量の計算値を既往の実験結果と照合・検討した結果、橋脚の水平変位を求めるうえで、フーチング内の鉄筋の伸び出しの影響を無視できないことがわかった。橋脚の靱性率（降伏変位に対する終局変位の比）と地震時における塑性率（降伏変位に対する応答塑性変位の比）とについて検討した結果、対象とした橋脚の靱性率は5～7で、入力加速度200～600ガルで塑性率3に達すること、橋脚高さが低いほど、また、地盤が軟いほど、同じ入力加速度において応答塑性率が大きくなること、などがわかった。

つぎに、等価剛性および等価減衰を用い、スペクトル法によって求めた応答値と、逐次積分法による結果との対比から、計算の簡便なスペクトル法の実用性を確かめ、この方法にもとづいて橋脚の靱性の検討を簡易に行う方法を提案した。

2.2.3では、RC橋脚の地震時応答におよぼす基礎のロッキングの影響について検討した結果を述べている。橋脚躯体の剛性のほか、基礎のロッキングばねについても弾塑性を考慮し、フーチングの幅を数種に変えた場合について地震応答解析を行った。その結果、フーチング幅が小さいほど基礎底面の応答偏心率は大きくなる反面、橋脚躯体の応答塑性率は低下すること、高さ15m程度の橋脚では、フーチング幅を現行の震度法にもとづく設計値よりも小さくできる可能性があることなどがわかった。

2.2.4では、RC橋脚躯体の軸方向鉄筋の配置方法について検討するため、橋脚一例について多質点モデルによる弾塑性応答解析を行った結果について述べている。高さ22mの小判型断面橋脚について、躯体の配筋法を2種に変えて多質点系弾塑性解析を行い、塑性化が橋脚下端に生じる場合と躯体中間部に生じる場合とについて比較検討した。その結果、橋脚の最大曲げモーメント分布は下端を最大とする三角形分布にちかいこと、この程度までの高さの橋脚の応答変位は、1質点系モデルによって実用上十分な精度で求めうること、などがわかった。

2.2.2 鉄筋コンクリート橋脚の地震時における挙動の検討

(1) 概 説

一般の橋梁で多用される中小規模の単一柱形式RC橋脚を対象として、1質点系モデルによる弾塑性応答解析（逐次積分法による）を行い、橋脚天端の水平力と天端変位との関係を求めて地震時におけるRC橋脚の靱性と安全性とについて検討した。また、スペクトル法による簡易計算法について検討し、設計においてRC橋脚の安全性の照査にこれを応用する方法について検討した。

(2) 弾塑性応答解析による検討

(i) 解析条件

表—2.2.1に示すような、主として建設省の標準設計⁽¹⁷⁾から選定した一般に多用される規模の単一柱形式RC橋脚4例を対象とし、表—2.2.2に示す諸条件のもとで、1質点系モデルにより逐次積分法による弾塑性応答解析を行うこととした。

質点モデル(図—2.2.1)の質点質量は、1径間の桁の質量に橋脚躯体の質量30%(道路橋耐震設計指針、4.4.2に準ずる)を加算したものとし、また、減衰定数は既往の橋脚振動試験結果(図—2.2.23参照)から、基礎のロッキングの影響の少ない橋脚における値を参照して、2%とした。

地震時における橋脚の挙動を考えるには、基礎および地盤の変位の影響、上部構造からの影響、なども考慮する必要があるが、ここでは基礎のロッキングの影響は考えずに、橋脚躯体の

挙動にのみ着目することとした。すなわち、この解析では橋脚の基礎は完全固定であると考え
る。なお、基礎のロッキングの影響については、2.2.3において検討を行っている。

(2) 解析方法

解析は、図-2.2.2に示す手順で行った。すなわち、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひず
み関係を仮定して、高さ方向に微小間隔に分割した橋脚の各断面の曲げモーメント-曲率関係
を計算し、モールの定理の応用により曲率分布図の積分値から橋脚天端の変位を計算して荷重
-変位関係（スケルトンカーブ）を描き、繰返し載荷に対する荷重-変位履歴曲線（ヒステリ
シス・ループ）のモデルを与えて入力地震波による応答変位を計算した。なお、スケルトンカ
ーブの決定にあたっては、躯体の弾塑性変形による天端水平変位のほかに、2.1に述べた実験
の結果を考慮して、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮することとした。

各計算過程について詳述すると、つぎのようである。

1) スケルトンカーブの設定

RC橋脚躯体の曲げによる天端水平変位を対象としたスケルトンカーブの設定にあたって
は、部材が弾性的な状態から終局状態にいたる過程で、ひびわれ発生限界状態（図-2.2.4
の点O。以下「ひびわれ時」という。）、降伏限界状態（図-2.2.4の点Y。以下「降伏時」
という。）、および終局状態（図-2.2.4の点U。以下「終局時」という。）の3つの限界状態
を考え、つぎの手順によってスケルトンカーブを求めることとした。ただし、降伏時とは軸
方向引張鉄筋が降伏する状態、終局時とはコンクリートの最大縁ひずみが0.0035に達する
状態とした。

1) ひびわれ時曲げモーメント(M_c)、曲率(ϕ_c)の計算

橋脚を高さ方向に m 分割する。

断面の平面保持の法則が成立し、部材の全断面が有効であるとして、 M_c および ϕ_c はそ
れぞれ式(2.2.1)および式(2.2.2)で与えられる。

$$M_c = W \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A} \right) \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{EI} \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

ここに、 σ_{bt} ：コンクリートの曲げ引張強度。 $\sigma_{bt} = 1.8\sqrt{\sigma_c}$

σ_c ：コンクリートの圧縮強度。ここでは、 $\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ とする。

N ：軸方向力

A, I, W ：軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面積、断面2次モーメントおよび断
面係数

E ：コンクリートのヤング係数。土木学会・コンクリート標準示方書11条にし
たがい、 $\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ の場合 $E = 2.55 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定する。

ii) 降伏時および終局時の曲げモーメント (M_y, M_u), 曲率 (ϕ_y, ϕ_u) の計算

コンクリートおよび鉄筋の応力 (σ)—ひずみ (ϵ) 関係を, 図—2.2.3 のように仮定する。

これは, 終局状態を対象とした OEB/FIP 指針^[24]の $\sigma - \epsilon$ 関係を採用したものである。

橋脚の高さ方向に m 分割された各断面を n 分割する。

各微小面積内で σ および ϵ は一定とし, かつ, 断面の平面保持の法則が成立するものとして各要素の ϵ を求め, 図—2.2.3 より σ を求め, 式(2.2.3) および式(2.2.4) のつり合条件を満足する中立軸位置を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot dA_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot dA_{si} \quad \dots\dots\dots (2.2.3)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot dA_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot dA_{si} \quad \dots\dots\dots (2.2.4)$$

ここに, N : 各断面に作用する軸方向力,

M : 各断面に作用する曲げモーメント,

σ_{ci}, σ_{si} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度,

dA_{ci}, dA_{si} : 各要素内のコンクリート および鉄筋の断面積,

x_i : 各要素内のコンクリートまたは鉄筋までの中立軸からの距離,

n : 断面の微小要素への分割数

中立軸位置が定まれば, 曲げモーメントは式(2.2.4)により, 曲線 ϕ は次式により求まる。

$$\phi = \frac{\epsilon_{co}}{x_o} \quad \dots\dots\dots (2.2.5)$$

ここに, ϵ_{co} : コンクリートの緑ひずみ,

x_o : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

降伏時の曲げモーメント M_y , 曲率 ϕ_y は, 鉄筋のひずみを $\epsilon_s = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$ (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点, E_s : 鉄筋のヤング率) として, また, 終局時の曲げモーメント M_u , 曲率 ϕ_u は, コンクリートのひずみを $\epsilon_c = 0.0035$ として求まる。

iii) 曲げモーメント (M)—曲率 (ϕ) 関係の仮定

図—2.2.4 に示すように, $M-\phi$ 座標系に i), ii) より求まる M_c, ϕ_c (点 O), M_y, ϕ_y (点 Y), M_u, ϕ_u (点 U) の 3 点を打点し, OO は直線, OY, YU は 2 次曲線として, つぎのようにこれら相互の連続性を満足するように $M-\phi$ 曲線 OYU を定める。

$$\left. \begin{aligned}
 &M \leq M_c : \phi_1 = \frac{\phi_c}{M_c} \cdot M \\
 &M_c \leq M \leq M_y : \phi_2 = a_1 M^2 + a_2 M + a_3 \\
 &\quad \text{ただし, } \begin{cases} a_1 M_c^2 + a_2 M_c + a_3 = \phi_c \\ a_1 M_y^2 + a_2 M_y + a_3 = \phi_y \\ \left[\frac{d\phi_2}{dM} \right]_{M=M_c} = 2 a_1 M_c + a_2 = \frac{\phi_c}{M_c} \end{cases} \\
 &M \geq M_y : \phi_3 = a_4 M^2 + a_5 M + a_6 \\
 &\quad \text{ただし, } \begin{cases} a_4 M_y^2 + a_5 M_y + a_6 = \phi_y \\ a_4 M_u^2 + a_5 M_u + a_6 = \phi_u \\ \left[\frac{d\phi_3}{dM} \right]_{M=M_y} = 2 a_4 M_y + a_5 \\ \qquad \qquad \qquad = \left[\frac{d\phi_2}{dM} \right]_{M=M_y} = 2 a_1 M_y + a_2 \end{cases}
 \end{aligned} \right\} \dots (2.2.6)$$

iv) スケルトンカーブの設定

ii) で求まる $M-\phi$ 曲線を用い、橋脚下端断面でひびわれ、降伏、終局のそれぞれの状態になるときの天端水平力 P_c, P_y, P_u による変位 $\delta_c, \delta_y, \delta_u$ を次式より求め (図—2.2.5 参照), 図—2.2.6 のように得られる折線 $OOYU$ をスケルトンカーブとする。

$$\delta = \int_0^{\ell} \phi_y \cdot dy \div \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \Delta y_i \dots \dots \dots (2.2.7)$$

ここに、 δ : 橋脚躯体の弾塑性変形にともなう天端の水平変位、

ϕ_i, ϕ_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面における曲率で、

ii) で求めた $M-\phi$ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面までの距離、

Δy_i : 橋脚底面から数えて $i-1$ 番目の断面と i 番目の断面との間の距離。

以上のようにして得られるスケルトンカーブの実際との適合性をみるために、2.1 に示した実験結果および他の研究者による既往の実験結果 [58], [130], [142] について上記の方法で計算した降伏時における変位 (計算値-1) と水平力とをそれぞれの実験値と比較すると、表—2.2.3 のようである。参考までに、西山らの実験 [58], [59] における供試体の概略および荷重—変位曲線の包絡線を示すと、それぞれ図—2.2.7 および図—2.2.8 のようである。

表—2.2.3 より明らかなように、降伏時の水平力は計算値と実験値とがよく一致しており、両者の差は 10 % 程度以下となっているが、降伏時の天端水平変位については、躯体の曲げ変形のみを考慮して求めた値 (計算値-1) は実験値よりもかなり小さく、実験値

の30~50%程度にすぎない。

このように、降伏時の変位が躯体の曲げ変形のみを考慮して求めた計算値よりも大きくなることは、表—2.2.3に示した事例以外の研究者によっても指摘されている[75],[143]とされており、フーチング内の軸方向鉄筋の伸び、柱下端部の鉄筋の付着力消失等による柱下端断面における回転の影響を考慮し、また、せん断支間比が小さいときには、ひびわれ発生後のせん断変形の影響を考慮しなければならないこと、等が明らかにされている。

ここでは、これらのうち影響がとくに大きいと考えられるフーチング内の軸方向鉄筋の伸びの影響を考慮することとした。躯体の曲げ変形による変位にこれを加算して求めた天端変位は、表—2.2.3に示す計算値—2のようである。フーチング上面における鉄筋の伸び出し量 Δ は、フーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布を図—2.2.9に示すように近似的に三角形分布と仮定し、フーチング上面におけるひずみを ϵ_s 、ひずみが0になる点の深さを ℓ とすれば、 $\Delta = \frac{\epsilon_s}{2} \cdot \ell$ として求められる。 ℓ の値は、 ϵ_s の値に応じて図—2.2.10に示す既往の実験資料[38],[114]より鉄筋の平均付着応力度 η_{bs} を推定して求めた。フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる柱の回転角 θ は、柱底面における中立軸と引張側鉄筋との距離を x とし、 $\theta = \Delta/x$ より求めた(図—2.2.9参照)。

さらに、H. Krawinklerらの実験[130]によると、交番繰返し载荷の場合には鉄筋の付着損失が大きくなることから、 Δ の値は一方载荷の場合の2倍にまで達するとしていることを参照して、伸び出し量として 2Δ を考慮し、これによる水平変位を曲げ変形による変位に加算して求めた天端変位を、計算値—3として示した。

表—2.2.3に示すこれらの3つの計算値と実験値との比較より、交番繰返し荷重を受ける場合の橋脚の天端変位の計算には、躯体の曲げ変形のほかに少なくともフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮する必要があることは明らかである。供試体によって計算値と実験値との相違の程度はまちまちであるが、総じて計算値—3が実験値にもっともちかに値を与えるといえる。

そこで、計算値—3に対応するスケルトンカーブについても応答計算を行うこととし、計算値—1に対応するスケルトンカーブとともに表—2.2.2に示す条件に加えたものである。

2) 荷重—変位履歴曲線のモデルの選定

繰返し荷重を受けるR0部材の応答解析に用いることを目的とした荷重—変位履歴曲線(ヒステリシス・ループ)のモデルは、建築関係の研究者によって多数提案されているが、いま検討として考えているような柱に関しては、2.1で述べたように実験結果との対比において柱の変形量が極端に大きくない範囲では武藤のモデル[26]が実験値に比較的良好に適合したことから、モデルの一つとしてこれを選定することとした。

武藤のモデルは、図—2.2.11(a)に示すような剛性低下型トリリニア (degrading tri-linear) のモデルで、つぎのような特徴がある。

- I) 履歴は、ひびわれ発生点および降伏点で折れ曲るトリリニアの包絡線にもとづく。
- II) ひびわれ発生までは弾性とする。
- III) ひびわれ後は、包絡線の第2勾配に沿って増加するが、第2勾配に至らなければ、それまでに経験した最大点と原点とを結ぶ原点指向型となる。
- IV) 降伏後は、第3勾配に沿って変形が増加し、除荷時剛性 (戻り勾配) は降伏時剛性に平行になる。載荷時は、それまでに経験した最大点と点対称な点を目指し、変形が増加するにつれて剛性が次第に低下するバイリニア型となる。

2.1 で述べた柱の実測履歴では、変形量が大きくなるにしたがって除荷時剛性が低下する傾向が認められた。このような性質を反映したモデルとして、図—2.2.11(b) に示す深田のモデルを選定し、武藤のモデルとともに両者について計算を行うこととした。

これらのモデルは、いわゆる紡錘形をなすものであるが、図—2.1.6 にみるように、通常の橋脚における程度の軸方向応力度 (10 kg/cm^2) が作用する柱に水平交番繰返し載荷したときの履歴曲線は、降伏変位に対する塑性変位の割合 (塑性率) が3程度以下の範囲ではほぼ紡錘形を保っているとみなせるので、塑性率3程度以下の範囲の解析には図—2.2.11の曲線を用いても問題はないものと考えた。

3) 弾塑性応答計算

1 質点系の弾塑性応答の運動方程式は、つぎのとおりである。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + F(x) = -m\alpha(t) \quad (2.2.8)$$

ここに、 m : 質点の質量、

c : 粘性減衰係数。 $c = 2h\sqrt{mk}$

h : 減衰定数。ここでは、 $h = 0.02$ とする。

k : 弾塑性復元力に関する係数、

x : 応答変位、

$F(x)$: 弾塑性復元力。現在の変位 x と過去の履歴から定まり、 $F(x) = F_0 + kx$

$\alpha(t)$: 入力加速度。

式 (2.2.8) の数値演算は Newmark の β 法によることとし [26]、演算の時間刻みを τ とすれば、時刻 $t + \tau$ における速度 $\dot{x}_{t+\tau}$ 、変位 $x_{t+\tau}$ は1ステップ前の時刻 t における加速度 $\ddot{x}_t$ 、速度 $\dot{x}_t$ 、変位 x_t とその時刻における加速度 $\ddot{x}_{t+\tau}$ を用いて、つぎのように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{x}_{t+\tau} &= \dot{x}_t + (1-\gamma)\ddot{x}_t \cdot \tau + \gamma\ddot{x}_{t+\tau} \cdot \tau \\ x_{t+\tau} &= x_t + \dot{x}_t \cdot \tau + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{x}_t \cdot \tau^2 + \beta\ddot{x}_{t+\tau} \cdot \tau^2 \end{aligned} \right\} \quad (2.2.9)$$

ここで、 r 、 β はそれぞれ速度および変位の時間的変化を規定するパラメーターで、 $r = \frac{1}{2}$ 、 $\beta = \frac{1}{4}$ とする「台形法則」を適用すると、

$$\left. \begin{aligned} \dot{x}_{t+\tau} &= \dot{x}_t + \frac{r}{2} (\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\tau}) = g_{1t} + \frac{r}{2} \ddot{x}_{t+\tau} \\ x_{t+\tau} &= x_t + \tau \dot{x}_t + \frac{\tau^2}{4} (\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\tau}) = g_{2t} + \frac{\tau^2}{4} \ddot{x}_{t+\tau} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.10)$$

ここに、 $g_{1t} = \dot{x}_t + \frac{r}{2} \ddot{x}_t$

$$g_{2t} = x_t + \frac{r}{2} (\dot{x}_t + g_{1t})$$

式(2.2.10)を式(2.2.8)に代入すると、

$$\left. \begin{aligned} m\ddot{x}_{t+\tau} + c(g_{1t} + \frac{r}{2} \ddot{x}_{t+\tau}) + k(g_{2t} + \frac{\tau^2}{4} \ddot{x}_{t+\tau}) + F_0 &= -m\alpha_{t+\tau} \\ (m + \frac{r}{2}c + \frac{\tau^2}{4}k)\ddot{x}_{t+\tau} &= -m\alpha_{t+\tau} - cg_{1t} - kg_{2t} - F_0 \\ &= -m\alpha_{t+\tau} + g_{3t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.11)$$

ただし、 $g_{3t} = -cg_{1t} - kg_{2t} - F_0$

式(2.2.11)により $\ddot{x}_t$ 、 $\dot{x}_t$ 、 x_t 、 $\alpha_{t+\tau}$ を与えて $\ddot{x}_{t+\tau}$ が得られ、 $\ddot{x}_{t+\tau}$ が得られれば、式(2.2.10)より $\dot{x}_{t+\tau}$ 、 $x_{t+\tau}$ が得られる。

(3) 解析結果

表-2.2.1に示す橋脚4例について、躯体の高さ方向の分割数10(等分割)、各断面の要素分割数100、時間刻み1/200秒として応答計算を行った結果をつぎに示す。なお、分割数20とした場合との δ_y の誤差は約1.5%で、10分割でも精度的に十分なことを確かめている。

まず、計算値-1(躯体の曲げ変形のみ考慮)と計算値-3(躯体の曲げ変形と、フーチングからの鉄筋の伸び2 Δ を考慮)のスケルトンカーブに、各地震波の最大加速度別の最大応答変位を記入して示すと、図-2.2.12のようである。

入力地震波の最大加速度と最大応答変位および塑性率(降伏変位に対する応答塑性変位の比)との関係は表-2.2.4のようであり、これより大略的な傾向を図示すると、図-2.2.13のようである。

つぎに、応答変位が降伏変位をこえる回数と入力加速度との関係は表-2.2.5のようであり、これより各加速度ごとの最大回数をとり出して図示すると、図-2.2.14のようである。

参考までに、変位-復元力の履歴応答の一例を図-2.2.15に示す。

これらの解析結果から、高さ20m程度までの単一柱形式RC橋脚の地震時性状に関して、つぎの傾向が把握される。

1) 地震波や履歴曲線モデルの違いによって応答値にある程度のちがいは生じるが、塑性率は

最大加速度にはほぼ比例して増大する。また、高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度での塑性率が大きい(図—2.2.13)。図—2.2.16 は、地震波の応答スペクトルと橋脚の塑性域における等価剛性〔3〕参照〕から算出した固有周期との関係を示したものであるが、高さの低い橋脚の方が高い橋脚よりも固有周期が短かく、固有周期に対応する応答スペクトル値が大きい傾向がみられることから、高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度で塑性率が大きいのは、このような固有周期と応答スペクトルとの関係によるものと考えられる。

II) 躯体の曲げ変形のみを考慮した場合にくらべて、フーチングからの鉄筋の伸び出しを考慮した場合の方が応答変位は幾分大きくなるが、塑性率は小さくなる(表—2.2.4)。

III) 降伏変位を生じるのは、最大加速度が大略200ガル前後においてである。

IV) 履歴曲線として深田のモデルを用いた場合には武藤のモデルを用いた場合よりも小さい塑性率を与える。これは、深田のモデルにおける降伏以前の履歴減衰が武藤のモデルにおけるよりも大きいことによるものと考えられる。

V) 比較のために、橋脚の剛性が初期剛性のまま変化しないものとしたときの弾性応答値を図—2.2.12に併記したが、これより明らかなように $H \geq 12\text{ m}$ では最大加速度100ガルですでに応答水平力が降伏耐力をこえる、との結果を与える。

VI) 高さの低い橋脚では、入力加速度400ガル程度以上においてEl-Centro地震波を入力した場合よりもTaft地震波を入力した場合の方が同一継続時間内で降伏変位をこえる回数 n ははるかに多くなっている(図—2.2.14)。地震波形の特徴を対比すると、Taft地震波の方が比較的大きい加速度の継続時間が長く、これがこのような結果をもたらすものと考えられる。

(4) R.O橋脚の安全性に関する考察

大きな地震力を受けて部材が降伏してただちに破壊することがないようにするためには、降伏後の変位を部材耐力の著しい低下を生じないような範囲内にとどめる必要がある。

降伏後耐力が最大値に達したのちに低下をはじめ、降伏耐力相当まで低下したときの変位を終局変位と定義すると(図—2.2.17)、橋脚天端における安全なたわみの限度は、終局変位を一つの基準として考えることができる。降伏変位(δ_y)に対する終局変位(δ_u)の比($\delta_u/\delta_y = \mu_u$)を靱性率と定義すると、靱性率 μ_u が大きい部材ほど降伏後の大きい変形に耐えうる、ということができる。

2.1に述べた実験で得られた靱性率 δ_u/δ_y を弾塑性計算値と比較すると、表—2.2.7のようである。同表には西山らの実験値との比較をもあわせて示した。これによれば、一水準10回繰返しの一方向載荷の場合または繰返し数のきわめて少ない交番載荷の場合の靱性率は、計算値—3に近い値となっているが、一水準10回繰返しの交番載荷における実測靱性率は、その

1/2 程度に低下している。このように終局変位は繰返し荷重の載荷方法に影響され、交番載荷の場合、とくにその繰返し回数が多くなった場合、単調載荷における終局変位よりもかなり小さい変位で終局状態に達する傾向があるので、図—2.2.13において応答変位塑性率が靱性率の計算値よりも小さければ橋脚は終局状態に対して常に安全であるとはかぎらない。破壊に対する安全性の検討にあたっては、地震力作用中に変位が降伏変位をこえる回数との関係において靱性率を考えることが必要である。

弾塑性応答解析によって得られた橋脚4例の最大塑性率 $\mu_{\max}$ (降伏変位に対する最大応答塑性変位の比) と降伏変位をこえる回数 n とを、2.1にのべた柱の実験結果および西山らの実験結果と比較して示すと、表—2.2.8 のようである。この表の結果にみるかぎり、最大加速度400ガル程度の入力に対して $H \geq 12m$ の橋脚は安全性に問題はなく、 $H = 7m$ 橋脚では最大加速度300ガルで破壊することがやや懸念され、Taft 400ガルではその可能性がさらに大きいものと推察される。

ただし、これはあくまでも橋脚基礎を固定と考えた場合であって、基礎のロッキングの影響が無視できないときは、この推論はあてはまらない。

設計上は、計算上の靱性率 μ_u に対して適当な安全率のもとに許容塑性率 μ_a を設定し、靱性の検討において基準とする地震力のもとでの応答塑性率が μ_a をこえないようにすればよい。許容塑性率の値としては、表—2.2.6、表—2.2.7に示す値、および表—2.2.8による検討結果から考えて、計算値—3として得られる計算靱性率 μ'_u の1/3程度、すなわち $\mu_a = 2$ 程度とするのが適当と考えられる。

なお、2.1にのべた実験結果より、靱性率は帯鉄筋量の相違により、また、同一帯鉄筋量でも帯鉄筋の配置方法によって変ることが明らかであり、同様の傾向は秋元らの実験^[59]によっても認められていることから、許容塑性率を定める際には帯鉄筋配置との関連をも考慮することが必要である。

以上は、曲げ変形量を尺度として橋脚躯体の靱性に関する安全性の検討を行ったもので、ここではせん断破壊が曲げ破壊に先行しないことを前提としている。設計荷重下(地震時)および軸方向鉄筋降伏時の、橋脚下端断面におけるコンクリートおよび軸方向鉄筋の応力度は表—2.2.9に示すとおりで、コンクリートのせん断応力度は降伏時においても許容値以下にあってせん断に対する安全性は十分と考えられるが、降伏点をこえた領域でのせん断挙動については不明確な点が多く、こと水平交番繰返し荷重下での斜めひびわれを伴う状態における変位とせん断力との関係には、ひびわれ面に沿った骨材の咬み合い作用なども影響して、大変形領域でのせん断挙動はきわめて複雑なものとなると考えられるので、今後実験的検討をかさねて明らかにしてゆくことが必要である。

(3) スペクトル法による計算方法の検討

R₀ 部材の弾塑性応答を、等価な剛性と減衰性を有する部材の弾性応答で表現することができれば、スペクトル法によって弾塑性を考慮した応答を簡易に求めることができ、設計実務のうえできわめて便利である。そこで、スペクトル法による計算が可能かどうかの検討を行ってみる。

橋脚天端における水平力と変位との関係を示す図—2.2.18において、最大加速度 α ガルのときの最大応答値 R_α と原点Oとを結ぶ直線 $\overline{OR_\alpha}$ の勾配Kが、加速度 α ガルのときの等価な弾性部材の剛性を表わすことになる。

一例として、図—2.2.19に示すような高さ22 mの橋脚について、水平力と最大応答変位との関係を求めると、図—2.2.20の折線のようなのであるが、この線上に最大加速度 α が200, 300, 400 および600ガルのときの応答変位 R_{200} , R_{300} , R_{400} および R_{600} を打点してそれぞれを原点Oと結ぶと、各 $\overline{OR_\alpha}$ 線の勾配、すなわちそれぞれの最大加速度における等価剛性が定まる。この等価剛性を用いて式(2.2.12)により固有周期を求め、El-Centro 1940 (N-S) のスペクトル図(図—2.2.21)より減衰定数0.02, 0.05, 0.10 および0.20のときの最大応答値を求めて図—2.2.20の各 $\overline{OR_\alpha}$ 線上に打点すると同図に示すようであり、これから等価な剛性をもつ部材の減衰定数hを求めることができる。

$$T = 2\pi \frac{W}{g \cdot K} \dots\dots\dots (2.2.12)$$

ここに、T：固有周期

W：質点の質量

K：等価剛性

g：重力の加速度

このようにして求めた減衰定数の値を、Gulkan らの提案式^[155]による値と対比して示すと、表—2.2.10のようである。この表にみるように、Gulkan らの提案式による値の方が解析値よりもやや小さ目で設計の目的には安全側にあり、概略的に両者の値は近似していることから、概略計算の目的には等価減衰定数としてGulkan らの提案式による値を用いるといえよう。

等価剛性と等価減衰定数が定まれば、地震波の応答変位スペクトルを用いて塑性率 $\mu=1, 2, \dots$ 等の状態になるときの地震波の最大加速度を求めることができる。逐次積分法による解析の対象とした高さ7 m, 12 m, および15 mの橋脚についてこれを求め、逐次積分法によって求めた値と比較すると表—2.2.11のようであり、両者は比較的よい近似を示している。

以のことから、このスペクトル法を弾塑性応答解析にかわる簡易計算法として用いることができると考えられる。このスペクトル法によると、弾塑性を考慮した部材の応答を比較的簡単に求めることができるが、降伏時の剛性の計算はかなり煩雑であるため、その計算には電子計算機の助けが必要である。そこで、概略検討を行う場合の参考とするため、高さ20 m程度未満の既往

の道路橋橋脚の代表例について降伏時剛性と初期剛性との比を計算すると、表—2.2.12のようである。ただし、同表の値の計算において、降伏時剛性はフーチングからの鉄筋伸び出し(24)を考慮した計算値—3から求めた。表—2.2.12より、高さ20m程度までの中小規模の橋脚の降伏時剛性は、初期剛性の1/3～1/4程度であることがわかる。したがって、たとえば塑性率 $\mu=2$ における剛性は、初期剛性の1/6～1/8程度となる。

RC橋脚の設計において、靱性を考慮した安全性の検討をスペクトル法を応用して行う方法の一案を、つぎに示す。

- i) 表—2.2.12を参照するか、または計算を行うかして降伏時剛性を求め、図—2.2.22に示すように許容塑性 μ_a に対応する等価剛性 K を求める。
- ii) 等価剛性 K に対応する等価固有周期 T を、式(2.2.12)より求める。
- iii) μ_a に対応する等価減衰定数 h を、安全側の値を与えるつぎの Gulkan らの提案式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right) \dots\dots\dots (2.2.13)$$

- iv) 平均応答スペクトル曲線(図—4.2.6。この図を得た手続きについては、4.2.2-[2]解説参照)から、震度0.1に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求める。
- v) 「靱性を考慮した安全性の検討」において基準とする水平震度 k_{hd} における塑性率($10k_{hd} \cdot \delta_{0.1} / \delta_y$)が次式を満足するとき、その部材は所要の靱性が確保されているものと判定する。

$$\frac{10k_{hd} \cdot \delta_{0.1}}{\delta_y} \leq \mu_a \dots\dots\dots (2.2.14)$$

ここに、 δ_y ：降伏時の橋脚天端における水平変位

式(2.2.14)において、許容塑性率 μ_a の値は、交番繰返し載荷のもとでは一方向載荷の場合にくらべて終局変位が1/2～1/3程度に低下することを考慮して、靱性率の計算値(表—2.2.6参照)の1/3程度にとることが適当と思われる。

なお、スペクトル法による靱性の照査の詳細については、4.2.3で扱っている。

2.2.3 基礎のロッキングの影響の検討

桁末架設の橋脚を対象とした既往の単一柱形式RC橋脚の振動実験の結果〔57〕、〔124〕～〔128〕から、橋脚躯体の剛度と実測された減衰定数との関係を示すと、図—2.2.23のようである。同図では、躯体の剛度を橋脚高さ H と曲げを受ける方向の幅 b との比 H/b で表わしている。この図より、 H/b が大きいほど、すなわち橋脚躯体の剛度が小さいほど減衰が小さいこと、根入れの小さいフーチング基礎の場合の方が根入れの大きい井筒・ケーソン基礎の場合よりも減衰が小さいことがわかる。根入れが浅いほど減衰が小さくなる現象は、同一橋脚で根入れ長を変えて実験を行った結果〔25〕からも確

かめられている。

躯体の剛度によって減衰性が変化することは、基礎のロッキングの影響の度合が躯体の剛度によって変化することを示唆していると考えられる。弾性範囲の振動では、一般に橋脚躯体の曲げ振動の減衰よりも基礎のロッキング振動の減衰の方が大きいことが知られている。したがって、橋脚躯体の剛性が大きい場合は、基礎-橋脚系全体の振動において基礎のロッキングの影響が優勢となって減衰が大きくなり、橋脚躯体の剛性が小さくなるほど橋脚躯体の曲げ振動が支配的となって、全体としての減衰が小さくなるものと考えられる。

弾塑性応答解析(2.2.2)の対象とした規模の単一柱橋脚の場合について、橋脚の振動性状におよぼす基礎のロッキングの影響をみるために、フーチング基礎をもつ橋脚の場合について弾塑性応答解析を行った。

表-2.2.1に示す標準設計橋脚のうち、 $H = 7\text{ m}$ および $H = 15\text{ m}$ の橋脚を対象とし、これらを図-2.2.24に示すような基礎底面のロッキングばねおよび水平変位ばねをも考慮した1質点モデルにおきかえ、橋軸方向にEl-Centro 1940 (N-S) 地震波を入力して、これらの弾塑性応答を求めた。

フーチングの寸法は、表-2.2.13に示すように $H = 7\text{ m}$ についてはケース1, 2の2種類、 $H = 15\text{ m}$ についてはケース1, 2, 3の3種類とした。いずれもケース1のフーチング寸法は標準設計の寸法に等しく、ケース2およびケース3のフーチング寸法はそれよりも小さくした。表-2.2.13には、標準設計における死荷重と震度0.2に対応する水平力とを考慮したときのフーチング底面反力の合力作用点の偏心量(e)および最大地盤反力(q)の値をも示した。

図-2.2.24に示すモデルにおいて、基礎底面のロッキングばねは、 N 値 $= 40$ と仮定し、道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇^[6]による砂質土の場合の算定式により $E = 21\text{ N} = 840\text{ kg/cm}^2$ とした。ロッキングばねの履歴曲線としては図-2.2.25に示すような非線型の履歴曲線を仮定したが、これについては実験的な裏付けがないため、図-2.2.25の履歴曲線を用いた場合のほか、武藤の履歴曲線(図-2.2.11(a))を用いた場合、およびループを考えずに非線型性のみを考慮した場合についても、 $H = 15\text{ m}$ のケース3について応答解析を行って3者について比較した結果、それぞれの応答値に顕著な相違はみられなかった。ロッキングの減衰定数は0.05と仮定した。また、橋脚躯体に対する履歴曲線としては、武藤の曲線(図-2.2.11(a))を用いた。

解析の結果得られた、躯体の曲げ、基礎のロッキングおよび水平変位による橋脚天端の水平力-変位関係と、地盤の最大入力加速度を200, 400および600ガルとしたときの最大応答値とを、 $H = 7\text{ m}$ の場合について示すと図-2.2.26(a), (b)のとおりである。

これらの図より、ケース1では基礎のロッキングばねの剛性低下を生じる前に橋脚躯体の剛性低下が進行するため、ロッキングによる変位は入力加速度200ガル以上ではほとんど進行せず、そのため塑性域における天端変位は躯体の曲げによる変位が支配的となって、基礎を完全固定とした場

合(図-2.2.12 参照)と大差がないのに対し、ケース2ではロッキングばねの剛性低下が躯体の剛性低下に先行して、ロッキングによる塑性変位は躯体の曲げによる変位よりも大きくなっており、フーチング寸法が小さくなると天端変位におよぼすロッキングの影響が大きくなる傾向が明らかである。

図-2.2.27は、躯体の曲げによる天端変位の塑性率と最大入力加速度との関係を示すが、ケース2ではロッキングばねの塑性化の影響により曲げ変位の塑性率はケース1よりもかなり低下しており、たとえば、入力加速度300ガルの場合、ケース1では塑性率が2.6であるのに対し、ケース2ではそのほぼ1/2の1.4に低下している。一方、入力加速度とフーチング底面反力の合力作用点の最大偏心率(e/B)との関係を示すと図-2.2.28のようで、偏心率はケース2の方が大きくなっており、また表-2.2.14に示すようにフーチング支持力の安全度はケース2ではかなり低下している。

このような傾向は $H=15\text{ m}$ の場合にもみられ、フーチング寸法を小さくするほど同じ入加速度において躯体の曲げによる天端変位の塑性率は低下する(図-2.2.29)一方、基礎底面反力の合力作用点の最大偏心率は増加し(図-2.2.30)、フーチング支持力の安全度は低下する(表-2.2.14)傾向がある。しかし、設計時の偏心量に達する加速度は、フーチング寸法が小さいほど大きくなっている(表-2.2.14)。図-2.2.30において $H=15\text{ m}$ のケース2とケース3とで最大偏心率にほとんど差がないのは、塑性域での等価剛性に対応する固有周期と地震波の応答スペクトルとの関係(図-2.2.16)で、ケース3の場合の応答が低目になったことによるものと考えられる。

このように、フーチング寸法が小さいほど当然ながら基礎の安全性は低下するが、橋脚躯体についてはフーチング寸法が小さいほど同一加速度における応答塑性率が小さくなるため躯体の安全性は増大する傾向が明らかである。

$H=15\text{ m}$ のケース3は、水平震度0.2でフーチング底面反力の合力作用点の偏心量 e が $B/3$ になるように設計されているものであるが、応答解析の結果は加速度600ガルを入力しても $e=0.32B$ で、設計値 $B/3$ に達していない。また表-2.2.14に示すように、入力加速度400ガルにおいて偏心量 e が最大となったときのフーチング支持力の安全度は4以上ある。このことから、このような規模の橋脚では、橋脚躯体および基礎の安全性の見地からは、フーチング寸法を現行の静的震度法にもとづく設計によって定まる値よりも小さくしうる可能性があるといえるが、その反面、フーチングを小さくすればロッキングの影響の増大により橋脚天端の変位が大きくなって上部構造の安全性が問題となる。結局、橋脚天端の水平変位量が上部構造の安全性の見地から許容される値をこえない範囲でフーチング寸法を縮小することが合理的と考えられるが、これについては今後さらに検討することが必要である。

2.2.4 軸方向鉄筋の配置方法の検討

単一柱形式RC橋脚躯体の軸方向鉄筋配置の検討を行うため、建設省標準設計橋脚と同じ条件で

設計された図—2.2.31に示す橋脚を対象として、多質点系モデルによる橋軸方向の地震に対する弾塑性応答解析を行った。この解析は、また、2.2.2で扱った1質点モデルによる解析の精度を検証する目的をも兼ねている。

図—2.2.31中に示す軸方向鉄筋量のうち、橋脚—Iは現行の静的震度法によって設計した場合であり、橋脚—IIは後述するようにどの断面でも終局状態に対して一定の安全度が確保されるように設計した場合である。

振動モデルは、表—2.2.15中の図のように設定した。基礎は完全固定とした。橋脚は高さ方向に24要素に分割したが、分割は等間隔とせず、塑性化が予想される高さ付近での分割をこまかくした。各要素ごとに、断面2次モーメントは一定とした。各要素における曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係はtri-linearと仮定し、荷重—変位履歴曲線は武藤のモデル(図—2.2.11(a))を用いた。応答計算にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用い、各要素の中央断面における $M-\phi$ 関係を各時間ステップ(時間刻み: 0.0025秒)ごとにチェックしながら逐次計算を行った。減衰はRayleigh型の減衰マトリックスを用い、弾性時における1次、2次の減衰定数がともに0.02となるようにした。入力地震波としては、El-Centro 1940(N-S)を用いた。

建設省の標準設計橋脚は主として河川中の橋脚を対象としていることから、橋脚躯体の厚さ(橋軸方向の幅)をなるべく小さくするように設計されている。そのため、橋脚下端の断面は一般に橋軸方向地震に対してコンクリートと鉄筋とが同時にそれぞれの許容応力度に達するような断面よりもその寸法は小さくて鉄筋が多く配置されており、したがってコンクリートの応力度が許容応力度にちかい値となっているのに対し、鉄筋の引張応力度は許容応力度に対してかなり余裕のある状態となっている。また、橋脚高さ方向に断面は一様としているので、コンクリートの圧縮応力度は橋脚上部ほど小さな値となっている。

このように設計された図—2.2.31の橋脚の軸方向鉄筋配置は同図・配筋図の「橋脚—I」に示すとおりであり、この場合の橋脚高さ方向の設計曲げモーメント(M_d)、降伏曲げモーメント(M_y)および終局曲げモーメント(M_u)の分布は、図—2.2.32(a)に示すごとくである。この図より明らかなように、終局状態に対する安全度は橋脚下端断面において1.65であるのに対し、高さ10mの断面では最小値1.38となっている。

最大応答加速度は、図—2.2.33に示すように弾性的な応答を示す範囲(入力加速度50ガル)では橋脚上部ほど大きい。高さ10m付近の断面の塑性化がすすむにつれて(図2.2.34参照)高さ10~15mより下方で加速度が増加し、それより上部での加速度の増加は少ない。応答曲率は図—2.2.34に示すように高さ10m付近で最大となり、橋脚下端断面では入力加速度600ガルでも降伏曲率に達していない。ここでとくに注目すべきは、鉄筋量に変化する断面では一般部にくらべて曲率が著しく大きくなっていることで、最大曲率を生じた高さ10mの断面では入力加速度200ガルでも降伏曲率をこえている。

高さ方向の曲げモーメント分布を、各断面の最大応答曲げモーメント(M)と下端における最大曲げモーメント(M_B)との比(M/M_B)で表わすと、図—2.2.35に示すとおりで、弾塑性応答解析の結果によるモーメント分布は、等分布震度を考慮した静的計算の結果に比して躯体中間部のモーメントが大きく、三角形にちかに分布となっている。

許容応力度法で設計された橋脚—Iは、静的に計算された曲げモーメントに対して前述のように躯体中間部の断面で終局状態に対する安全度がもっとも小さくなり、各断面の安全度はつり合いがとれていない。これは、最大曲げモーメント分布が三角形にちかいのに対し、静的計算によるモーメントが中間部で過小に見積られることによる。

そこで、設計曲げモーメントの分布を、橋脚下端で M_B なる値の底辺を有し、天端(上部構造からの水平力の作用点)を頂点とする三角形とし、終局状態に対する安全度がどの断面でも1.45以上となるように軸方向鉄筋を配置したものが、図—2.2.31中に示す「橋脚—II」である。この橋脚—IIについて、橋脚—Iと同じ条件で弾塑性応答解析を行って得られた応答曲率は図—2.2.36のようで、最大応答曲率は橋脚下端ほど大きく、下端断面で最大値を生じている。

橋脚—IおよびIIの応答解析によって得られた諸量を比較すると、表—2.2.16のとおりで、軸方向鉄筋の延長は橋脚—IIの方が3%ほど長い。最大応答曲率が降伏曲率に達する入力加速度は橋脚—IIの方が橋脚—Iよりも50%ほど大きく、入力加速度400ガルの際の曲率の塑性率(降伏時曲率に対する応答曲率の比)は橋脚—IIの方が橋脚—Iよりも小さく、橋脚—Iの約55%の値となっている。曲率の靱性率(終局時曲率と降伏時曲率との比)は、橋脚—Iの高さ10mの断面における値が橋脚—IIの下端断面における値よりもはるかに大きい(これは、橋脚—Iの高さ10m付近ではコンクリートの応力に余裕があることによる)。塑性率は橋脚—Iの方が小さいために靱性率に対する塑性率の比は、入力加速度400ガルの場合、橋脚—Iで0.23、橋脚—IIで0.30であって、橋脚—IIの方がやや大きい程度にとどまっている。橋脚天端の水平変位量は、橋脚—Iの方が橋脚—IIよりもわずかに小さい。

以上のことより、単一柱形式RC橋脚の設計曲げモーメントは、橋脚下端を最大値とし、天端を頂点とする三角形分布(図—2.2.37参照)とするのが合理的であるといえる。

つぎに、1質点系モデルによる変位の計算(2.2.2および2.2.3)の精度をみるために、橋脚—Iの多質点系モデルによる弾塑性応答解析から得られた天端水平変位を、1質点系モデルによる弾塑性解析の結果および参考までに求めた多質点系モデルによる弾性解析の結果と比較すると図—2.2.37のようである。図より明らかなように、1質点弾塑性解析結果の多質点弾塑性解析結果に対する誤差は10%程度以下であり、設計実務の目的には十分な精度であるとみることができる。したがって、高さ20m程度以下の中小規模の単一柱形式RC橋脚の変位計算は、1質点モデルを用いても十分であるといえる。

2.2.5 解析的検討結果のまとめ

単一柱形式R O橋脚の耐震設計に資するため、一般の道路橋橋脚として多用される高さ20 m程度以下の中小規模の橋脚を対象として、地震時の弾塑性応答解析を行ってその挙動について検討した結果、つぎの事項が明らかになった。

1) 単一柱形式R O橋脚の降伏時および降伏後における変位のように、断面にひびわれが生じたのちの変位を求めるには、橋脚躯体の軸方向鉄筋のフーチング内からの伸び出しの影響を考慮する必要がある。高さ7 ~ 15 mの道路橋橋脚の場合、このようにして求めた計算上の塑性率（終局変位と降伏変位との比）は5 ~ 8程度であり（表—2.2.6）、また、降伏時の剛性はひびわれ発生前の剛性（初期剛性）の1/3 ~ 1/4程度である（表—2.2.12）。

2) 基礎を完全固定と仮定した場合、橋脚躯体の最大応答塑性率（降伏変位に対する最大応答塑性変位の比）は最大入力加速度にほぼ比例して増大する。また、高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度での塑性率が大きい（図—2.2.13）。

基礎のロッキングの影響を考慮した場合でも、フーチングの寸法を標準設計寸法とする場合は、基礎を完全固定とした場合とくらべて応答に大きな差は認められない（図—2.2.26, 2.2.29）。

3) R O柱の実験（2.1 および文献〔59〕）で得られた塑性率を、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響をも考慮して求めた弾塑性計算値と比較すると、一方向繰返し載荷または繰返し数のきわめて少ない交番繰返し載荷の場合の塑性率は計算値にちかいが、交番繰返し載荷で繰返し数がある程度多くなると塑性率は著しく低下し、計算で前提としている一方向単調載荷における終局変位よりもかなり小さい変位で破壊する傾向があるので、計算上の応答塑性率が塑性率よりも小さければ橋脚は終局状態に対して常に安全であるとはかぎらない。地震時の破壊に対する安全性の検討にあたっては、最大応答塑性率とともに、地震力作用中に塑性変形を生じる回数をも考慮する必要がある。

一例として、高さ7 mの標準設計橋脚の場合についてEl-Centro 1940 (N-S) およびTaft 1952 (E-W) 地震波による応答を比較すると、最大加速度が大きいかわりに大きな加速度の振動継続時間が短いEl-Centro地震よりも、最大加速度は比較的小さいかわり継続時間の長いTaft地震に対する方が破壊の危険性が高いことが推論される（表—2.2.8）。

4) 設計上は、計算による塑性率 μ_u に対してある安全率を考慮して許容塑性率 μ_a を定め、塑性の検討において基準とする地震力のもとでの応答塑性率が μ_a をこえないようにする方法が考えられる。この場合、 μ_a の値としては、フーチング内鉄筋の伸び出しの影響をも考慮して求まる μ_u の値の1/3程度、したがって $\mu_a = 2$ 程度とするのが適当と考えられる。

5) 既往の単一柱橋脚の振動実験の結果によれば、躯体の曲げ剛性が小さいものほど減衰が小さく、また、根入れの小さいフーチング基礎の場合の方が根入れの大きいケーソン基礎の場合よりも減衰が小さい傾向がある（図—2.2.23）。

6) 高さ7mおよび15mの橋脚のフーチング寸法を数種に変え、基礎のロッキングばねの弾塑性をも考慮してEl-Centro地震波に対する応答解析を行った結果によれば、フーチング寸法が小さいほど基礎の安定性は低下するが、橋脚躯体に関してはその応答塑性率が低下するため、躯体の安全性は増大する傾向がある(表-2.2.14)。高さ15mの橋脚についての試算結果からみると、このような規模の橋脚ではフーチング寸法を現行の静的な震度法にもとづく設計によってきまる値よりも小さくできる可能性がある。

7) 橋脚躯体の軸方向鉄筋の配置について検討するため、躯体高さ約20mの橋脚について多質点系モデルによる弾塑性応答解析を行った結果によると、単一柱橋脚の設計曲げモーメントは、橋脚下端を最大として天端を頂点とする三角形分布と考えるのが適当であるといえる(図-2.2.35)。

軸方向鉄筋量を橋脚高さ方向に段階的に変化させる場合、鉄筋量が増加する断面において応答曲率は著しく大きくなり、他の部分よりも塑性化が早く起るので、設計にあたってはその付近の補強について配属することが必要である。

8) 高さ20m程度以下の単一柱橋脚で、橋軸直角方向の振動および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動による変位を弾塑性応答解析によって求める場合、振動モデルとしては1質点モデルを用いても精度的には実用上十分である(図-2.2.37)。

9) 単一柱橋脚の天端変位は、橋脚躯体および基礎の塑性化によって著しく大きくなるので、橋梁全体系としての耐震設計にあたってはこの点に留意する必要がある。

10) 塑性域における単一柱橋脚の性状を等価剛性および等価減衰で代表させ、応答変位スペクトルを用いて一定の塑性率に達する入力加速度を求め、これを逐次積分法による弾塑性応答解析の結果と比較すると、両者は比較的近似した値となることが確かめられたことから、実地設計に橋脚の靱性の検討を取り入れる場合には、つぎのようなスペクトル法による簡易法を適用するのが便利と思われる。

i) 既往の橋脚における剛性の値(表-2.2.12)を参照するか、または計算を行うかして降伏時剛性を求め、許容塑性率 μ_a に対応する等価剛性Kを求める。

ii) 等価剛性Kに対応する等価固有周期Tを、次式より求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \dots\dots\dots (2.2.12) \text{ 再}$$

ただし、W: 質点の質量、g: 重力の加速度。

iii) μ_a に対応する等価減衰定数hを、次式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right) \dots\dots\dots (2.2.13) \text{ 再}$$

iv) 平均応答スペクトル曲線(図-4.2.6)から、震度0.1に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求める。

V) 靱性の検討において基準とする水平震度 k_{hd} における塑性率 $(10 \cdot k_{hd} \cdot \delta_{0.1} / \delta_y)$ が次式を満足すれば、所要の靱性が確保されているものと判定する。

$$10 \cdot k_{hd} \cdot \delta_{0.1} / \delta_y \leq \mu_a \dots\dots\dots (2.2.14) \text{ 再}$$

ただし、 δ_y ：降伏時の天端水平変位。

VD) 上記の照査において、 μ_a の値は一方向単調載荷を前提として計算される靱性率 μ_u の値の1/3程度とするのが安全であり、したがって $\mu_a = 2$ 程度とするのが適当と思われる。

2.3 設計への反映についての提案

単一柱形式R O橋脚の弾塑性挙動に関する実験的検討(2.1)および解析的検討(2.2)の成果について、設計に反映させるべき事項をまとめると、つぎのようである。

(1) 実験的検討の成果に関して

- 1) 繰返し荷重を受ける橋脚躯体の水平変位におよぼすフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響はきわめて大きいので、橋脚の水平変位を計算によって予測する場合は、少なくともこれを考慮する必要がある。
- 2) 一方向繰返し荷重を受ける場合にくらべて、交番繰返し荷重を受ける場合には柱の靱性率は著しく低下し、破壊モードも異なったものとなる。したがって、一方向単調載荷の荷重変位関係(スケルトンカーブ)にもとづく計算によって耐震性の検討を行う場合には、地震時交番載荷における靱性の低下、破壊モードのせん断破壊型への移行の傾向を十分念頭におくことが必要である。
- 3) 地震応答計算を行う際に用いる荷重-変位履歴曲線(ヒステリシス・ループ)について、せん断支間比4程度の単一柱の場合には、既往の提案モデルの中では武藤のDegrading Tri-linear Modelが実際の挙動に比較的良好に一致する。
- 4) 交番繰返し荷重を受ける柱の靱性は、帯鉄筋量によって変化する。交番繰返し載荷によって塑性化する領域(柱下端から柱の横寸法に等しい高さまでの範囲)の帯鉄筋間隔は、少なくとも柱の最小横寸法の1/2程度以下とするのが適当である。

(2) 解析的検討の成果に関して

- 1) 塑性域における橋脚の水平変位を求める際には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮する必要がある。
- 2) 橋脚の地震時の破壊に対する安全性の検討を行うにあたっては、最大応答塑性率とともに地震力作用中に塑性変位を生じる回数をも考慮することが必要である。最大加速度の大きな地震波が必ずしも橋脚に大きな影響をおよぼすとはかぎらず、最大加速度はそれほど大きくなくてもその継続時間が長いときは橋脚に塑性変形を生じる回数が増えて靱性低下を招く場合があるので、

地震応答解析を行う場合の地震波の選定にあたっては、このことに留意する必要がある。

- 3) 単一柱橋脚の設計曲げモーメントは、橋脚下端を最大として天端（水平反力作用点）を頂点とする三角形分布と考えるのが適当である。
- 4) 軸方向鉄筋量を橋脚の高さ方向に段階的に変化させる場合、鉄筋量が増加する断面では地震時に塑性化が早く起るので、その部分の躯体の補強について配慮する必要がある。
- 5) 高さ20m程度以下の単一柱橋脚で、橋軸直角方向の振動および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動による変位を地震応答解析によって求める場合、振動モデルとしては計算が簡略な1質点モデルを用いて十分である。
- 6) 単一柱橋脚の天端変位は、橋脚躯体および基礎の塑性化によって著しく大きくなるので、橋梁全体系の耐震設計にあたってはこの点に留意する必要がある。
- 7) 橋脚の靱性の照査を設計に取入れる場合には、スペクトル法による簡易法を適用するのが便利である。

以上の事項を、4「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案」に取入れるための具体的な方法を、つぎのように提案する。

(1) 「靱性を考慮した安全性の検討」に対するスペクトル法の適用

靱性を考慮した安全性の検討は、スペクトル法によって行う。その具体的方法は、つぎのとおりとする(4.2.3〔2〕)。

i) 既往の橋脚における剛性の値を参照するか、または計算を行うかして降伏時剛性を求め、許容塑性率 μ_a に対応する等価剛性 K を求める。

ii) 等価剛性 K に対応する等価固有周期を、次式より求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad (W: \text{質点の質量})$$

iii) μ_a に対応する等価減衰定数 h を、次式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right)$$

iv) 以上のように求めた T 、 h について、平均応答スペクトル曲線から震度0.1に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求める。

v) 靱性の検討において基準とする水平震度 k_{hd} における塑性率 $(10 \cdot k_{hd} \cdot \delta_{0.1} / \delta_y)$ が μ_a より大きくなければ、所要の靱性を有すると判定する。

(2) 橋脚躯体の水平変位計算におけるフーチングから軸方向鉄筋伸び出しの影響の考慮

1) 靱性を考慮した安全性の検討（スペクトル法）において、橋脚の等価剛性を求めるために必要な橋脚の水平変位を計算によって求める場合には、フーチング内鉄筋の付着応力分布を逆三角形分布と仮定して計算される伸び出し量（静的計算値、 d ）に対し、交番繰返し載荷における伸び

出し量の実測値を勘案して、静的計算値の2倍(2 Δ)を考慮する(4.2.3-(2)-(3))。

2) 等価剛性を、既往の橋脚の降伏時剛性の値を参照して推定する場合、既往の橋脚の降伏時剛性は鉄筋伸び出し量2 Δ を考慮して求める(4.2.3-(2)-(3)解説)。

(3) 交番載荷における塑性低下の影響についての配慮

塑性を考慮した安全性の検討において、許容塑性率 μ_a の値は、一方向単調載荷のスケルトンカーブにもとづく計算上の塑性率 μ_u に対し、交番載荷における塑性低下の実測例(2.1の実験、その他)を勘案し、安全率3を見込んで定める(4.2.3-(1))。

(4) 設計曲げモーメントの設定

設計を震度法または修正震度法にもとづく方法によって行う場合で、軸方向鉄筋を橋脚高さ方向に段階的に変化させる場合の、応力度の算定における作用曲げモーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法または修正震度法によって求まる値とし、上部構造からの水平力の作用点における値を0として、その中間部は直線的に変化するものとする(4.2.4-(2)-(1)-(2))。

(5) 塑性化しやすい領域に対する躯体の補強

1) フーチング上面より少なくとも橋脚躯体の最小横寸法に等しい区間には、所定量の2倍の帯鉄筋を配置するものとする(4.2.4-(2)-(2)-(2))。

2) 軸方向鉄筋を躯体中間部で定着する場合の定着部近傍についても、帯鉄筋は1)と同様に配置するものとする(4.2.4-(2)-(2)-(3))。

(6) 地震応答解析に用いる入力地震波選定上の注意

入力地震波の選定にあたっては、最大加速度の大きさのみにとらわれず、橋脚に塑性変位を生じる回数が多くなるような最大加速度と継続時間の関係をもつような地震波形のものを選定するように留意する(4.2.2-(2)-(2)解説)。

(7) 応答計算簡略化のための振動モデル設定上の配慮

橋軸直角方向の振動および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動による変位を弾塑性応答解析によって求める場合、振動モデルとしては一般に1質点モデルを用いてよい(4.2.2-(2)解説)。

(8) 橋梁全体系の耐震性の確保に対する配慮

橋脚と上部構造との相対変位によって上部構造が落下するのを防ぐために、十分な落橋防止構造を設ける(4.2.4-(3)-(1))。

表-2.1.1 鉄筋の機械的性質

種 類	降 伏 点 (kg/cm ²)	引 張 強 さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	曲 げ 試 験	備 考
SD30, D19	3730 (3000以上)	5400 (4900~6300)	23 (14以上)	良	軸方向鉄筋
SR24, φ 9	3800 (2400以上)	5000 (3900~5300)	33 (20以上)	良	帯鉄筋

()内はJIS規格値

表-2.1.2 骨材の品質

区 分	種 類	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積重 量(kg/m ³)	洗い試験 (%)	有機不純物	粗 粒 率
粗 骨 材	川 砂 利	2.68	1.34	1657	0.45	—	7.01
細 骨 材	川 砂	2.61	2.25	1650	2.4	合 格	2.92

表-2.1.3 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメン ト比 W/O(%)	細骨材率 s/a(%)	単 位 量				
				O	W	S	G	分 散 剤 (ポゾリス No5L)
25	8 ± 2	65	45	249	162	856	1076	O × 0.25(%)

表-2.1.4 コンクリートの圧縮強度試験結果

供 試 体	養生方法	材 令	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)
φ10×20 cm	標準養生	28日	284, 285, 285, 288, 297, 313 } 平均 292

表-2, 1.5 (1) 荷重および水平変位 (供試体 A)

制御値	サイクル	荷重値 P (t)	水平変位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.0 t		7.0	1.6	0.5	初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	n=1	22.0	10.0	4.1	降 伏 時
		0.0	0.8	0.3	
	n=10	21.0	10.3	4.1	
		0.0	0.8	0.3	
$2\delta_y$	n=1	25.0	21.8	9.6	
		0.0	9.6	4.4	
	n=10	22.5	21.1	9.6	
		0.0	9.6	4.4	
$3\delta_y$	n=1	25.5	31.8	15.9	
		0.0	18.0	10.0	
	n=10	22.5	31.4	15.9	
		0.0	18.8	10.0	
$4\delta_y$	n=1	25.1	41.8	21.7	
		0.0	28.0	14.8	
	n=10	22.9	41.6	21.7	
		0.0	28.7	14.8	
$5\delta_y$	n=1	25.5	51.9	27.5	
		0.0	37.5	20.9	
	n=10	23.0	51.9	27.5	
		0.0	37.0	20.9	
$6\delta_y$	n=1	25.8	62.3	33.3	
		- 0.2	47.1	26.1	
	n=10	23.1	62.1	33.3	
		- 0.1	48.3	26.1	
$7\delta_y$	n=1	26.1	72.2	39.0	
		- 0.3	56.9	31.9	
	n=10	22.8	72.2	39.0	
		- 0.4	56.9	31.0	
$8\delta_y$	n=1	25.4	82.8	44.0	
		- 0.3	66.9	36.8	
	n=6	23.0	82.8	44.0	
		- 0.3	66.9	36.8	
$9\delta_y$	n=1	24.0	93.1	50.3	
		- 0.3	77.0	43.4	
	n=10	21.6	92.3	50.3	
		- 0.4	77.8	43.4	
$10\delta_y$	n=1	24.1	102.7	55.8	
		- 0.3	86.6	47.8	
	n=10	21.4	102.7	55.8	
		- 0.3	86.6	47.8	
$11\delta_y$	n=1	23.6	113.4	62.4	
		- 0.3	95.8	53.3	
	n=10	18.6	113.4	62.4	
		- 0.3	96.7	53.3	
$12\delta_y$	n=1	21.4	123.4	69.8	
		- 0.3	105.8	61.0	
	n=10	15.0	123.4	69.8	
		- 0.3	107.7	61.0	

○ $8\delta_y$ の7サイクル目より
 $\sigma_N = 0$ とする。

$$\circ \mu_u = \frac{82.8}{10.0} \div 8.3$$

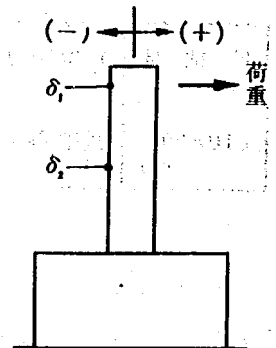


表-2.1.5(2) 荷重および水平変位 (供試体B)

制御値	サイクル	荷重値 P (t)	水平変位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.6 t		7.6	1.8		初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	n=1	22.0 - 21.0	10.2 - 10.9	4.0 - 3.2	降 伏 時
	n=10	20.6 - 19.4	10.9 - 10.9	4.0 - 3.2	
$2\delta_y$	n=1	25.2 - 26.7	20.5 - 20.6	10.2 - 8.1	$\mu_u = \frac{40.6}{10.5} \div 3.9$
	n=10	23.5 - 23.3	20.5 - 20.6	10.2 - 9.2	
$3\delta_y$	n=1	24.4 - 25.0	30.3 - 31.1	15.9 - 14.8	
	n=10	23.3 - 24.0	30.6 - 30.1	17.0 - 15.4	
$4\delta_y$	n=1	24.0 - 24.9	40.4 - 40.9	23.2 - 20.6	
	n=2	23.7 - 24.1	40.4 - 40.9	23.4 - 21.6	
	n=3	23.5 - 23.7	40.4 - 40.9	23.4 - 23.2	
	n=4	23.2 - 16.7	40.4 - 40.9	22.3 - 21.3	
	n=5	19.8 - 10.0	40.4 - 40.9	27.7 - 17.8	
	n=6	17.2 - 8.3	40.4 - 40.9	21.8 - 16.2	
	n=7	15.3 - 7.0	40.4 - 40.9	25.5 - 15.6	
	n=8	13.1 - 5.7	40.4 - 40.9	29.3 - 15.4	
	n=9	10.8 - 4.8	40.4 - 40.9	33.6 - 14.0	
	n=10	9.1 - 4.2	40.4 - 40.9	39.3 - 11.3	

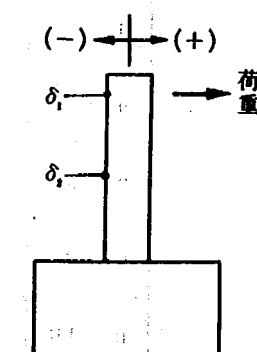


表-2.1.5(3) 荷重および水平変位 (供試体 C)

制御値	サイクル	荷重値 P (t)	水平変位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
9.5 t		9.5	2.8		初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	n = 1	22.0 -21.1	12.2 -11.8	5.2 -4.8	降 伏 時
	n = 10	21.5 -21.1	11.8 -11.8	5.2 -4.8	
$2\delta_y$	n = 1	23.5 -24.1	24.4 -23.8	11.9 -11.6	$\mu_u = \frac{48.2}{12.0} \div 4.0$
	n = 10	23.5 -24.1	24.4 -23.8	11.9 -11.6	
$3\delta_y$	n = 1	22.9 -24.1	36.2 -36.2	18.9 -17.7	
	n = 10	21.6 -23.2	36.2 -36.2	21.3 -18.4	
$4\delta_y$	n = 1	22.8 -24.1	48.0 -48.4	30.1 -24.5	
	n = 2	22.7 -24.2	48.0 -48.4	29.4 *	
	n = 3	21.8 -23.3	48.0 -48.4	* *	
	n = 4	17.8 -22.0	48.0 -48.4	* *	
	n = 5	14.6 -20.7	48.0 -48.4	* *	
	n = 6	11.7 -19.6	48.0 -48.4	* *	
	n = 7	9.0 -19.6	48.0 -48.4	* *	
	n = 8	7.2 -18.9	48.0 -48.4	* *	
	n = 9	5.0 -18.0	48.0 -48.4	* *	
	n = 10	4.6 -17.6	48.0 -48.4	* *	

* 測定不能

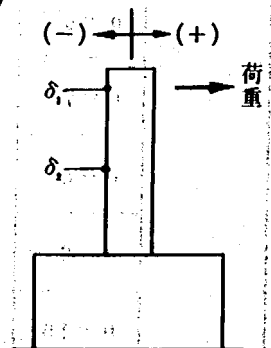


表-2.1.5(4) 荷重および水平変位 (供試体D)

制御値	サイクル	荷重値 P (t)	水平変位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.5 t		7.5	2.2	0.4	初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	n = 1	22.0 - 19.8	12.2 - 11.5	5.7 - 4.0	降 伏 時
	n = 10	19.0 - 18.8	11.7 - 11.7	5.7 - 4.0	
2 δ_y	n = 1	23.4 - 23.7	24.5 - 23.5	12.1 - 10.6	$\mu_u = \frac{49.2}{11.8} \div 4.2$
	n = 10	21.4 - 23.2	23.5 - 23.5	12.7 - 10.6	
3 δ_y	n = 1	22.2 - 24.0	36.7 - 36.9	19.4 - 18.5	
	n = 10	21.3 - 22.1	36.5 - 36.2	21.4 - 21.2	
4 δ_y	n = 1	22.1 - 20.8	49.5 - 49.0	29.8 - 31.1	
	n = 2	21.8 - 12.8	49.5 - 49.0	26.8 - 34.4	
	n = 3	18.1 - 9.9	49.0 - 48.5	26.8 - 35.1	
	n = 4	14.8 - 8.1	49.0 - 48.5	25.5 - 37.7	
	n = 5	12.4 - 7.3	49.0 - 48.5	24.8 - 38.1	
	n = 6	11.0 - 6.7	49.0 - 48.5	24.1 - 38.7	
	n = 7	9.7 - 6.0	49.0 - 48.5	23.5 - 39.7	
	n = 8	8.8 - 5.7	49.0 - 48.5	23.5 - 40.7	
	n = 9	8.3 - 5.4	49.0 - 48.5	21.4 - 41.4	
	n = 10	2.0 - 5.2	49.0 - 48.5	21.4 - 42.0	

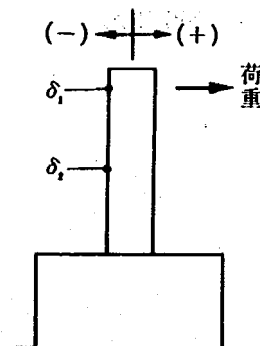


表-2.1.5(5) 荷重および水平変位 (供試体E)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 P (t)	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.0 t		7.0	1.8	0.3	初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	n = 1	21.8 -19.7	11.0 -11.6	4.7 3.6	降 伏 時
	n = 10	19.7 -18.7	11.2 -11.4	4.7 -3.6	
2 δ_y	n = 1	24.4 -24.4	22.0 -22.2	10.5 -8.7	$\mu_u = \frac{44.2}{11.3} \div 3.9$
	n = 10	23.1 -23.2	22.0 -22.2	10.5 -9.7	
3 δ_y	n = 1	23.4 -25.3	33.2 -32.9	17.4 -15.6	
	n = 10	22.1 -22.7	33.2 -32.9	20.0 -17.4	
4 δ_y	n = 1	12.4 -23.2	43.9 -44.6	28.4 -23.8	
	n = 2	16.8 -23.1	43.9 -44.6	34.2 -22.8	
	n = 3	12.5 -17.9	43.9 -44.6	38.4 -21.5	
	n = 4	8.0 -13.5	43.9 -44.6	43.2 -21.5	
	n = 5	5.7 -7.7	43.6 -44.6	* -17.7	

* 測定不能

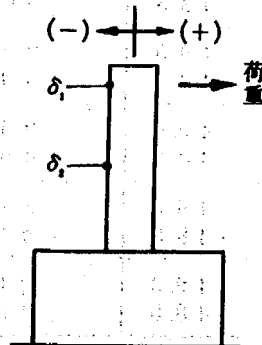


表-2.1.5 (6) 荷重および水平変位 (供試体 F)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 P (t)	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
8.5 t		8.5	2.2		初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	n = 1	22.0 -18.2	10.2 -10.3	4.4 -3.7	降 伏 時
	n = 10	20.9 -18.0	9.9 -10.6	4.4 -4.0	
2 δ_y	n = 1	26.2 -25.8	20.2 -20.9	10.3 -10.1	$\mu_u = \frac{30.5}{10.2} \approx 3.0$
	n = 10	21.4 -16.0	19.7 -20.7	11.6 -10.1	
3 δ_y	n = 1	23.7 -21.9	30.0 -31.0	17.1 -15.4	
	n = 10	11.7 -15.7	30.0 -31.0	26.7 -10.1	
4 δ_y	n = 1	11.9 -14.2	40.4 -41.4	* *	
	n = 2	8.3 -10.0	40.4 -41.4	* *	
	n = 3	6.5 -10.0	40.4 -41.4	* *	

* 測定不能

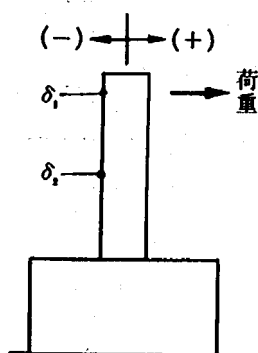


表-2.1.6 曲げ変形計算値

(1) インプット・データ

断面，要素分割数		高さ方向の断面の分割数： 10 各断面の要素の分割数： 100			
材 料 の 諸 定 数	材 料	ひびわれ応力度 (kg/cm ²)	σ_{sy} , σ_c (kg/cm ²)	終局ひずみ	ヤング係数 (kg/cm ²)
	鉄 筋	—	3,731	—	2.10×10^6
	コンクリート	30.8 ¹⁾	292	0.0035	0.296×10^6 ²⁾

1) $1.8 \sqrt{\sigma_c}$, 2) $\phi 10 \times 20$ cm 供試体による実測値

(2) アウト・プット

限 界 状 態	荷 重 (t)	天端変位 (mm)	柱下端断面におけるひずみ	
			コンクリート	鉄 筋
ひ び わ れ 時	7.18	0.45	0.00017	0.00001
降 伏 時	22.72	3.46	0.00085	0.00178
終 局 時	23.91	10.28	0.00350	0.01892

表-2.1.7 降伏時，終局時の天端変位 (計算値)

〔単位：mm〕

限界状態	①	②	③	④	⑤
	鉄筋の伸び出し(△)に伴う変位	鉄筋の伸び出し(2△)に伴う変位	躯体の曲げ変形による変位 〔計算値-1〕	① + ③ 〔計算値-2〕	② + ③ 〔計算値-3〕
降 伏 時	2.62	5.23	3.46	6.08	8.69
終 局 時	22.33	44.66	10.28	32.61	54.94
(靱 性 率)			2.97	5.36	6.32

表-2.1.8 靱性率 実験値と計算値の比較

区 分	実 験 値						計 算 値		
	A	B	C	D	E	F	計算値-1	計算値-2	計算値-3
靱 性 率	8.3 以上	3.9	4.0	4.2	3.9	3.0	2.97	5.36	6.32
		B ~ E の 平 均 : 4.0							

表-2.1.9 軸方向鉄筋の伸び出し量 (mm)

供試体	天端変位 測点 状態	δ_y				$2\delta_y$				$3\delta_y$			
		(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
A	①	0.338	0.532	-0.423	-0.489	2.054	2.317	-0.708	-0.906	2.732	3.761	-1.231	-1.544
	②	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
B	①	0.511	*	-0.335	*	2.568	*	-0.232	*	3.213	*	-0.632	*
	②	-0.166	*	0.438	*	-0.331	*	1.963	*	-0.571	*	3.422	*
C	①	0.598	1.033	-0.283	-0.269	3.053	3.049	-0.107	-1.115	3.491	3.591	-0.871	-2.213
	②	-0.318	-0.097	0.483	1.152	-0.154	-0.153	2.894	2.909	-0.351	-0.185	3.899	3.934
D	①	0.436	0.483	-0.689	-0.855	2.368	2.315	-0.884	1.472	3.041	2.695	-1.262	-2.336
	②	-0.349	-0.337	0.152	0.292	-0.270	-0.323	2.186	2.239	0.692	-0.949	3.116	2.763
E	①	0.436	0.054	-0.189	-0.648	2.370	1.735	-0.080	-0.808	3.193	2.265	-0.208	-1.621
	②	-0.232	0.050	0.404	0.354	0.054	-0.420	2.160	1.546	0.409	-0.038	4.822	4.094
F	①	0.674	0.449	0.024	-0.567	3.094	2.612	0.496	-0.581	3.416	2.992	-0.535	-1.445
	②	-0.179	-0.405	0.460	0.291	0.305	0.363	2.511	3.494	-0.019	-0.236	3.140	4.101

- (注) 1) 伸び出しを正, 押込みを負として表示。
 2) 「測点」および「载荷状態」は, 右図のとおり。
 3) *印は, 計器の不具合により測定できなかったもの。

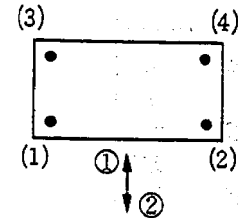


表-2.2.1 弾塑性応答解析の対象とした橋脚

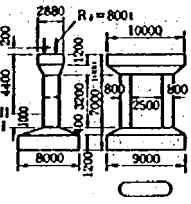
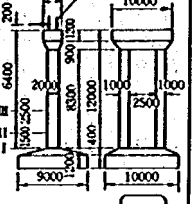
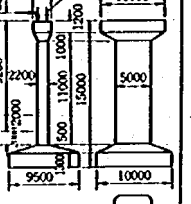
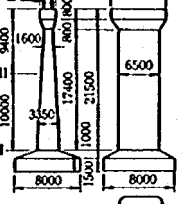
橋 脚			① H = 7 m	② H = 12 m	③ H = 15 m	④ H = 21.5 m
形状・寸法						
断面-I	断面力	N (t)	972.3	1092.9	1205.4	1598.6
		M(t・m)	1031.4	2161.9	2940.2	4296.7
		S (t)	200.0	240.4	270.1	285.9
	設計 応力度 (kg/cm ²)	σ_c	98.1	104.6	104.4	40.6
		σ_s	1896	2133	2271	2800
		τ_c	4.1	3.7	3.4	1.6
断面-II	断面力	N (t)	957.3	1062.4	1155.6	1136.0
		M(t・m)	833.9	1808.9	2409.6	1806.1
		S (t)	195.2	230.3	260.2	216.4
	設計 応力度 (kg/cm ²)	σ_c	100.1	100.0	98.0	67.8
		σ_s	2171	2286	2247	2588
		τ_c	4.0	3.5	3.2	1.7
断面-III	断面力	N (t)		1011.9	1105.8	
		M(t・m)		1254.0	1875.6	
		S (t)		213.6	243.8	
	設計 応力度 (kg/cm ²)	σ_c		89.9	86.7	
		σ_s		2215	2139	
		τ_c		3.3	3.0	
せん断支間比		3.4	5.2	6.0	5.7	
帯鉄筋比(%)		0.07	0.07	0.12	0.13	
摘 要			○ 断面力および設計応力度は、地震時における値。 ○ 地震時許容応力度 ①〜③: $\sigma_{ca}=105 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sa}=2700 \text{ kg/cm}^2$ ④: $\sigma_{ca}=105 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sa}=3000 \text{ kg/cm}^2$ ○ τ_c は、次式により計算した値 <math display="block">\tau_c = \frac{S}{b j d} \quad (S: \text{せん断力}, b: \text{部材断面の幅}, j d: \text{全圧縮 応力作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離})</math> ○ ①〜③は建設省標準設計橋脚, ④は鉄道橋橋脚			

表-2.2.2 弾塑性応答解析の条件

項	目	内	容
橋脚の種類	断面形状	矩形(小判型)	表-2.2.1 参照
	高さ(H)	①7m, ②12m, ③15m, ④21.5m	
荷重-変位関係	スケルトン・カーブ	①曲げ変形考慮 ②曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び(2d)考慮	
	ヒステリシス・ループ	②武藤のモデル, ②深田のモデル	
地震入力	地震波	①El-Centro(N-S), ②Taft(E-W)	
	最大加速度(α_{max})	①200gal, ②300gal, ③400gal, ④600gal	
	入力の方向	橋軸方向	

表-2.2.3 降伏時の変位と水平力

供 試 体			水平変位, δ_y (cm)				水平力, P_y (t)	
実験者	供試体番号	せん断 支間比	実験値	計 算 値 ¹⁾			実験値	計算値
				1	2	3		
著 者	B~F (平均)	4.0	1.12 ²⁾ (1.00)	0.35 (0.31)	0.61 (0.54)	0.87 (0.78)	21.0 (1.00)	22.0 (1.05)
西山ら ⁽⁵⁸⁾		4.0	0.60 (1.00)	0.31 (0.52)	0.54 (0.90)	0.76 (0.26)	8.5 (1.00)	9.4 (1.11)
Kraninkler ら ⁽¹³⁰⁾	R1~R4 R6 ³⁾	4.0	1.52 (1.00)	0.63 (0.41)	1.06 (0.70)	1.48 (0.97)	12.3 (1.00)	11.1 (0.89)
	Beam35	2.7	1.91 (1.00)	0.59 (0.31)	1.05 (0.55)	1.51 (0.79)	53.6 (1.00)	52.6 (0.98)
Brownら ⁽¹⁴²⁾	88-60	5.0	1.70 (1.00)	0.61 (0.36)	1.06 (0.62)	1.52 (0.89)	4.60 (1.00)	4.66 (1.01)

(注) 1) 計算値-1: 躯体の曲げ変形のみ考慮

計算値-2: 躯体の曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び(d)を考慮

計算値-3: 躯体の曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び(2d)を考慮

2) () 内数値は, 実験値に対する比

3) R6では, 回転による変位の全体変位に対する割合(実測値)は, 35~45%であった。

表-2.2.4 最大応答変位および塑性率¹⁾

橋脚	スケルトン	履歴曲線 ²⁾	地震波	応答値 ³⁾	最大加速度 a_{max} (ガル)				降伏時	$(\epsilon_s=0.01)$
					200	300	400	600		
H=7m	計算-1	M	El-Centro	δ	29.1	39.2	72.6	-103.1	14.1	40.4
				μ	2.1	2.8	5.1	7.3	1.0	2.9
		F	El-Centro	δ	11.9	29.8	50.3	-81.7	14.1	40.4
				μ	0.8	2.1	3.6	5.8	1.0	2.9
	計算-3	M	El-Centro	δ	-34.8	64.3	-71.6	-128.0	21.6	81.3
				μ	1.6	3.0	3.3	5.9	1.0	3.8
			Taft	δ	-28.5	-37.2	-72.7	-145.8	21.6	81.3
				μ	1.3	1.7	3.4	6.8	1.0	3.8
		F	El-Centro	δ	19.1	39.7	57.6	-97.6	21.6	81.3
				μ	0.9	1.8	2.7	4.5	1.0	3.8
			Taft	δ	-20.6	-35.3	-63.8	-116.6	21.6	81.3
				μ	1.0	1.6	3.0	5.4	1.0	3.8
H=12m	計算-1	M	El-Centro	δ	-5.6	7.9	-11.8	-17.4	4.1	17.1
				μ	1.4	2.0	2.9	4.3	1.0	4.2
		F	El-Centro	δ	3.2	4.4	-5.9	-11.1	4.1	17.1
				μ	0.8	1.1	1.5	2.7	1.0	4.2
	計算-3	M	El-Centro	δ	-6.3	-9.5	-12.0	-17.6	5.0	22.3
				μ	1.3	1.9	2.4	3.5	1.0	4.5
			Taft	δ	-8.6	-8.5	-9.6	-13.5	5.0	22.3
				μ	1.7	1.7	1.9	2.7	1.0	4.5
		F	El-Centro	δ	3.1	-4.8	-6.8	-11.5	5.0	22.3
				μ	0.6	1.0	1.4	2.3	1.0	4.5
			Taft	δ	-3.0	-4.5	-7.0	-15.5	5.0	22.3
				μ	0.6	0.9	1.4	3.1	1.0	4.5
H=15m	計算-1	M	El-Centro	δ	-72.7	-101.8	-124.3	-176.1	51.6	174.3
				μ	1.4	2.0	2.4	3.4	1.0	3.4
		F	El-Centro	δ	33.7	-49.0	-63.8	-109.0	51.6	174.3
				μ	0.7	0.9	1.2	2.1	1.0	3.4
	計算-3	M	El-Centro	δ	81.2	-101.8	-122.4	-183.4	63.8	242.4
				μ	1.3	1.6	1.9	2.9	1.0	3.8
			Taft	δ	-92.6	75.9	-89.2	-165.8	63.8	242.4
				μ	1.4	1.2	1.4	2.6	1.0	3.8
		F	El-Centro	δ	-32.7	-49.2	-66.0	-116.2	63.8	242.4
				μ	0.5	0.8	1.0	1.8	1.0	3.8
			Taft	δ	27.2	-50.5	-88.0	-170.0	63.8	242.4
				μ	0.4	0.8	1.4	2.7	1.0	3.8
H=21.5m	計算-1	M	El-Centro	δ	-7.3	-10.2	-12.4	-17.6	5.2	17.4
				μ	1.4	2.0	2.4	3.4	1.0	3.4
		F	El-Centro	δ	3.4	-4.9	-6.4	-10.9	5.2	17.4
				μ	0.7	0.9	1.2	2.1	1.0	3.4
	計算-3	M	El-Centro	δ	8.1	-10.2	-12.2	-18.3	6.4	24.2
				μ	1.3	1.6	1.9	2.9	1.0	3.8
			Taft	δ	-9.3	7.6	-8.9	-16.6	6.4	24.2
				μ	1.4	1.2	1.4	2.6	1.0	3.8
		F	El-Centro	δ	-3.3	-4.9	-6.6	-11.6	6.4	24.2
				μ	0.5	0.8	1.0	1.8	1.0	3.8
			Taft	δ	2.7	-5.1	-8.8	-17.0	6.4	24.2
				μ	0.4	0.8	1.4	2.7	1.0	3.8

1) 塑性率：降伏変位に対する応答塑性変位の比

2) M：武蔵，F：深田

3) δ ：最大応答変位(mm)， μ ：塑性率

表-2.2.5 降伏変位をとえる回数, $n^1)$

橋 脚	地 震 波	2) 履歴曲線	最大 加 速 度, $\alpha_{\max}$ (ガル)			
			200	300	400	600
H=7m	E1-Centro	M	+2, -3	+5, -5	+10, -7	+6, -9
		F	+0, -0	+2, -2	+4, -4	+6, -6
	Taft	M	+0, -1	+4, -5	+4, -23	+33, -7
		F	+0, -0	+1, -1	+4, -5	+7, -27
H=12m	E1-Centro	M	+3, -3	+3, -4	+4, -7	+4, -5
		F	+0, -0	+1, -0	+1, -3	+4, -4
	Taft	M	+0, -1	+2, -3	+7, -3	+12, -3
		F	+0, -0	+0, -0	+1, -1	+4, -5
H=15m	E1-Centro	M	+5, -5	+3, -4	+3, -4	+4, -3
		F	+0, -0	+0, -0	+1, -2	+3, -4
	Taft	M	+0, -1	+2, -1	+2, -3	+4, -4
		F	+0, -0	+0, -0	+0, -1	+1, -4
H=21.5m	E1-Centro	M	+2, -2	+4, -2	+3, -4	+3, -4
		F	+0, -0	+0, -0	+0, -0	+0, -1

1) 正符号は正載荷, 負符号は負載荷を表わす。

2) M: 武藤のモデル, F: 深田のモデル

表-2.2.6 既往の橋脚における靱性率(計算値)の例

橋脚の種類		靱 性 率		備 考
		計算値-1, μ_u	計算値-3, μ'_u	
中 実 円 形 断 面		5.8 ~ 8.2	6.4 ~ 8.1	6 例
中 空 円 形 断 面		4.9 ~ 6.6	5.8 ~ 6.8	6 例
角 断 面 2 柱 式	橋 軸 方 向	2.9 ~ 6.8	5.6 ~ 10.5	6 例
	橋 軸 直 角 方 向	5.1 ~ 8.1	5.7 ~ 8.6	4 例
小判型断面(橋軸方向)		3.9 ~ 7.0	5.3 ~ 7.3	3 例

注) 橋脚高さは7~15m。コンクリートの終局ひずみは, 0.0035と仮定。

表-2.2.7 靱 性 率

実験者	計 算 値 ¹⁾		実 験 値, δ_u / δ_y		
	計算値-1, μ_u	計算値-3, μ_u	載荷-A	載荷-B	備 考
著 者	3.0	6.3	8.3以上	3.9~4.2 ²⁾	載荷A: 一方向繰返し。 $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ でそれぞれ10回ずつ載荷。 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ 。 載荷B: 交番繰返し。 $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ でそれぞれ10回ずつ載荷。 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$
⁽⁵⁸⁾ ⁽⁵⁹⁾ 西山ら	2.4	6.6	7.0	3.3~4.0	載荷A: 交番繰返し。設計荷重, δ_y でそれぞれ2, 3回, $2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ でそれぞれ1回載荷。 $\sigma_y = 0$ 。 載荷B: 交番繰返し。設計荷重, $\delta_y, 2\delta_y, \dots$ でそれぞれ10回ずつ載荷。 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ 。

(注) 1) 計算値-1, 計算値-3の意味は, 表-2.2.1.参照。

2) 帯鉄筋が極端に少ない ($p_w = 0.04\%$) 供試体Fは除外。供試体Fでは, $\delta_u / \delta_y = 3.0$ であった。

表-2.2.8 靱性率ならびに降伏変位をこえる回数

項 目		計 算 値								実 験 値	
		H=7m	H=12m	H=15m	H=21.5m	著 者	西 山 ら				
せん断支間比		3.4	5.2	6.0	5.7	4.0	4.0				
軸力による垂直応力度 σ_N (kg/cm^2)		16.3	13.4	12.0	8.2	10.0	10.0				
帯鉄筋比, p_w (%)		0.07	0.07	0.12	0.12	0.08~0.16	0.16				
計算値-3による靱性率, μ_u		5.3	7.3	6.0	3.6	6.3	6.6				
地震波	(注) $\alpha_{\max} (\text{gal})$	$\mu_{\max}$	n	$\mu_{\max}$	n	$\mu_{\max}$	n	$\mu_{\max}$	n	交番繰返し。 $\mu_d = 1, 2, 3, \dots$ のそれぞれについて $n=10$ のとき, $\mu_u = 3.3 \sim 4.2$	交番繰返し。 $\mu_d = 1, 2, 3, \dots$ のそれぞれについて $n=10$ のとき, $\mu_u = 3.3 \sim 4.0$
E ℓ -Centro (N-S)	300	3.0	5	1.9	4	1.6	2	1.7	4		
	400	3.3	10	2.4	7	1.9	3	1.9	4		
Taft (E-W)	300	1.7	5	1.7	3	1.2	2				
	400	3.4	23	1.9	7	1.4	3				

(注) $\mu_{\max}$: 最大塑性率 (降伏変位に対する最大応答塑性変位の比)

n : 降伏変位をこえる回数。

表-2.2.9 橋脚下端断面における断面力および応力度

橋 脚			H=7m	H=12m	H=15m	H=21.5m
設計 (地震時)	断 面 力	M (t・m)	1031.4	2161.9	2940.2	4296.7
		S (t)	200.0	240.4	270.1	285.9
	応力度 (kg/cm ²)	σ_c	98	105	104	41
		σ_s	1896	2133	2271	2800
		τ_c	4.1	3.7	3.4	1.6
降 伏 時	断 面 力	M (t・m)	1424.9	2751.2	3607.2	5363.6
		S (t)	276.3	305.9	331.4	356.9
	応力度 (kg/cm ²)	σ_c	144	137	132	101
		σ_s	3000	3000	3000	3500
		τ_c	5.6	4.7	4.1	1.9

(注) 1). τ_c の計算は、次式によった。 $\tau_c = \frac{S}{bjd}$

2). 土木学会・コンクリート標準示方書による、「斜め引張鉄筋の計算をしない場合」のコンクリートの許容せん断応力度は、 $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\tau_s = 6.5 \text{ kg/cm}^2$ である。

表-2.2.10 等価減衰定数, h

最大加速度, α (ガル)		200	300	400	600
塑性率, μ		1.01	1.20	1.51	2.14
固有周期, T (sec)		0.75	0.82	0.91	1.09
等価減衰定数, h	解析結果	0.02以下	0.036	0.087	0.125
	(注) Gulkanらの式による値	0.02	0.037	0.057	0.083

(注) Gulkan らの提案式⁽¹⁶⁵⁾: $h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right)$

表-2.2.11 入力地震波の最大加速度

橋 脚	塑性率 μ	(注) 左欄の μ に達するときの入力地震波の最大加速度 (ガル)	
		スペクトル法	逐次積分法
H= 7m	1	8 0	1 5 0
	2	2 3 0	2 3 0
H=12m	1	1 2 0	1 6 0
	2	3 4 0	3 3 0
H=15m	1	1 3 0	1 0 0
	2	4 3 0	4 0 0

(注) 地震波は、E ℓ -Centro 1940 (N-S)

表-2.2.12 既往の橋脚 (H<15m) の降伏時剛性と初期剛性との比, ν

断 面 形 状	対 象 例 数	ν
中 実 円 形	6	0.24 ~ 0.26
中 空 円 形	6	0.28 ~ 0.32
長 方 形 (短辺方向)	6	0.23 ~ 0.33
〃 (長辺方向)	4	0.23 ~ 0.30
小 判 型 (短辺方向)	3	0.26 ~ 0.31

(注) フーチングからの鉄筋伸び出し (2.4) を考慮 (計算値-3)

表-2.2.13 基礎ロッキングの影響の検討 (対象)

橋 脚	ケース	フーチング寸法 (m)		設計震度(0.2)作用時の		1 次の固有 周期, T(秒)
		橋軸直角 方向, A	橋軸方向 B	フーチング底面反力 の合力作用点の偏心 量, e (注)	最大地盤反力 q (t/m ²)	
H=7m	1	9.0	8.0	B/8	34	0.424
	2	5.0	5.0	B/4	116	0.691
H=15m	1	10.0	9.5	B/5	43	0.746
	2	8.5	8.5	B/4	60	0.834
	3	7.0	7.0	B/3	113	1.015

(注) eの値は概略値である。

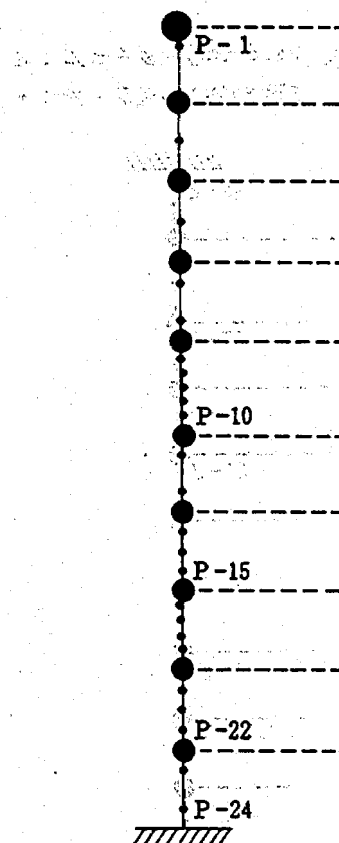
表-2.2.14 基礎ロッキングの影響の検討 (結果)

橋 脚	ケース	400ガル作用時の		設計偏心量に 達する加速度, α (ガル)
		フーチングの水平反力(Q) フーチングの鉛直反力(V)	フーチング支持力 の安全度, F_s (注)	
H=7m	1	0.29	6.34	100
	2	0.26	1.09	150
H=15m	1	0.16	9.98	170
	2	0.18	5.13	200
	3	0.16	4.16	700

(注) 土の内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$, 粘着力 $C = 0$ として計算。

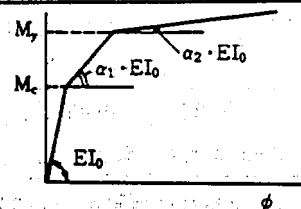
表-2.2.15(1) 多質点系解析インプットデータ (橋脚-I)

振動モデル



• : M-φ関係 check 位置
P : プロッター-Out-put 位置

質点質量 W_i (t)	区間長さ ℓ_i (cm)	ひねりモーメント M_c (t-m)	降伏モーメント M_y (t-m)	初期剛性 $EI_0 (\times 10^{11} \text{ t-cm}^2)$	第2勾配係数 α_1	第3勾配係数 α_2
863.00	170	—	—	5.	—	—
84.95	200	1881.4	2258.1	2.0324	0.029435	0.005888
104.66	200	1908.9	2319.1	2.0324	0.031915	0.006134
104.66	200	1922.8	2349.7	2.0324	0.033156	0.006232
117.74	200	1950.6	2423.2	2.0324	0.036457	0.006262
117.74	250	1950.6	2423.2	2.0324	0.036457	0.006262
117.74	200	1985.3	2498.7	2.0324	0.039417	0.006518
91.58	200	2069.0	3602.7	2.1307	0.108180	0.010564
91.58	150	2097.4	3675.2	2.1307	0.110663	0.010573
104.66	250	2097.4	3675.2	2.1307	0.110663	0.010573
117.74	250	2118.7	3718.4	2.1307	0.111944	0.010712
117.74	200	2180.4	4718.9	2.2063	0.161791	0.013728
91.58	200	2216.4	4789.6	2.2063	0.163432	0.013908
91.58	150	2292.5	5841.4	2.2962	0.210779	0.016663
		2321.7	5896.2	2.2962	0.211780	0.016760
		2362.4	6791.7	2.3509	0.242796	0.018505
		2384.4	6831.9	2.3509	0.243379	0.018571

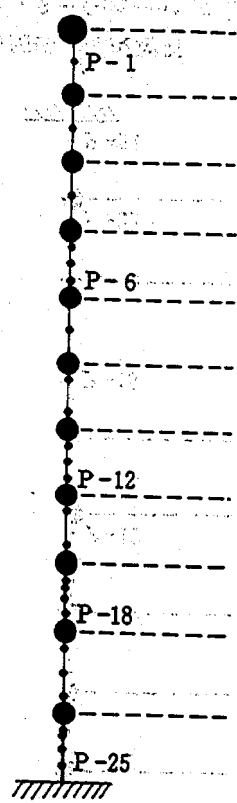


地震波 : El-Centro 1940 (N-S)

$\alpha_{\max} = 10.200.400.600 \text{ gal}$

減衰定数 : 0.02

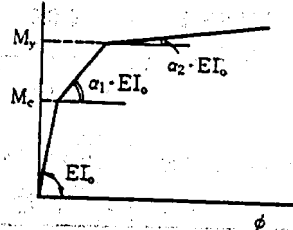
振動モデル



• : M-φ関係 check 位置
P : プロッター-Out-put 位置

表-2.2.15(2) 多質点系解析インプットデータ (橋脚-Ⅱ)

質点重量 W_i (t)	区間長さ ℓ_i (cm)	ひびわれモーメント M_c (t-m)	降伏モーメント M_y (t-m)	初期剛性 $EI_0 (\times 10^{11} \text{ t-cm}^2)$	第2勾配係数 α_1	第3勾配係数 α_2
863.00	170	—	—	5.	—	—
84.95	200	1881.4	2258.1	2.0324	0.029435	0.005888
91.58	150	1905.5	2311.4	2.0324	0.031605	0.006110
78.50	150	1915.9	2334.3	2.0324	0.032534	0.006182
78.50	150	1936.7	2392.9	2.0324	0.035263	0.006159
78.50	150	2029.9	3522.1	2.1307	0.105716	0.010307
78.50	150	2040.6	3544.1	2.1307	0.106392	0.010377
78.50	150	2061.9	3588.0	2.1307	0.107735	0.010517
91.58	200	2061.9	3588.0	2.1307	0.107735	0.010517
104.66	200	2083.2	3632.0	2.1307	0.109072	0.010656
117.74	250	2144.5	4648.3	2.2063	0.160137	0.013544
117.74	200	2173.2	4704.9	2.2063	0.161465	0.013694
117.74	200	2173.2	4704.9	2.2063	0.161465	0.013694
117.74	200	2020.2	4761.4	2.2063	0.162779	0.013850
117.74	250	2277.9	5814.0	2.2962	0.210269	0.016613
117.74	200	2314.4	5882.5	2.2962	0.211532	0.016736
117.74	200	2343.7	5937.4	2.2962	0.211532	0.016736
117.74	200	2343.7	5937.4	2.2962	0.212580	0.016827



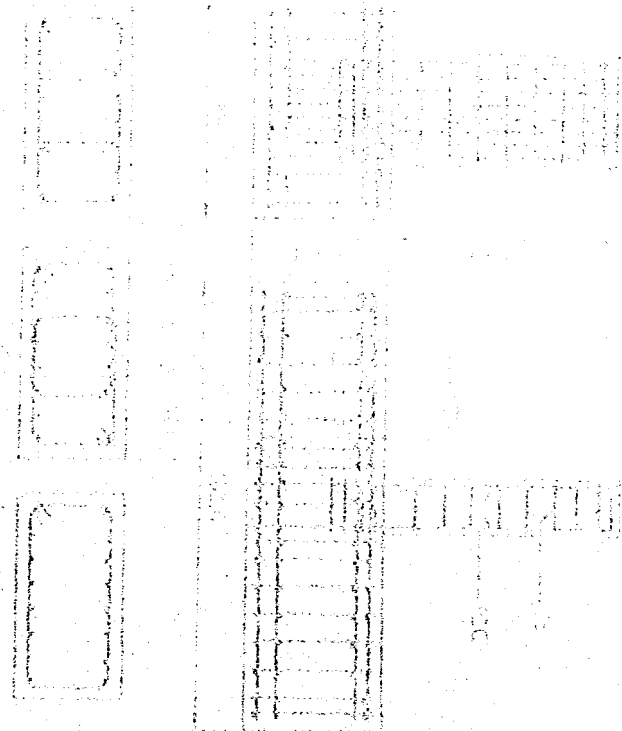
地震波 : El-Centro 1940 (N-S)
 $\alpha_{\max} = 10, 200, 400, 700 \text{ gal}$
減衰定数 : 0.02

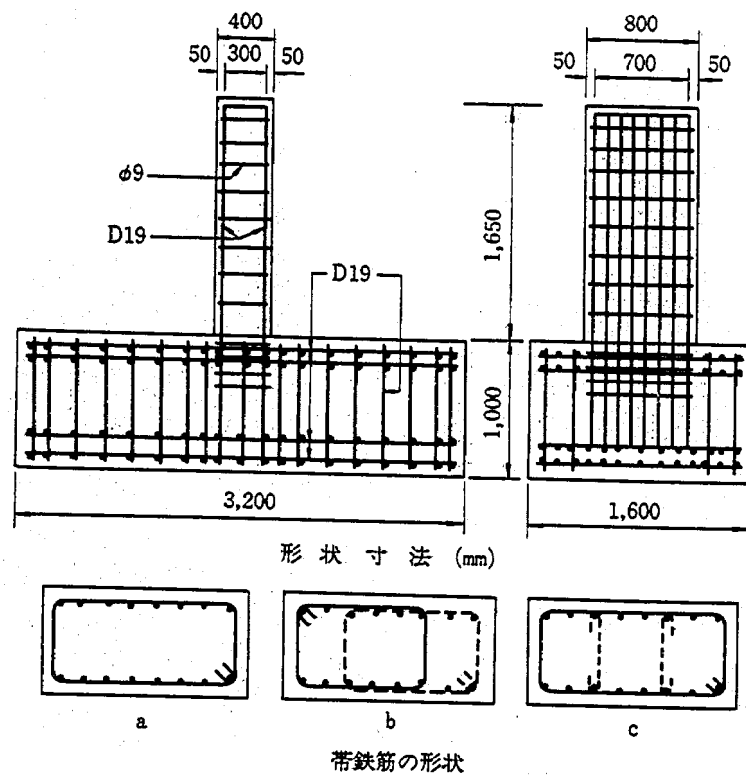
表-2.2.16 軸方向鉄筋配置方法を変えた橋脚の応答の比較

橋脚	鉄筋の総延長 (m)	最大曲率 ϕ_{max} を生じる高さ (m)	降伏時加速度 (ガル)	曲率塑性率, μ_ϕ		曲率靱性率, $\mu_{\phi n}$	天端水平変位 $\alpha=400$ ガル 時 (cm)
				$\alpha=400$ 時 ガル	$\epsilon_s=0.01$ 時	$\epsilon_c=0.0035$ 時	
I	2880	10	140	4.2	5.7	18.0	14.5
II	2970	0	210	2.3	5.6	7.6	15.4

(注) 橋脚 I : 建設省標準設計と同じ条件で設計した高さ 22 m の小判型断面の橋脚

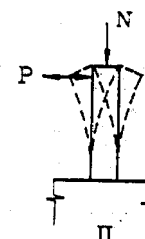
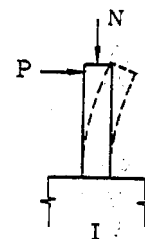
橋脚 II : 終局状態に対する安全度がどの断面でも 1.45 以上となるように設計した高さ 22 m の小判型断面の橋脚





供試 体	せん断 支間比	帯鉄筋 間 隔 (cm)	帯鉄筋 比 p_w (%)	帯鉄筋 形 状	軸方向鉄 筋比 p_t (%)	載 荷	
						種 類	$\sigma_N=N/A_c$ (kg/cm ²)
A	4.0	20	0.08	a	0.82	I	10
B		20	0.08	a		II	
C		10	0.16	a			
D		20	0.16	b			
E		20	0.16	c			
F		40	0.04	a			

・ 載荷 I : 一方向繰返し載荷。 $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ で各 10 回。
 載荷 II : 交番繰返し載荷。 $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ で各 10 回。



$N = 32 \text{ ton}$
 $(\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2)$

図-2.1.1 供試体

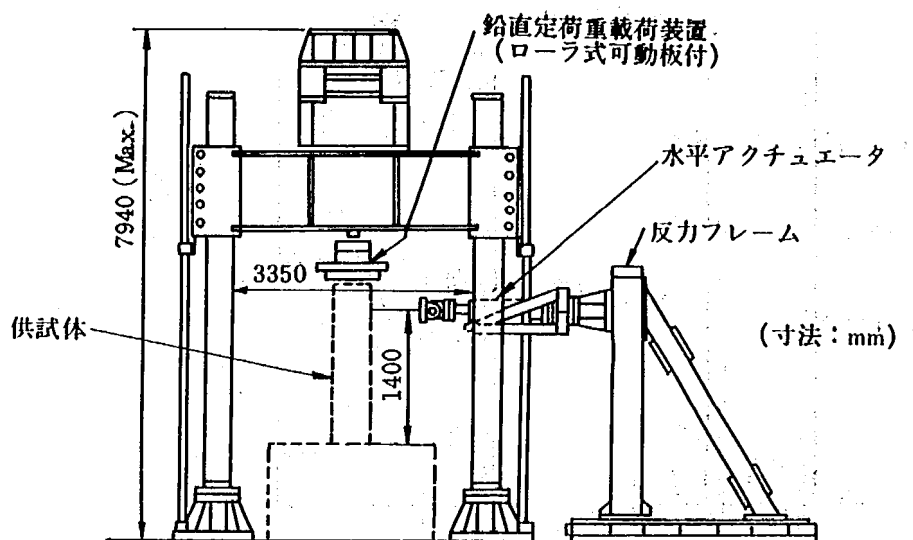


図-2.1.2 荷重装置

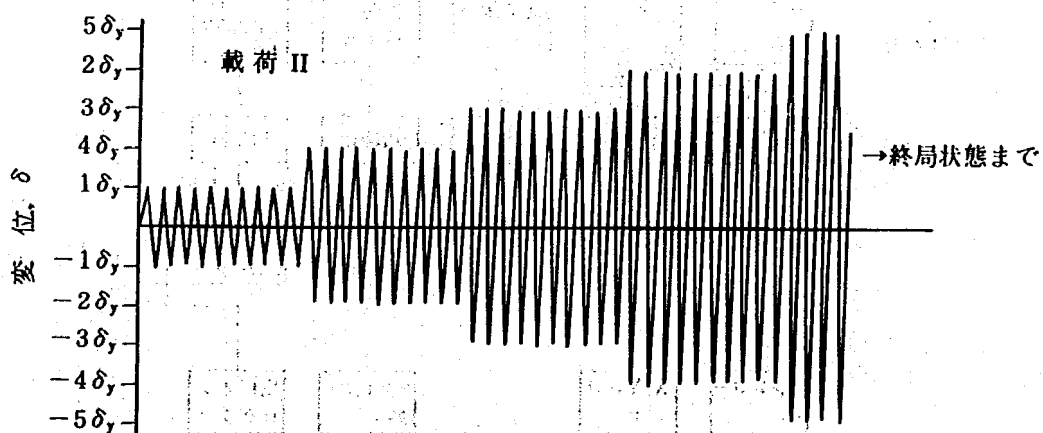
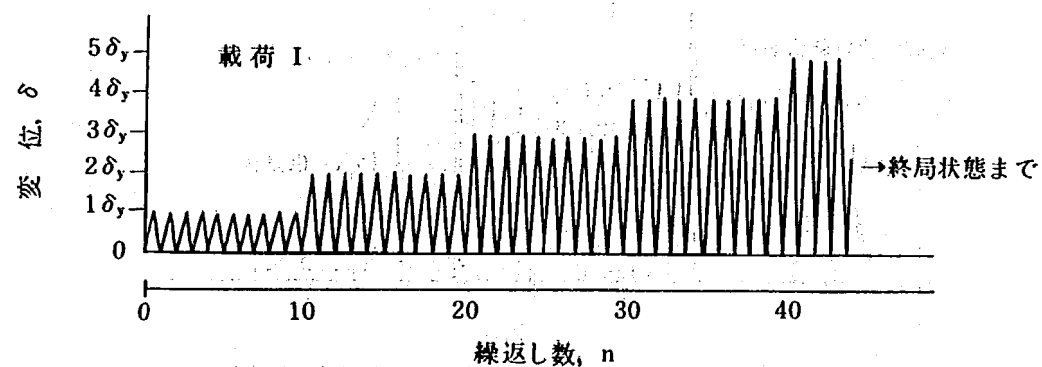


図-2.1.3 水平荷重の履歴

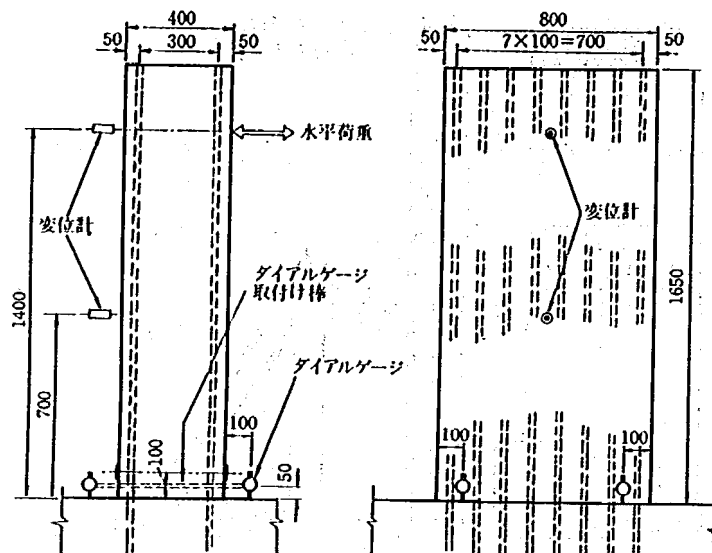


図-2.1.4 たわみ・ひずみ等の測定位置

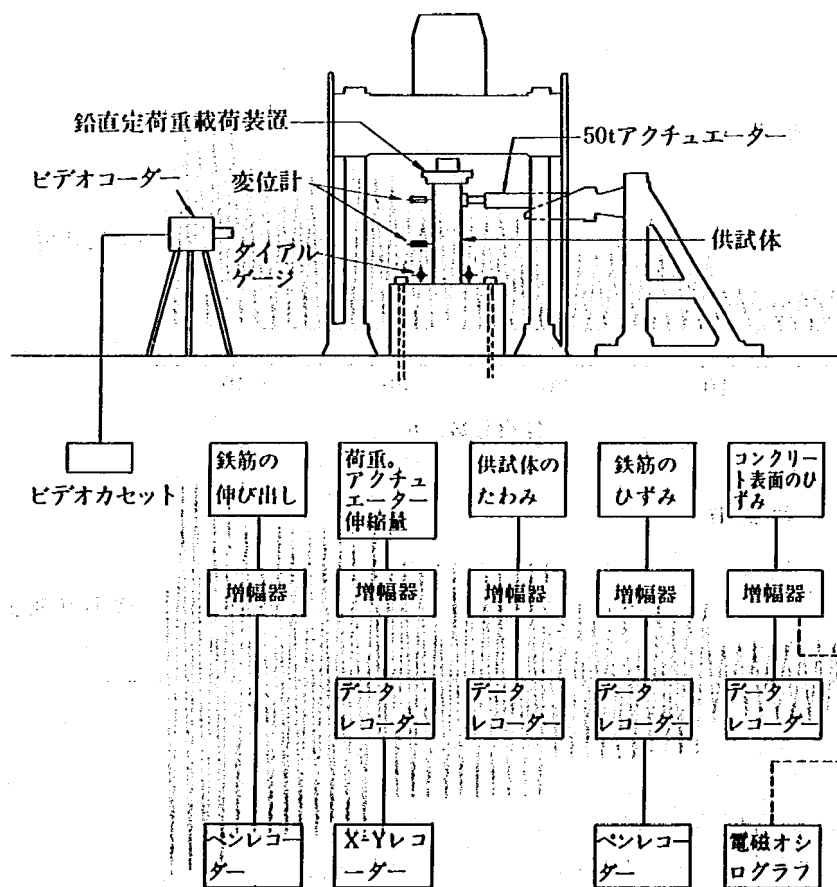


図-2.1.5 計測器の配備

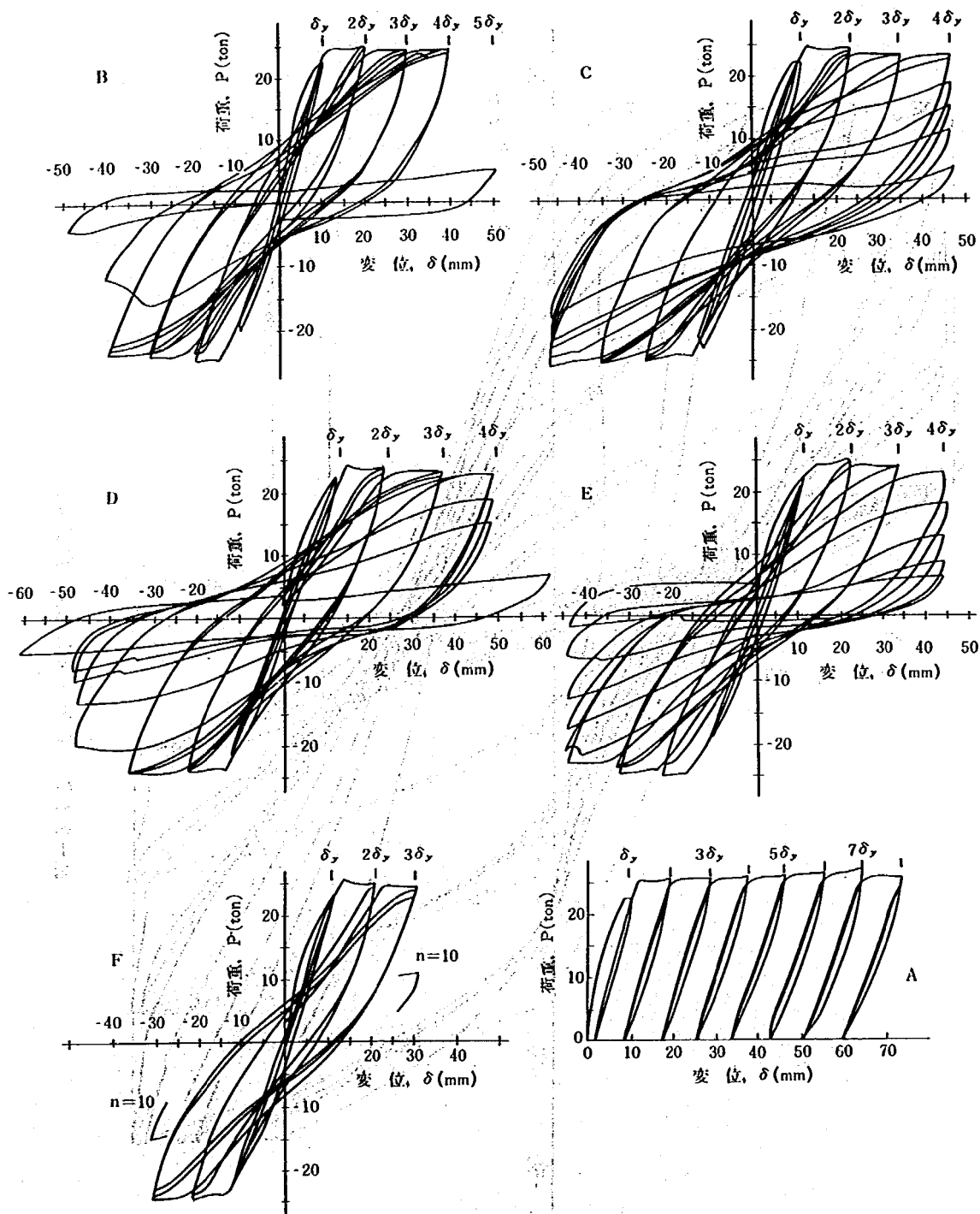


圖-2.1.6 荷重—變位曲線

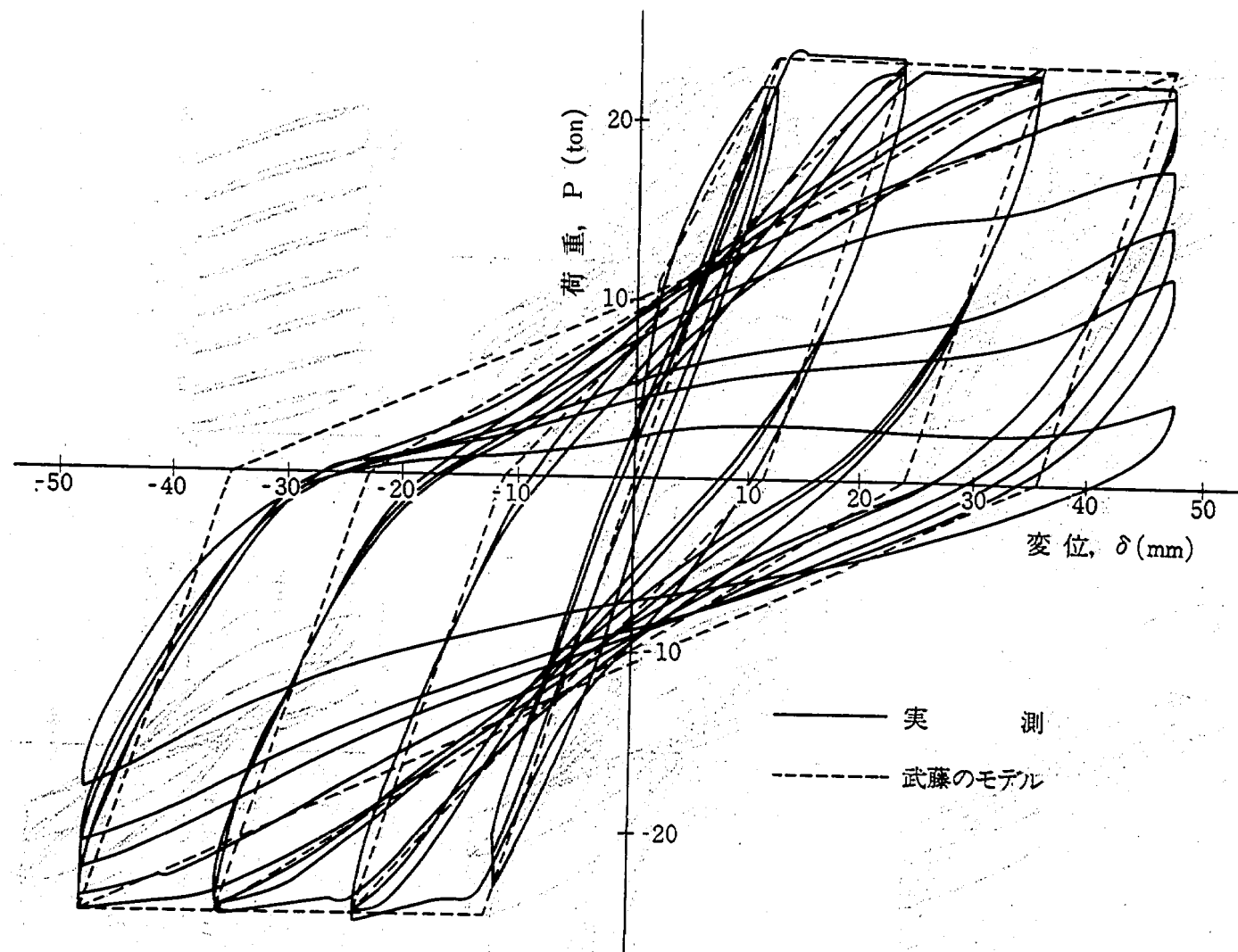


図-2.1.7 荷重—変位曲線 (供試体C)

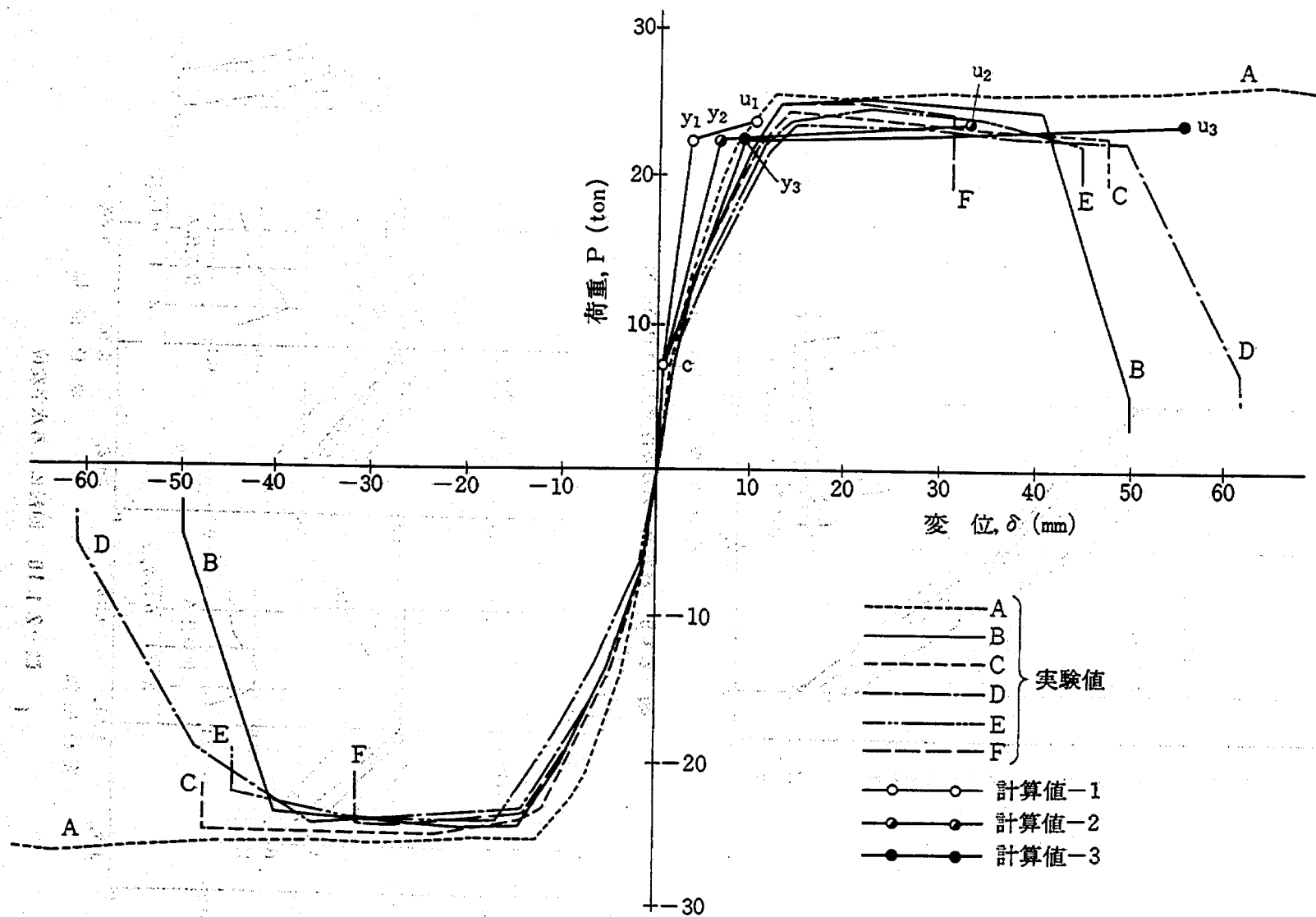


図-2.1.8 荷重—変位曲線の包絡線

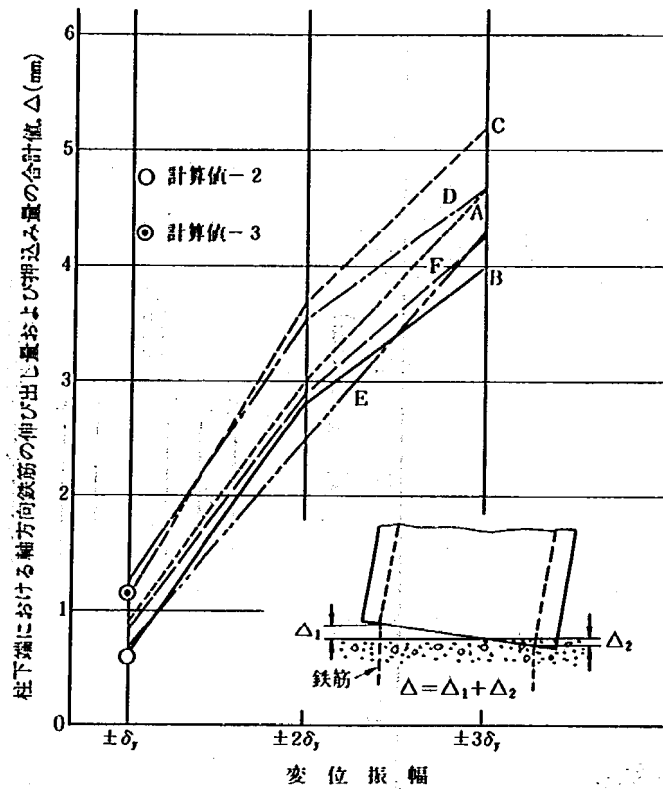


図-2.1.9 柱底面における浮き上り・押し込み量

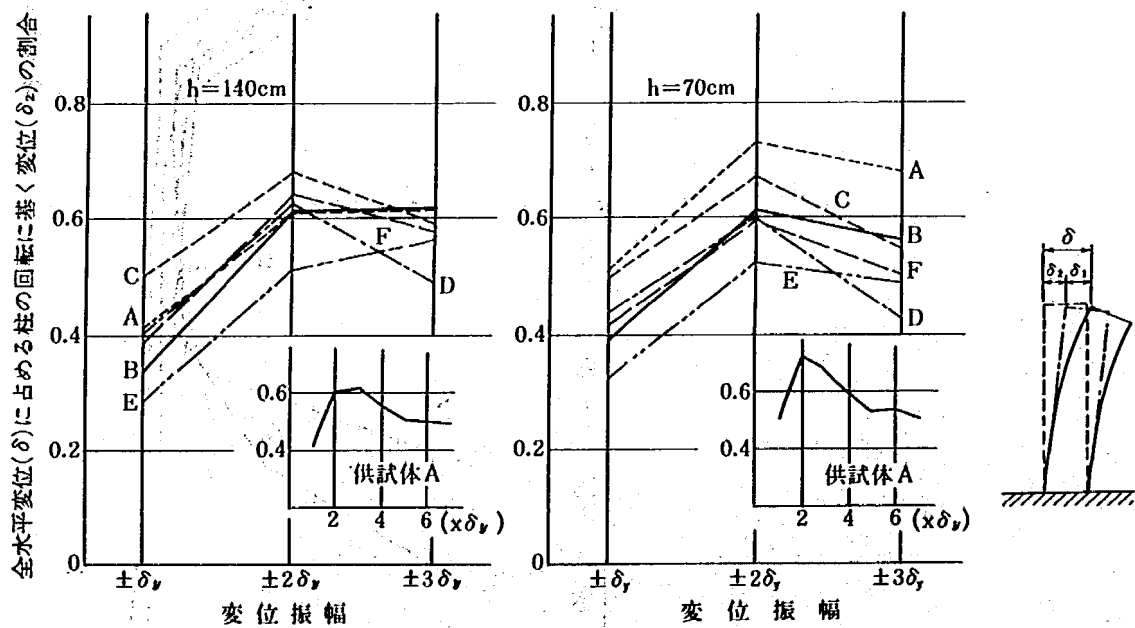


図-2.1.10 回転による水平変位

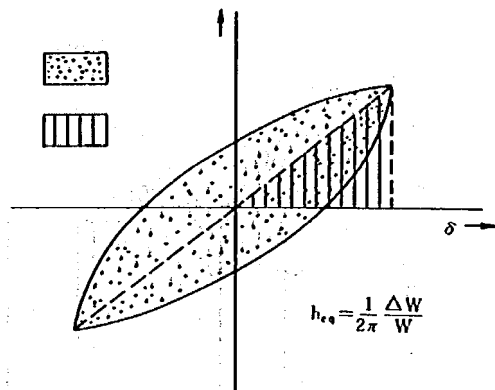


图-2.1.11 等值粘性减衰定数, h_{eq}

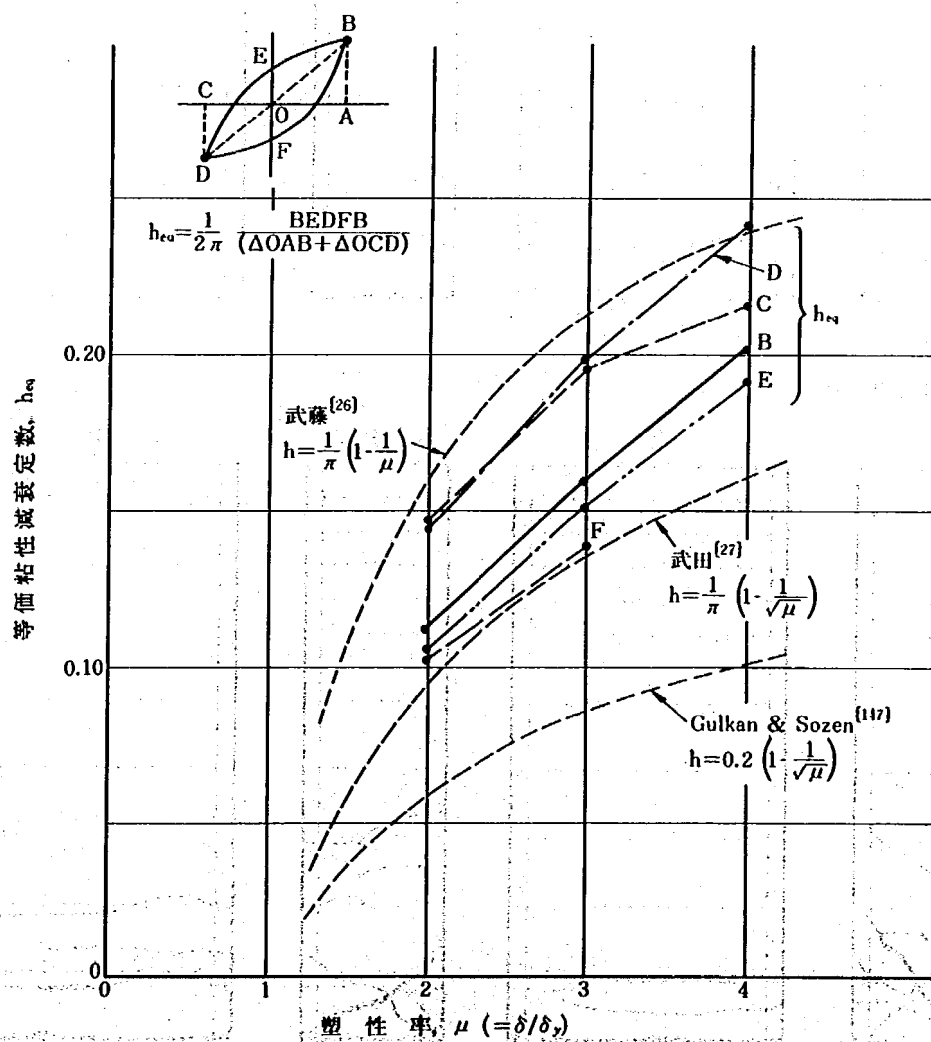


图-2.1.12 等值粘性减衰定数

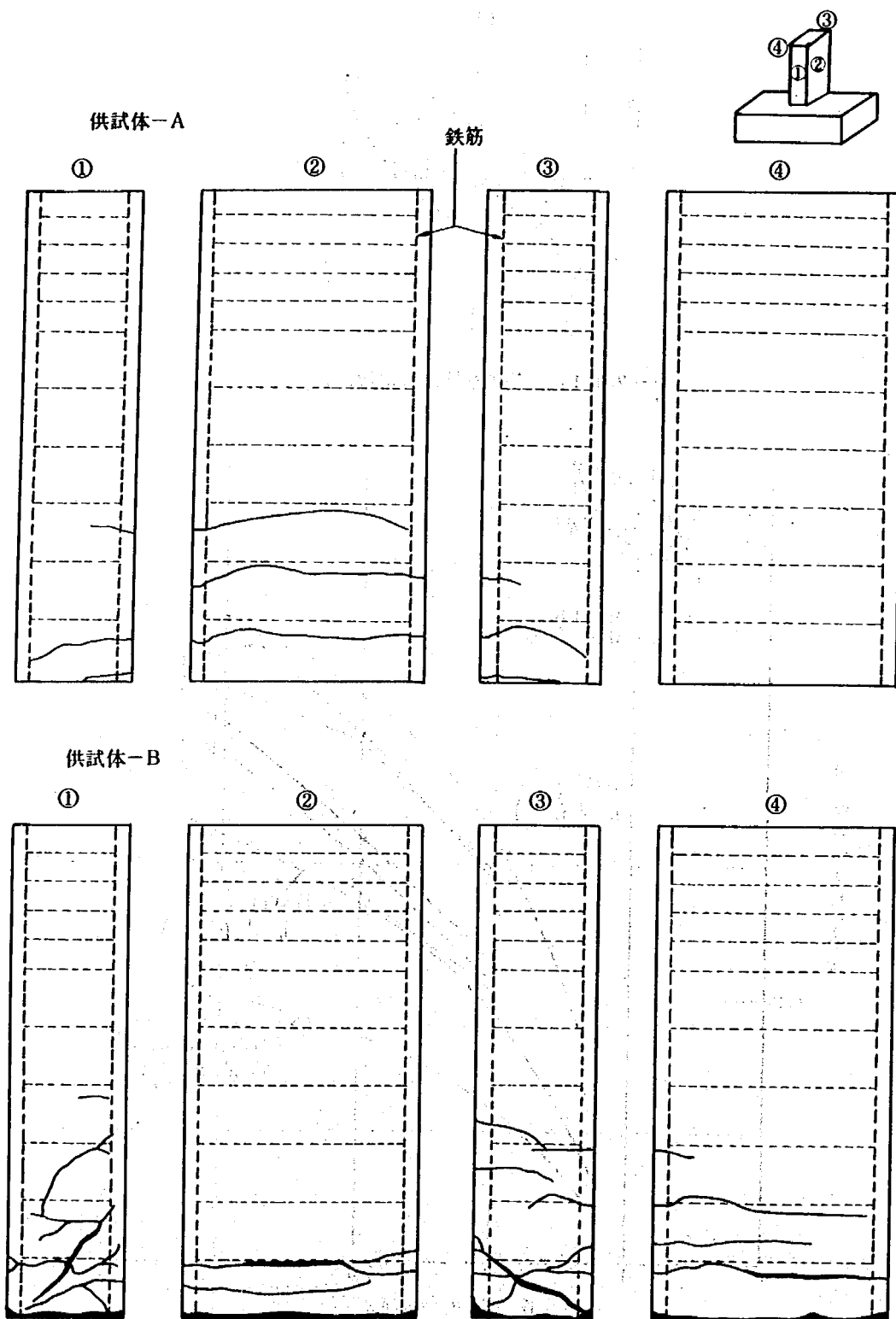


図-2.1.13 ひびわれ状況 ($3\delta_y$ 載荷後)

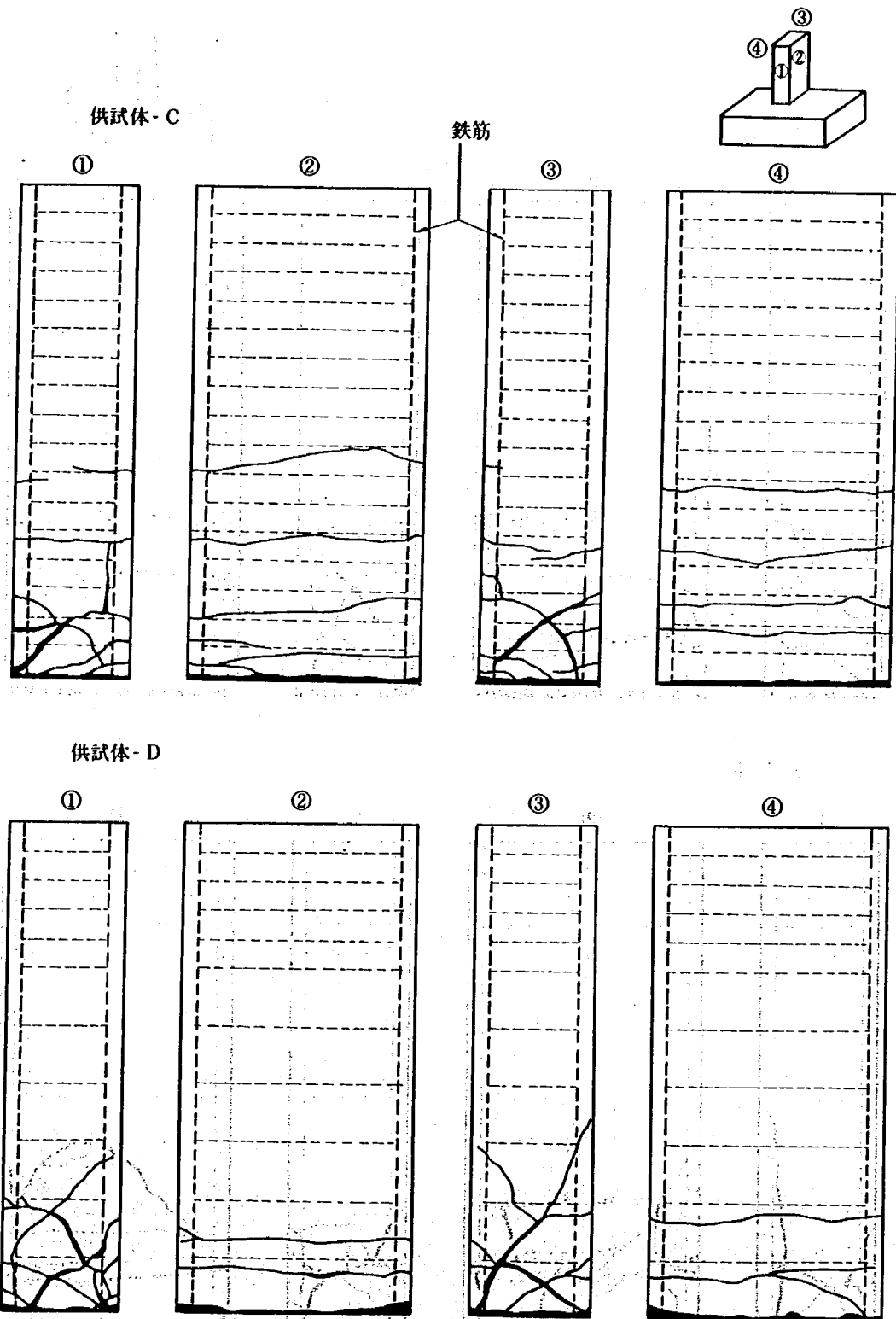
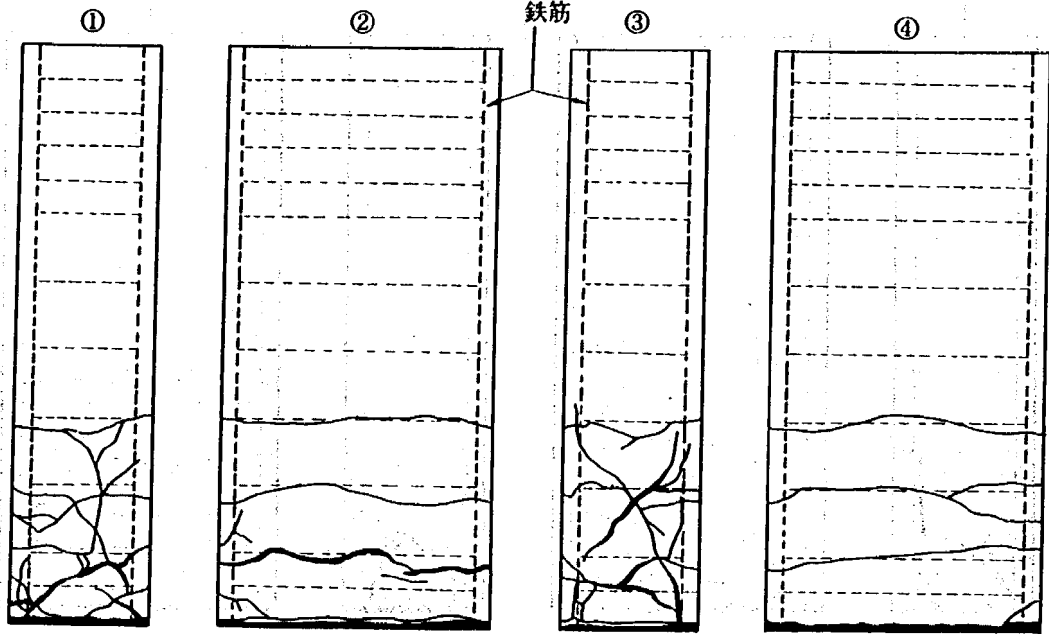


図-2.1.13 ひびわれ状況 (3.0, 載荷後)

供試体-E



供試体-F

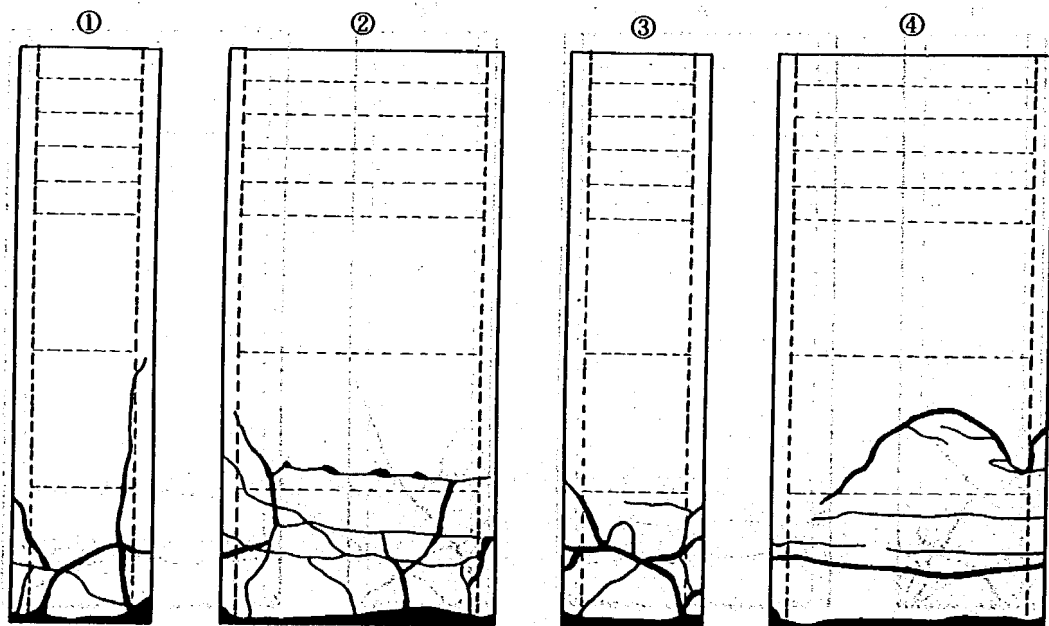


図-2.1.13 ひびわれ状況 (3 ϕ , 載荷後)

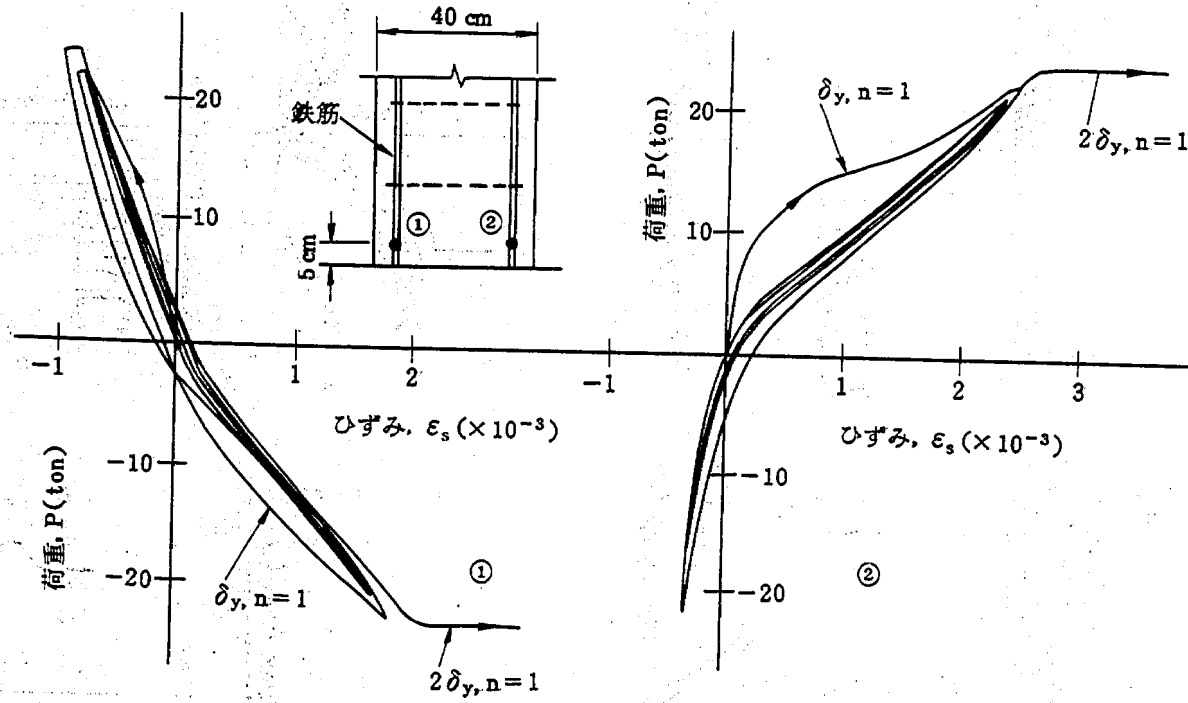


図-2.1.14: 軸方向鉄筋のひずみ (供試体-C, δ_y 載荷時)

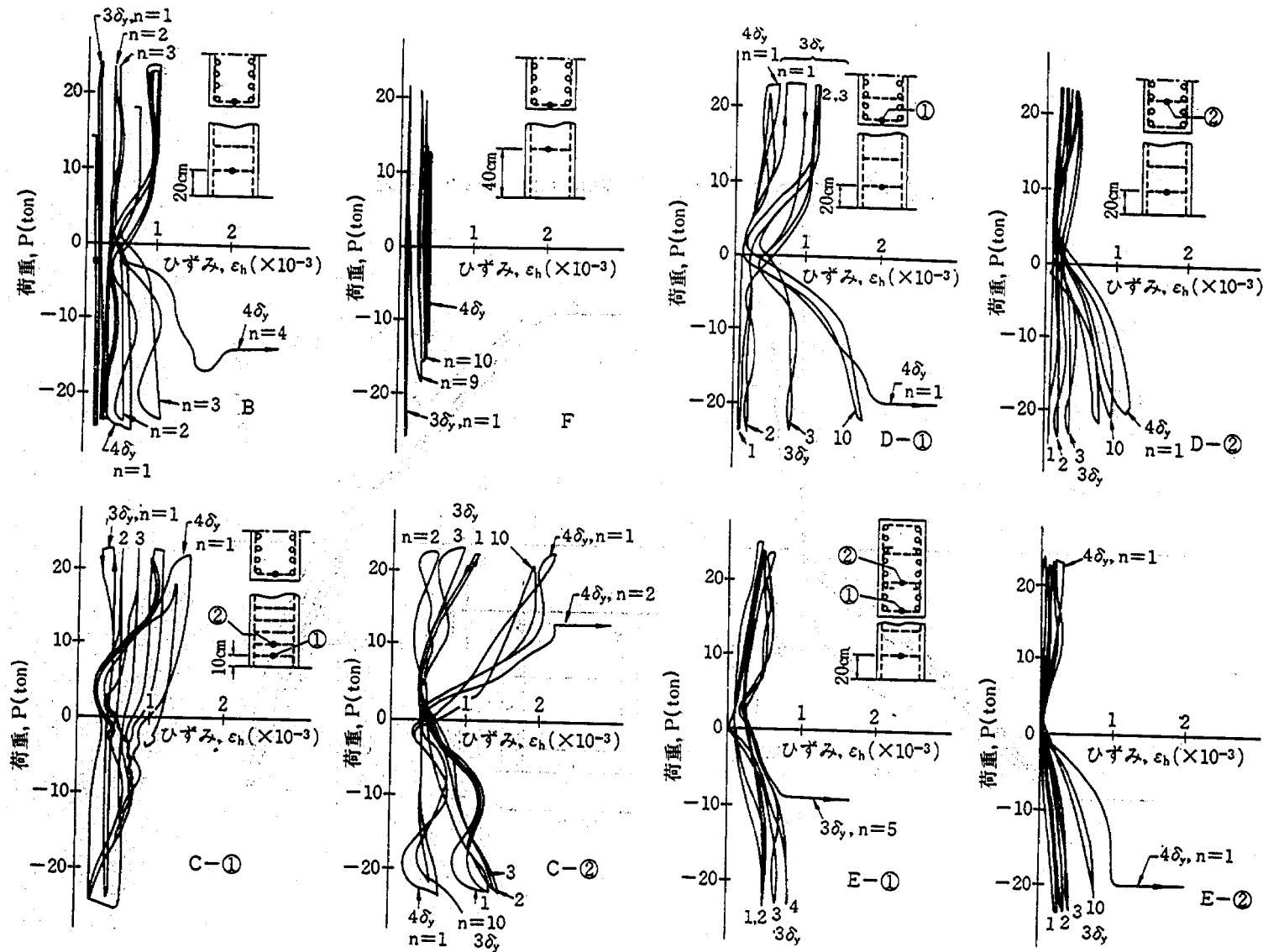


図-2.1.15 帯鉄筋のひずみ

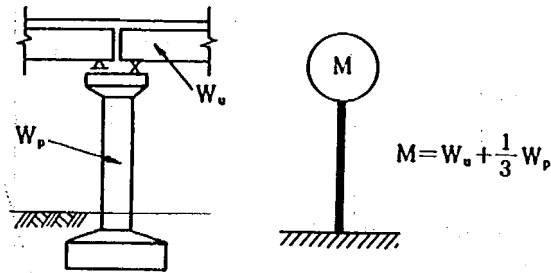


図-2.2.1 1質点モデル

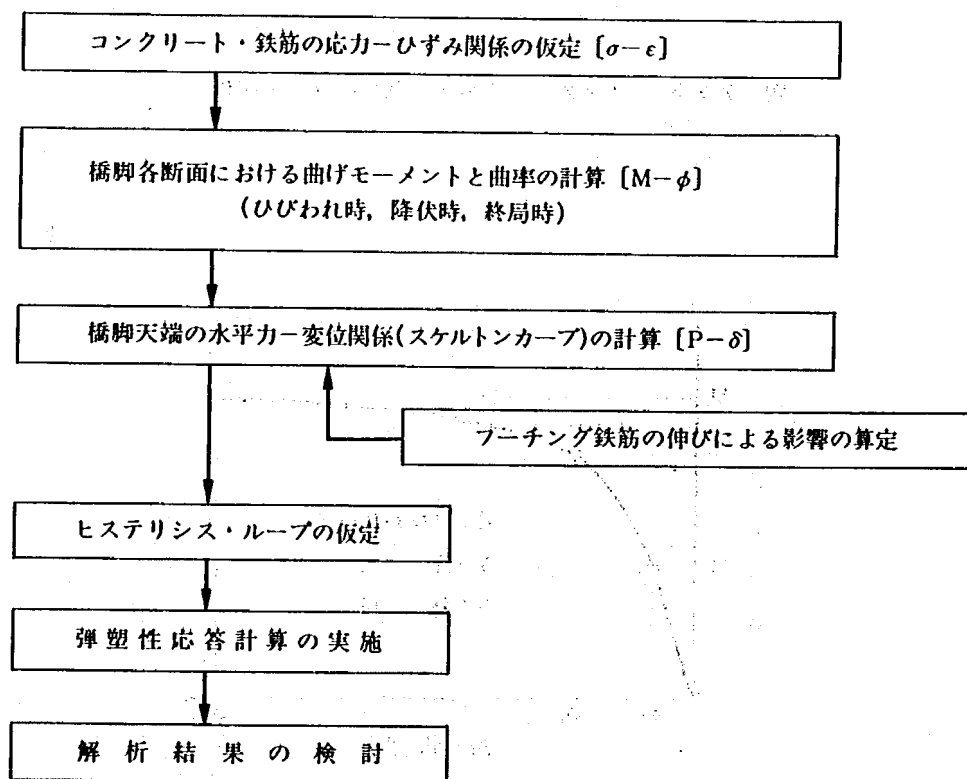
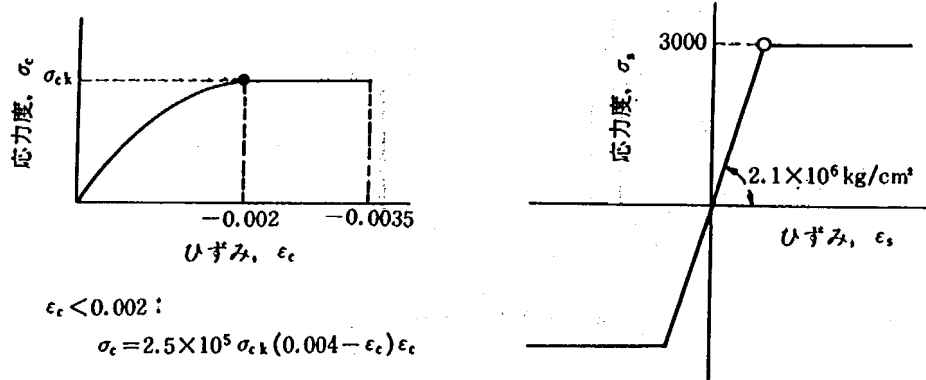


図-2.2.2 解析の手順



コンクリート ($\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$)

鉄筋 (SD-30)

図-2.2.3 コンクリートおよび鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係

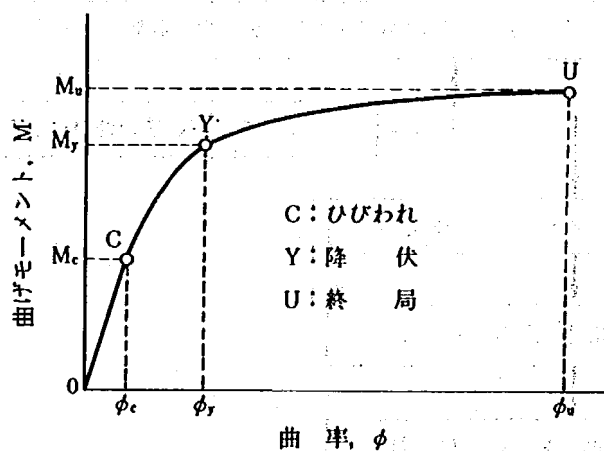


図-2.2.4 曲げモーメント (M) — 曲率 (ϕ) 関係

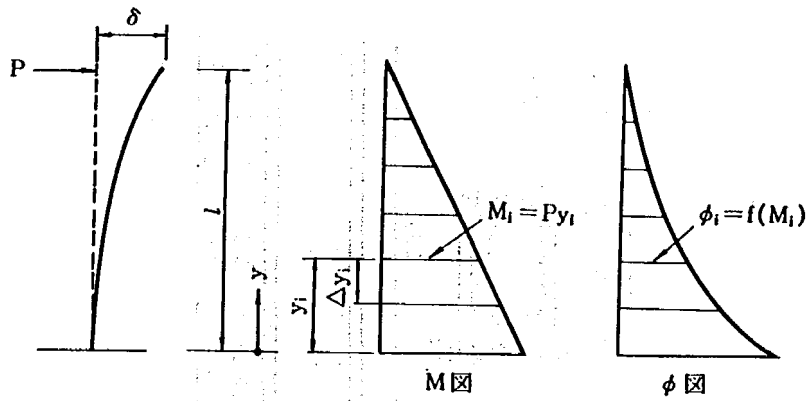


図-2.2.5 橋脚天端変位 δ の求め方

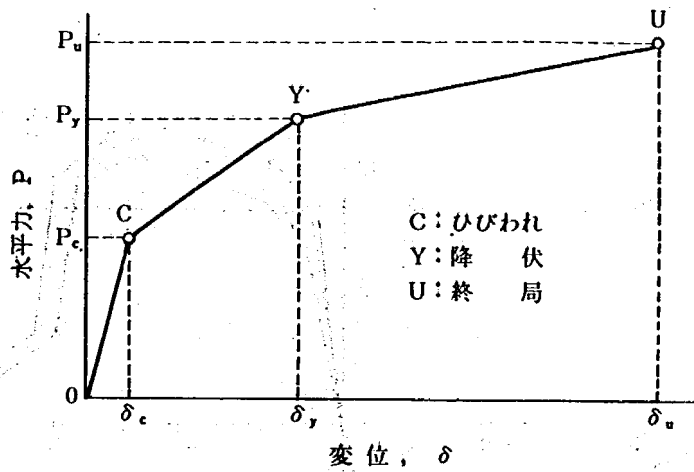
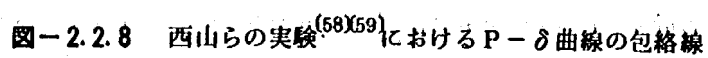
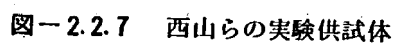


図-2.2.6 荷重—変位関係（スケルトンカーブ）の仮定



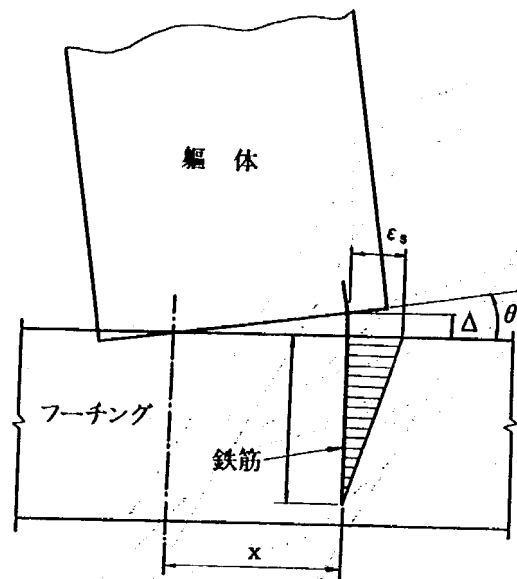


図-2.2.9 鉄筋の伸び出しによる回転

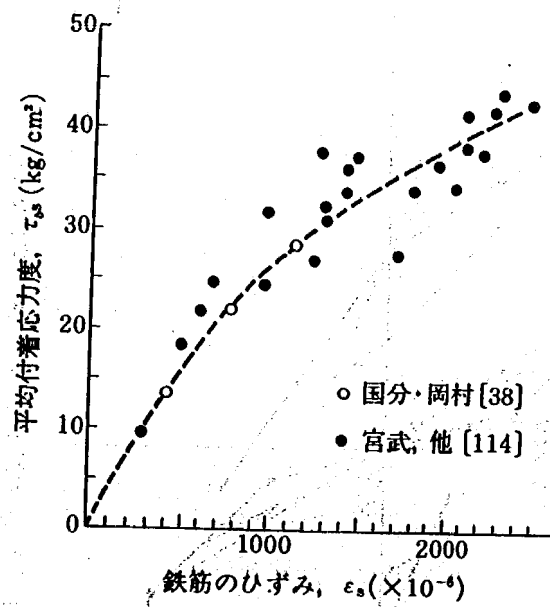
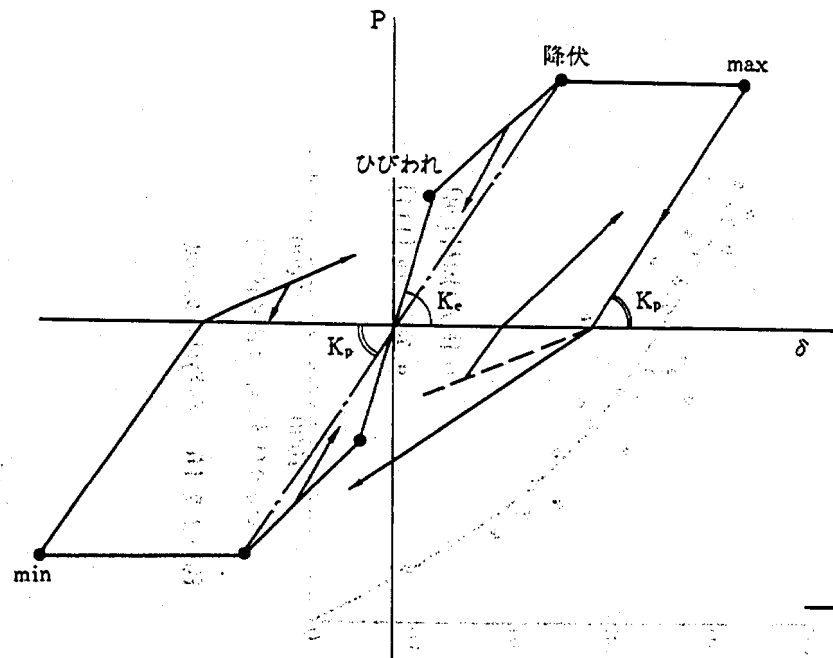
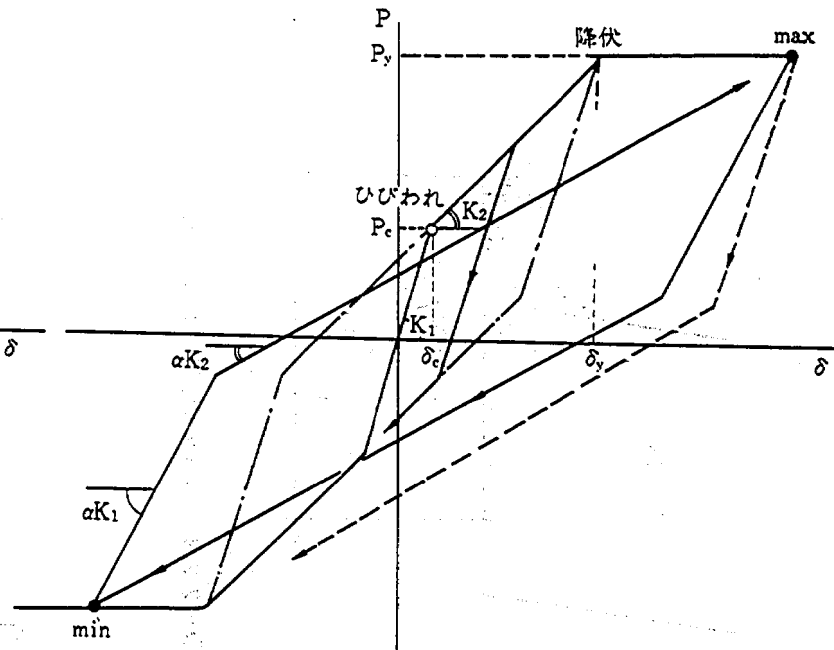


図-2.2.10 平均付着応力度



- 「ひびわれ」と「降伏」の間は原点指向（履歴減衰なし）
- 「降伏」以上からの除荷時剛性は、降伏点剛性 K_p で $P=0$ からは過去の最大点を目指す。

(a) 武藤のモデル



- 「ひびわれ」と「降伏」の間は、通常のbi-linear model。
- 「降伏」以上では、下式で勾配を定める：

$$K_1 = \frac{P_c}{\delta_c}, \quad K_2 = \frac{P_y - P_c}{\delta_y - \delta_c}, \quad \alpha = \frac{2\delta_y}{\delta_{max} - \delta_{min}}$$

(b) 深田のモデル

図-2.2.11 ヒステリシス・ループ

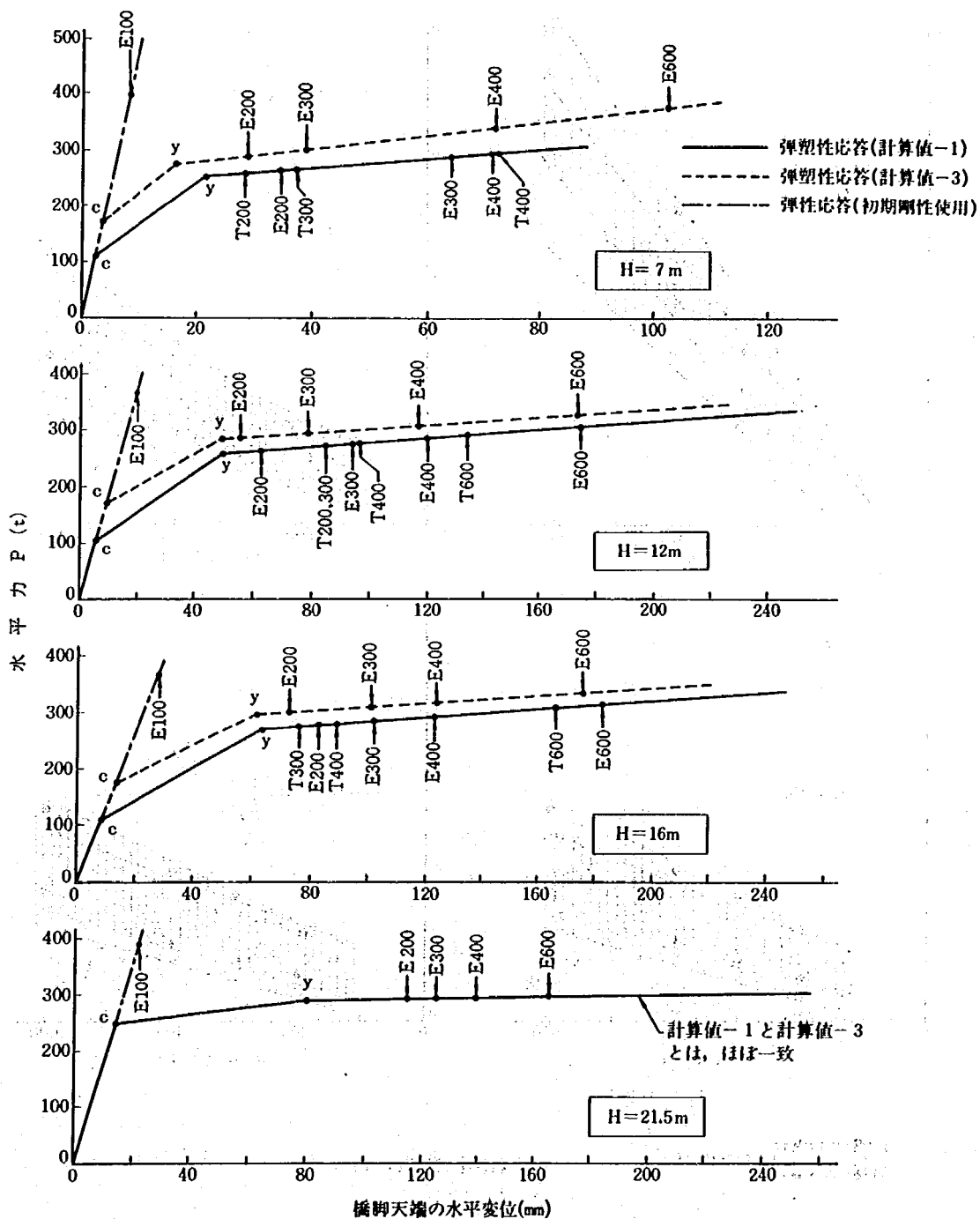
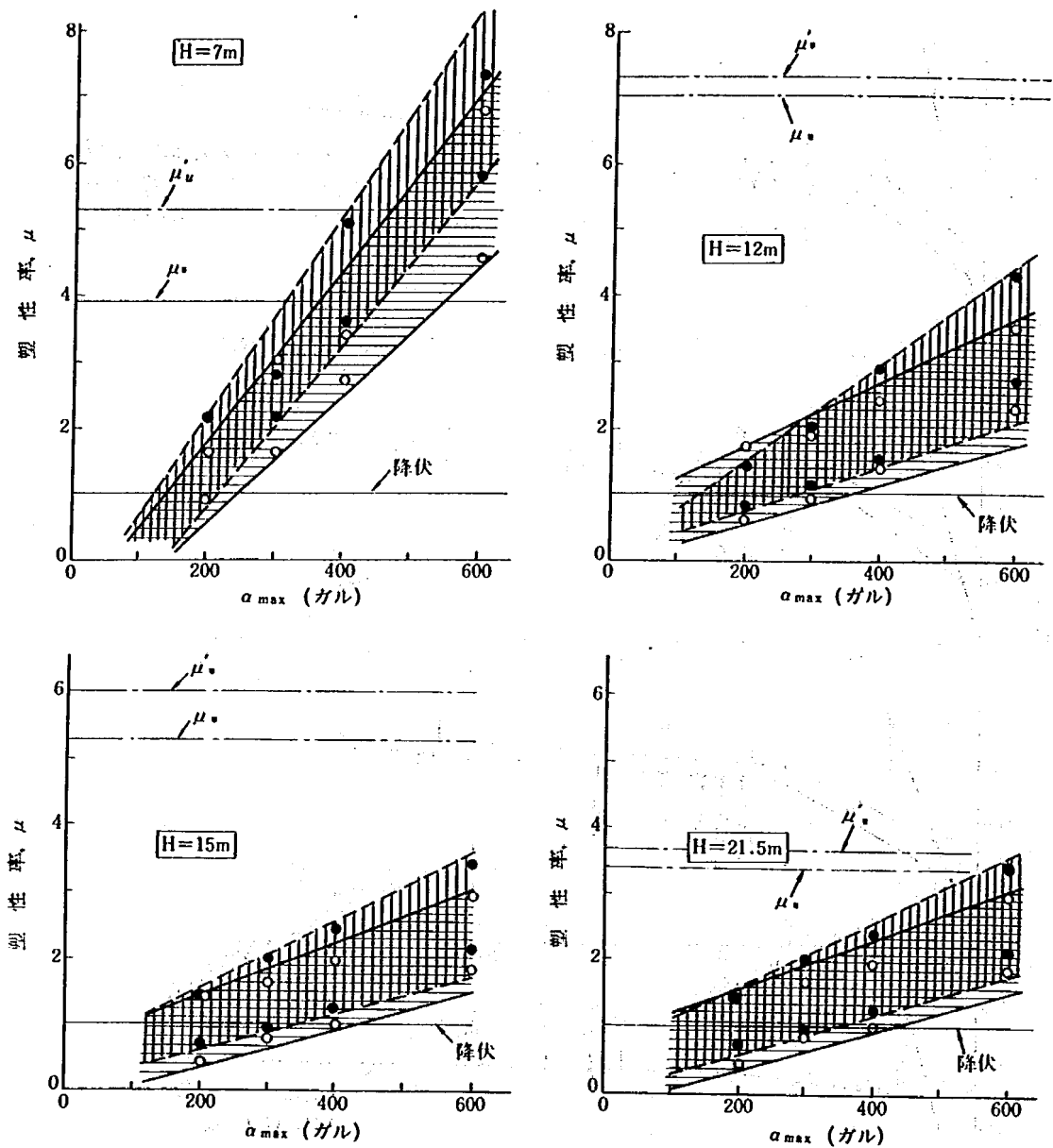
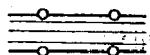


図-2.2.12 ロスケットンカーブと応答値(武蔵のモデル使用)



計算値-1

μ_s : 靱性率(計算値-1)



計算値-3

μ_u : 靱性率(計算値-3)

(注) 地震波(EI-Centro, Taft), 履歴モデル(武藤, 深田)の違いによる計算結果の範囲を示す。

図-2.2.13 最大加速度 a_{max} と塑性率 μ との関係

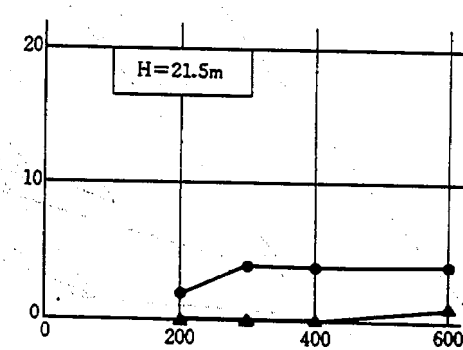
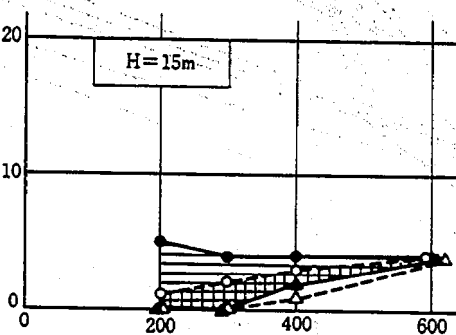
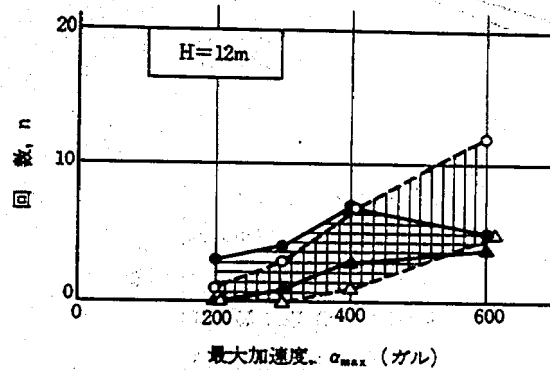
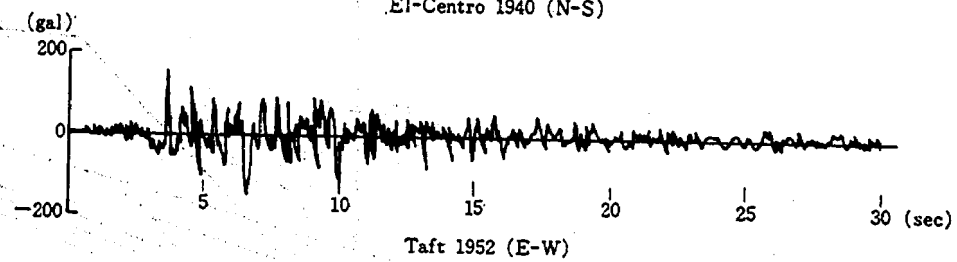
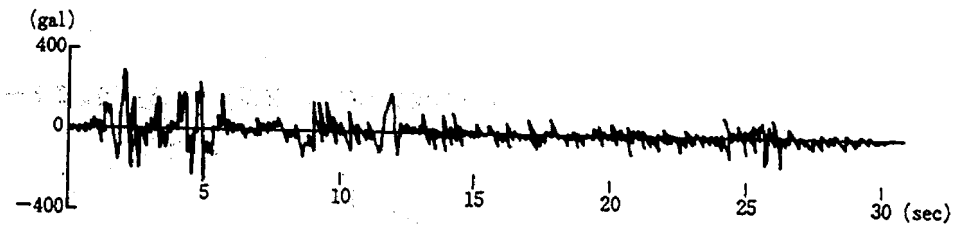
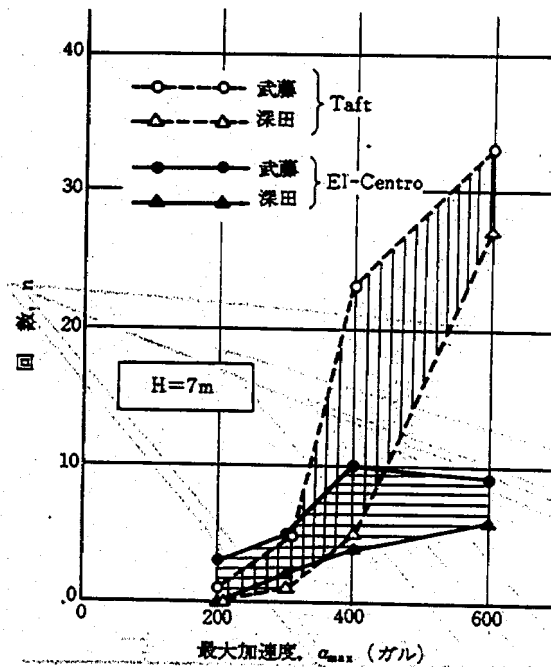


図-2.2.14 降伏変位をこえる回数, n

橋脚: $H=7\text{m}$
 地震波: El-Centro (N-S)
 条件 $\alpha_{\max}=400\text{gal}$
 スケルトン: 計算値-3
 ヒステリシス: 武藤

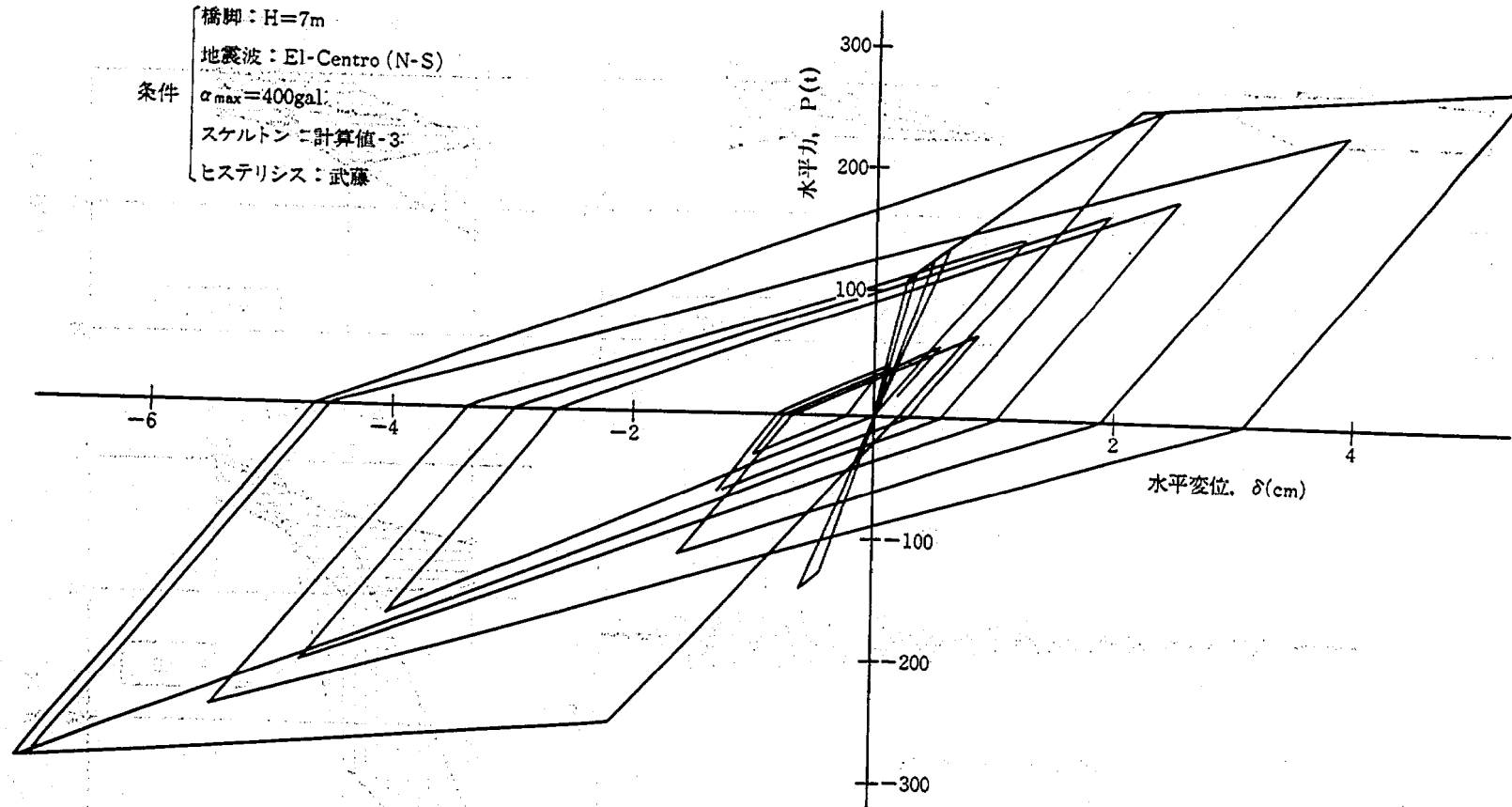
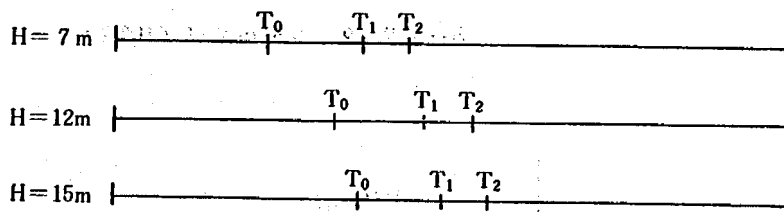
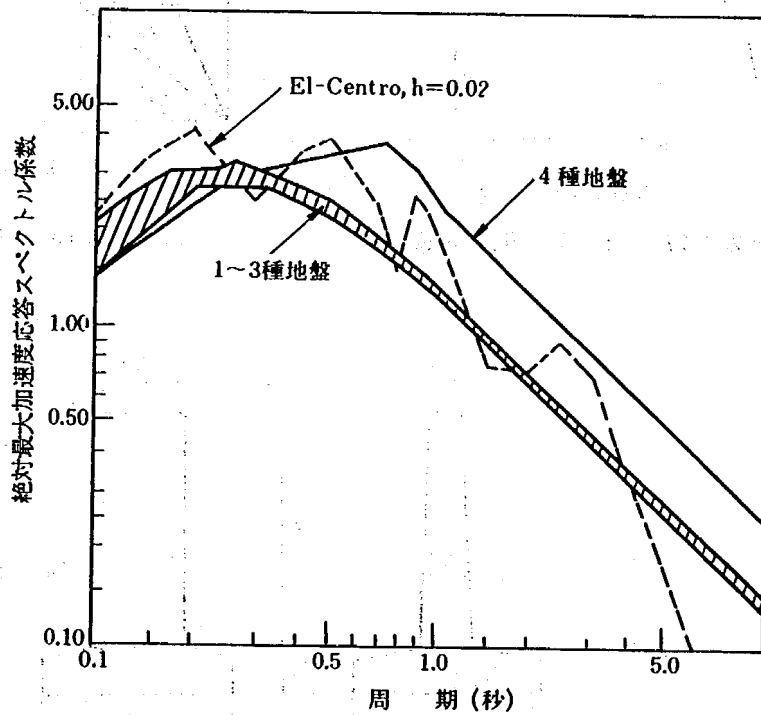


図-2.2.15 変位—復元力の履歴応答の一例

橋 脚	T_0	T_1	T_2
H=7m	0.28	0.54	0.74
H=12m	0.46	0.84	1.15
H=15m	0.54	0.96	1.30

(単位：秒)



T_0 : 初期剛性
 T_1 : 降伏時剛性
 T_2 : 塑性率 $\cong 2$ の時の剛性

を考慮した固有周期

図-2.2.16 応答スペクトルと固有周期の関係

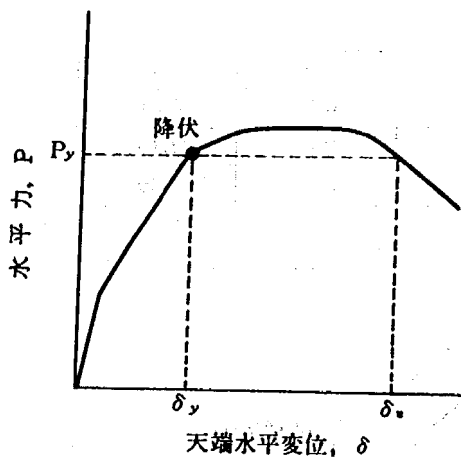


図-2.2.17 終局変位 δ_u の定義

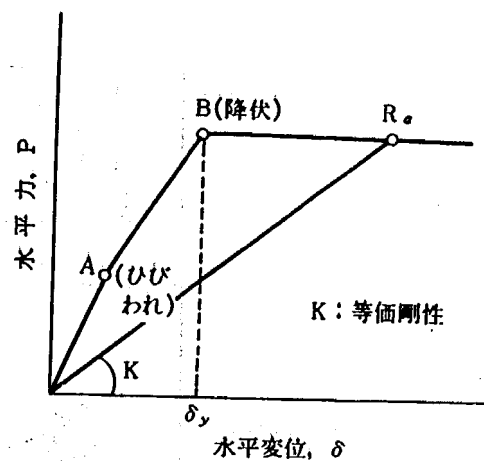


図-2.2.18 等価剛性の定義

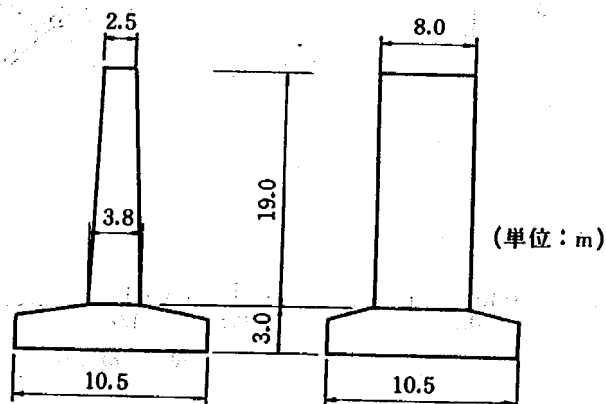


図-2.2.19 鉄道橋橋脚 (H22)

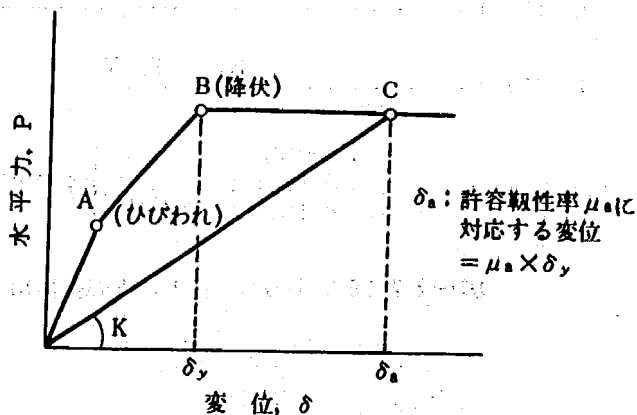


図-2.2.22 μ_a に対応する K

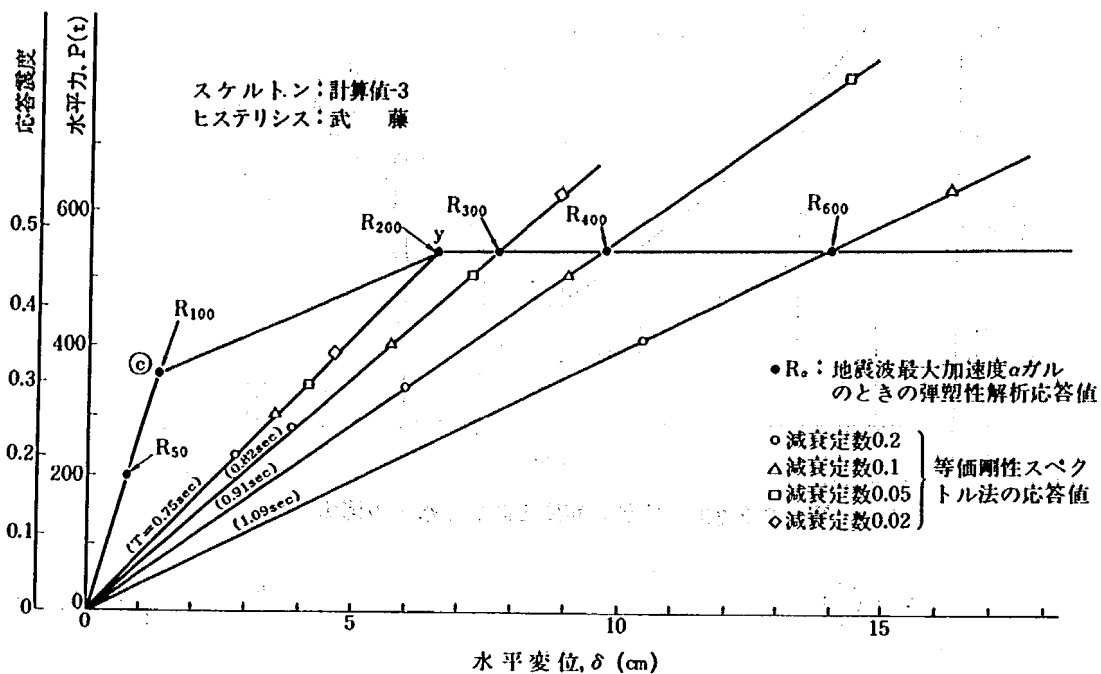


図-2.2.20 最大応答変位と水平力 (H22)

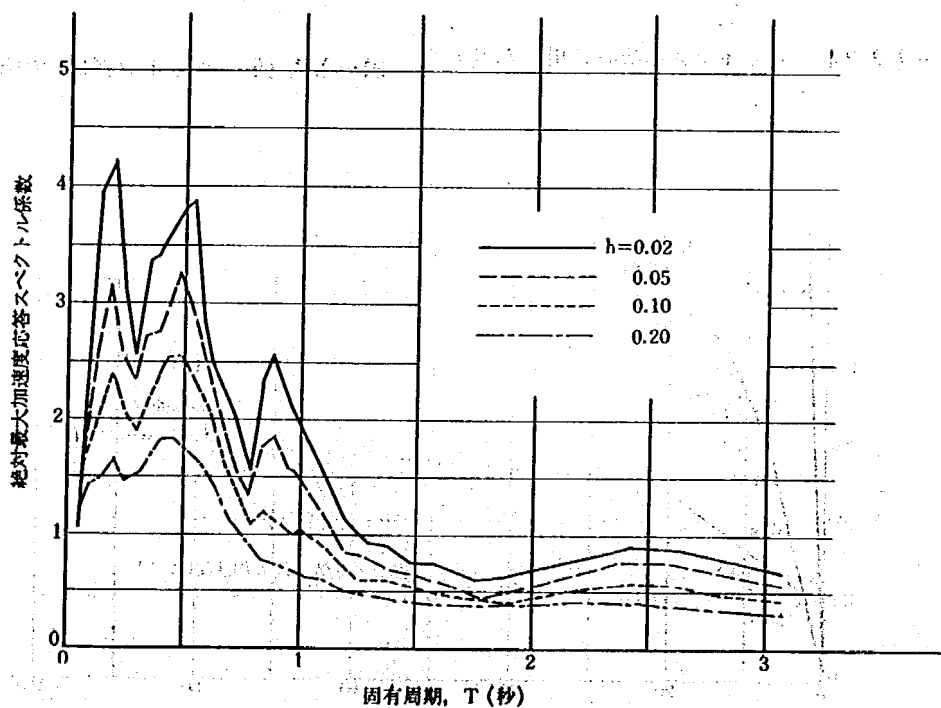


図-2.2.21 El-Centro 1940 (N-S) 応答スペクトル曲線

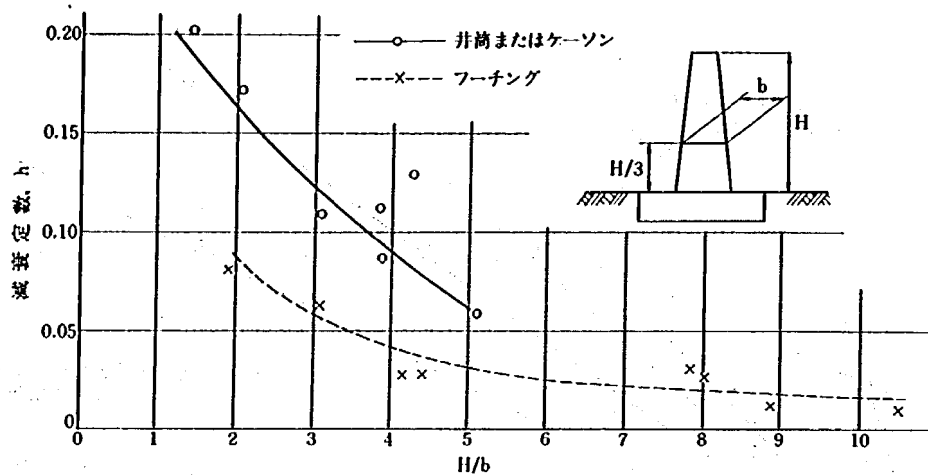


図-2.2.23 橋脚の剛度と減衰定数との関係

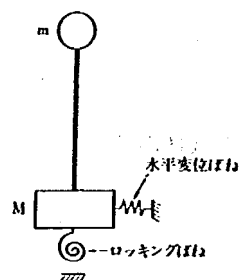


図-2.2.24 ロッキングの検討に用いたモデル

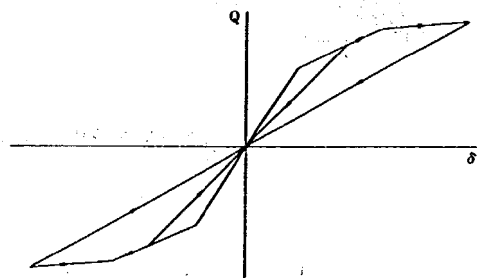


図-2.2.25 ロッキングばねの履歴曲線 (仮定)

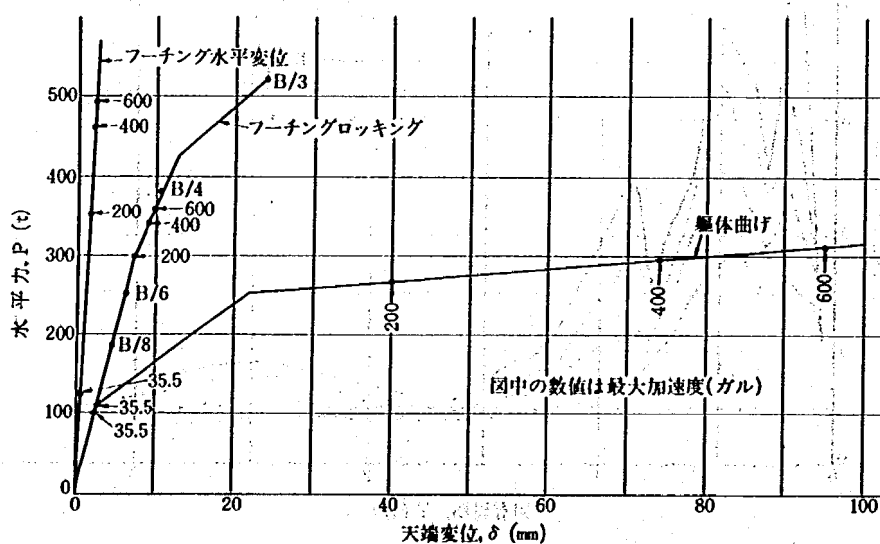


図-2.2.26(a) 水平力と天端変位との関係 ($H = 7\text{ m}$, ケース1, フーチング: $8 \times 9\text{ m}$)

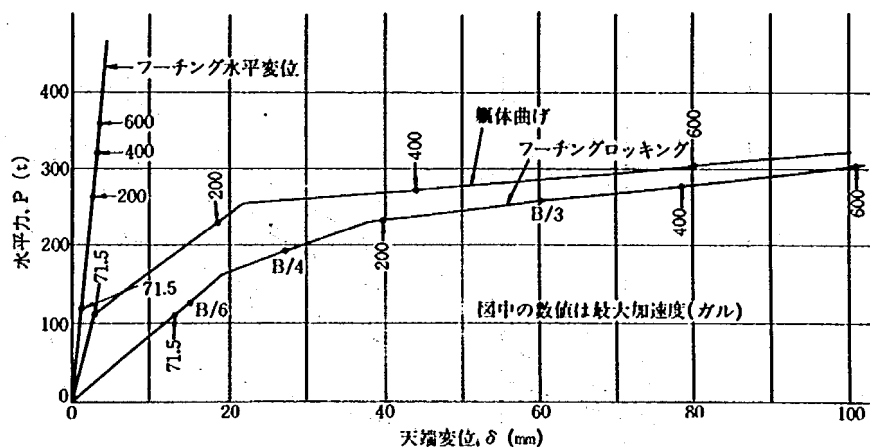


図-2.2.26(b) 水平力と天端変位との関係 ($H = 7\text{ m}$, ケース2, フーチング: $5 \times 5\text{ m}$)

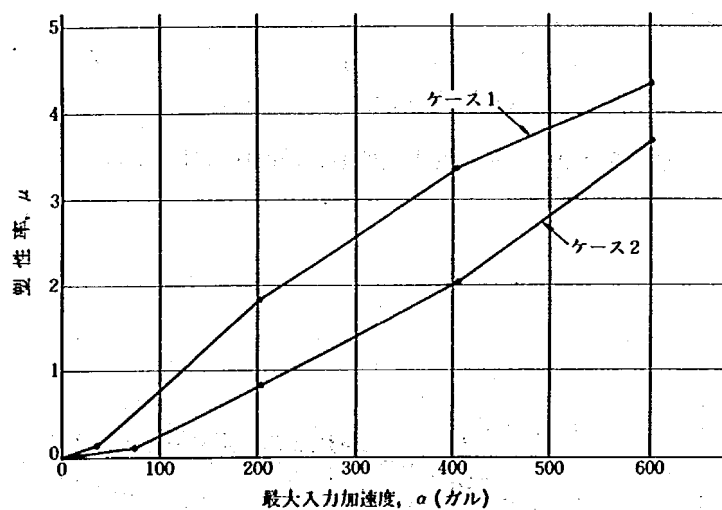


図-2.2.27 加速度と塑性率との関係 ($H = 7\text{ m}$)

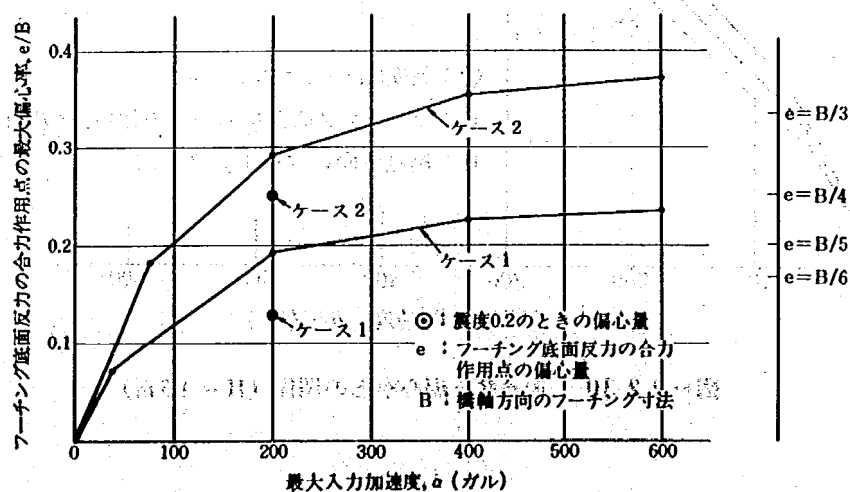


図-2.2.28 加速度と偏心率との関係 ($H = 7\text{ m}$)

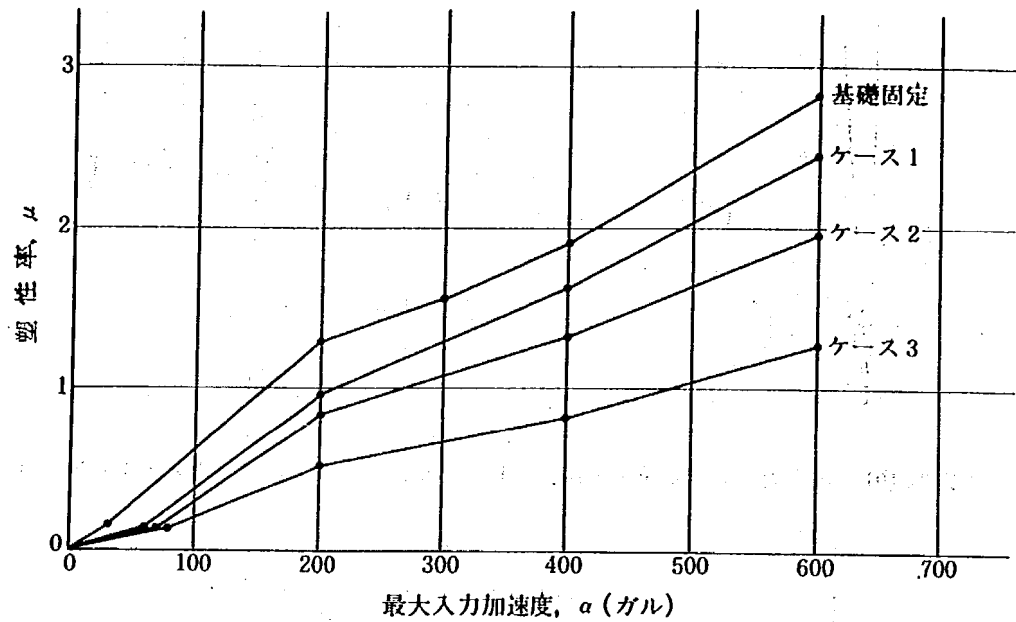


図-2.2.29 加速度と塑性率との関係 ($H = 15 \text{ m}$)

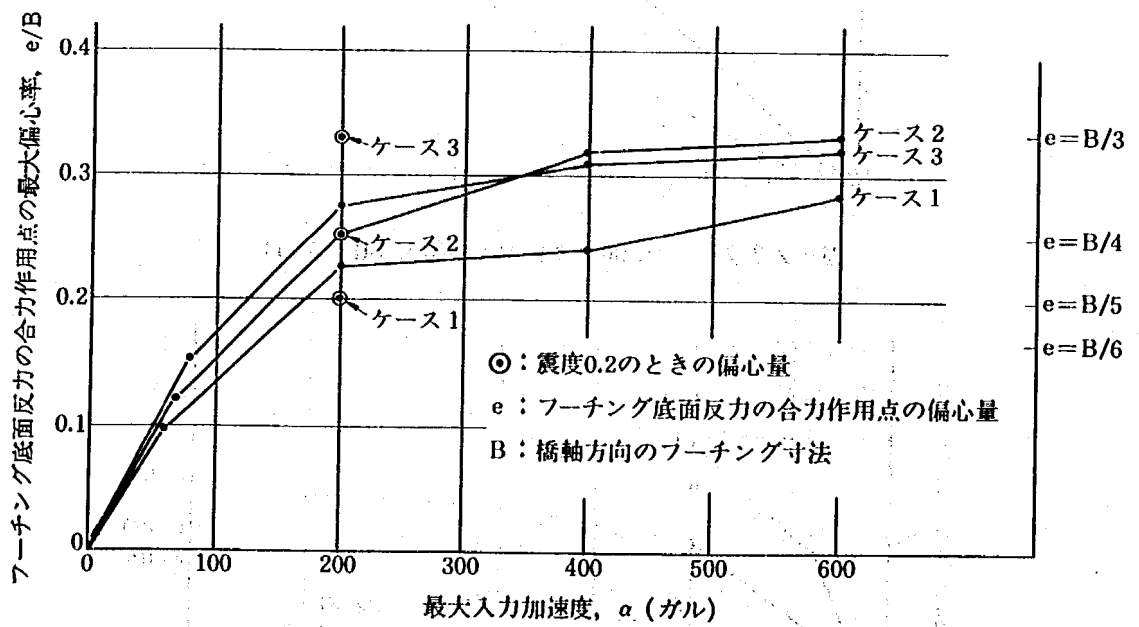


図-2.2.30 加速度と偏心率との関係 ($H = 15 \text{ m}$)

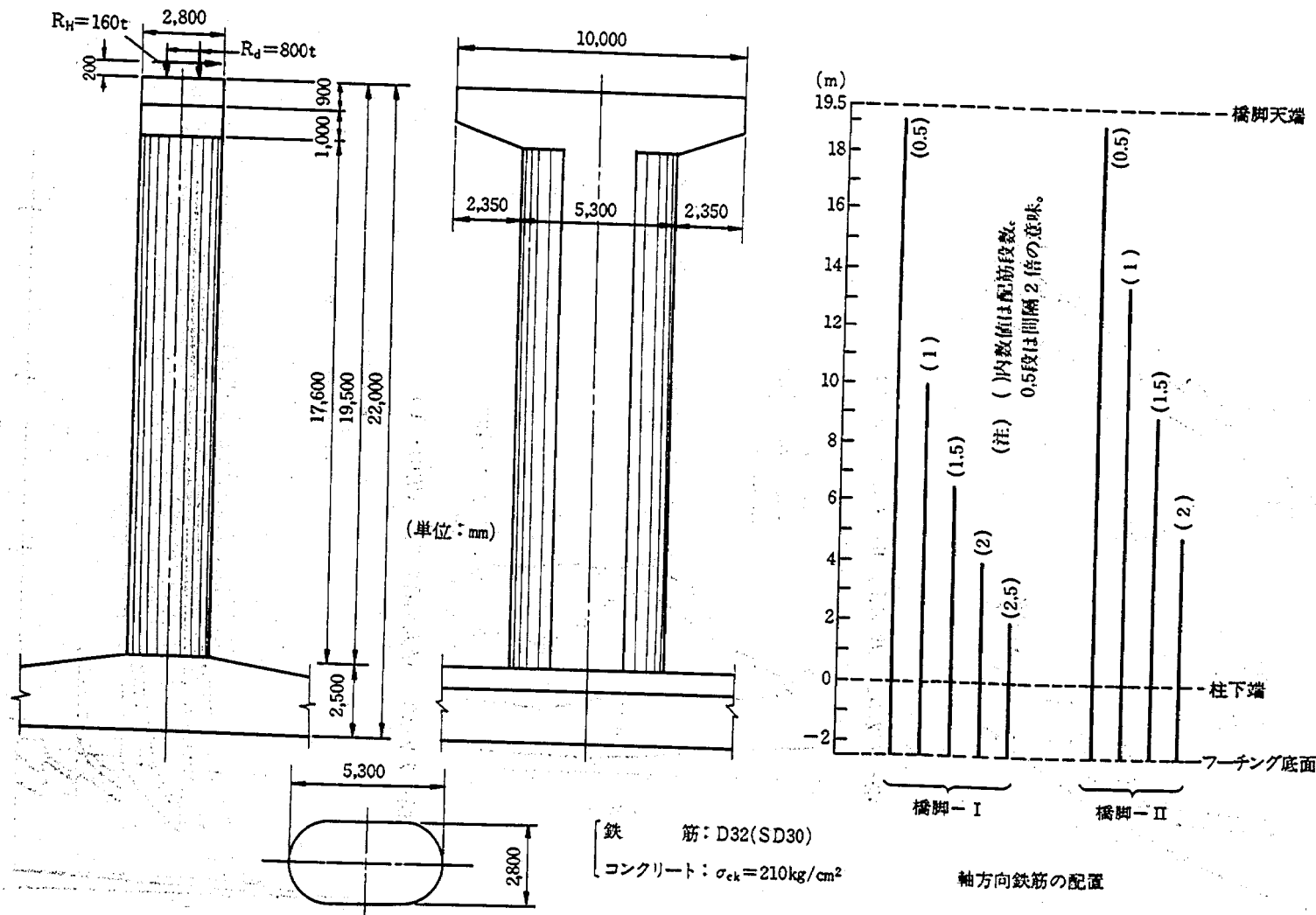


図-2.2.31 軸方向鉄筋配置の検討の対象とした橋脚

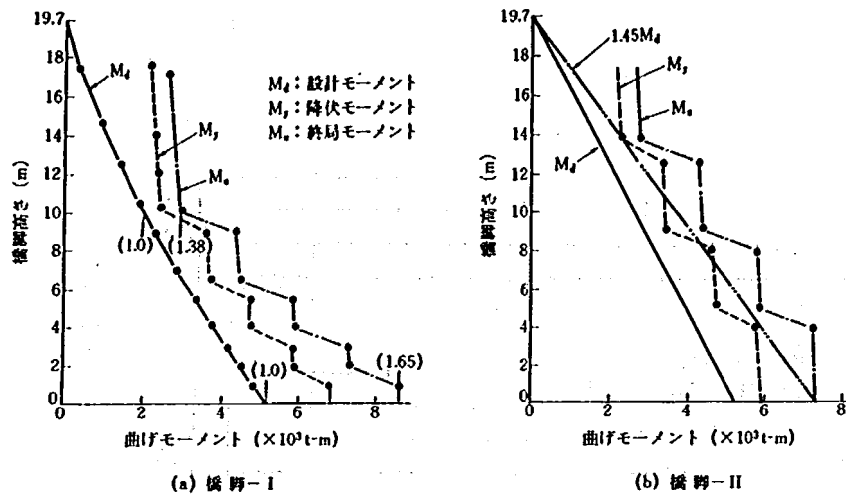


図-2.2.32 橋脚 I, II の曲げモーメント

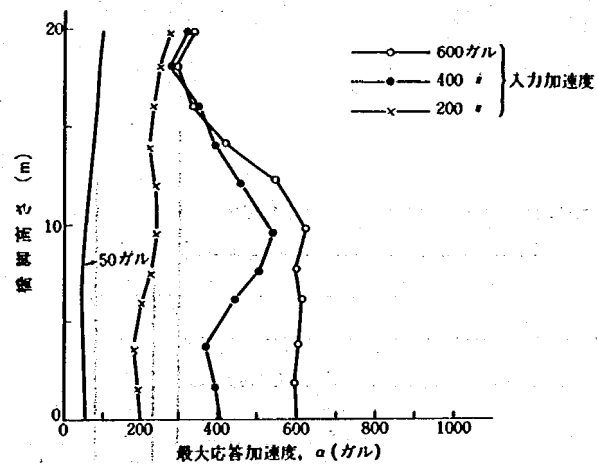


図-2.2.33 最大応答加速度 (橋脚 - I)

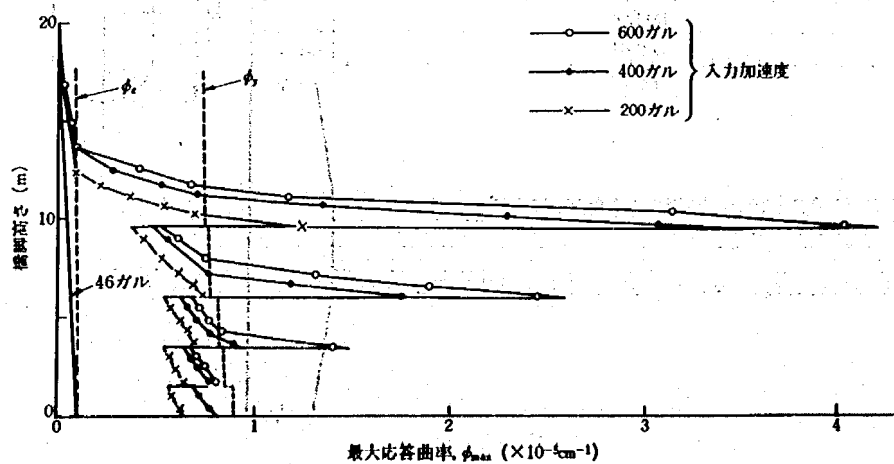


図-2.2.34 最大応答曲率 (橋脚 - I)

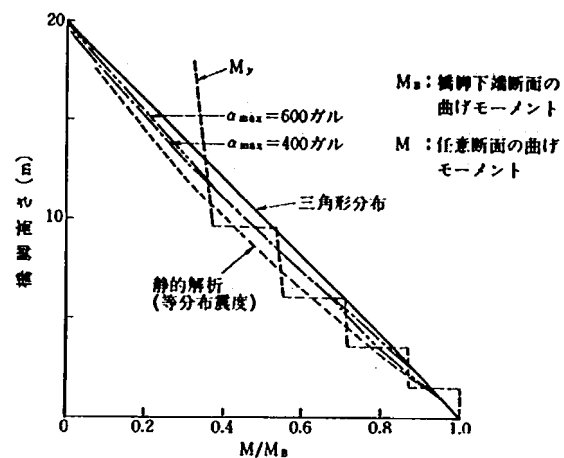


図-2.2.35 曲げモーメントの比較

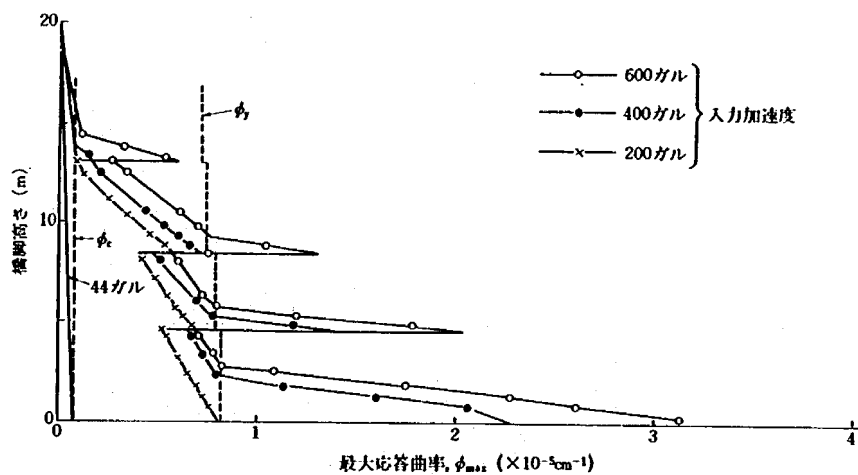


図-2.2.36 最大応答曲線 (橋脚 - II)

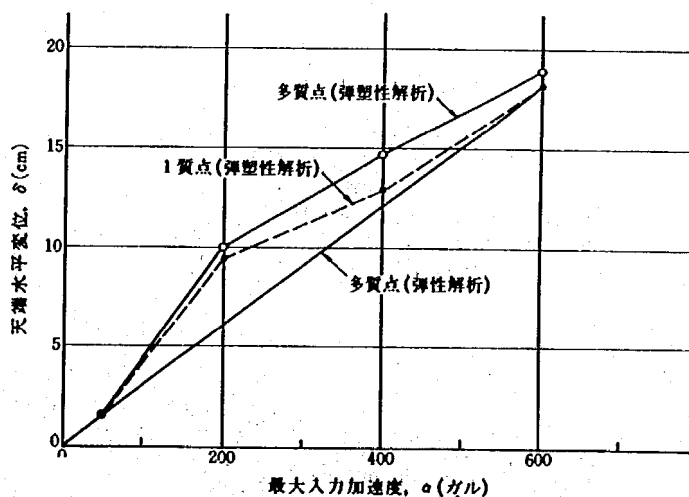


図-2.2.37 1質点および多質点解析による天端変位の比較

3. 構造細目に関する検討

3.1 現行の設計規準と問題点

RO橋脚の構造細目のうち、耐震上とくに重要と思われる帯鉄筋、軸方向鉄筋の重ね継手および軸方向鉄筋の定着に着目して、これらに対するおもな規準の動向および問題点を探ることとする。

(1) 帯鉄筋

帯鉄筋柱に対するおもな規準の現行規定の要旨を、付属参考資料 6.1 に掲げる。この資料より、帯鉄筋の直径、間隔および配置方法に関する規定の傾向をみると、つぎのようである。

- 1) 帯鉄筋の最小直径は、概して 6～10 mm 程度とされているが、AOI 規準は軸方向鉄筋直径に応じて帯鉄筋の最小径を変えている点が特徴的である。
- 2) 柱中間部に対する帯鉄筋間隔(t)は、柱の最小寸法(d)を尺度とするときは概して $t \leq d$ とされているが、AOI 耐震特別規定では $d/2$ とされている。また、軸方向鉄筋径(ϕ)を尺度とするときは、 $t \leq (12 \sim 16)\phi$ とされている。ただし、土木学会の規準(解説)および国鉄では大断面の柱に対しては $t \leq 45\phi$ を規定しており、一般の柱に対する値との格差が大きい。建築学会は、帯鉄筋比の最小値(0.2%)を定量的に示しているのが特徴的である。
- 3) 柱の上下端に対しては、帯鉄筋間隔は概して 10 cm (4") 以下としているが、土木学会は明確な数値を示していない。

以上のように、帯鉄筋に関する現行規準の規定はほぼ同一水準にあるといえるが、単一柱橋脚のような大断面柱に対する帯鉄筋の配置については不明確な点が多く、今後、2.1 に示したような実験資料の蓄積をはかることによって、適正な構造細目を見出してゆく必要がある。

(2) 軸方向鉄筋の重ね継手

軸方向鉄筋の重ね継手に関しては、付属参考資料 6.2 に示すような規定がある。わが国の土木・建築両学会の規準は、本質的には同じで、最小継手長さは鉄筋の材質によって変るが、SD 30 鉄筋の場合は 30ϕ 前後となる(ϕ : 鉄筋の直径)。AOI 規準も材質によって変えており、SD 30 相当の鉄筋の最小継手長さは約 22ϕ となる。SEA00 規準および AOI 耐震特別規定は、材質にかかわらずそれぞれ 30ϕ 以上および 24ϕ 以上($P_e \leq 0.4 P_b$ の場合)としている。このように各規準とも最小継手長さは $22 \sim 30\phi$ の間で規定されており、著しく異なった値とはなっていない。

ここで問題となるのは、重ね継手の耐震性である。重ね継手は、鉄筋応力の伝達を鉄筋とコンクリートとの付着に依存しているため、地震時におけるような高応力の繰返しを受けた場合に、鉄筋周囲のコンクリートの劣化によって重ね継手の耐力が低下すること、また、重ね継手部では縦ひびわれの発生によって割裂付着破壊を生じやすい傾向があるため、破壊がぜい性的に起こることが懸念される。規準に示された継手長さが、地震時にも十分安全が保障されるものであるかどうかについては、実験的に十分確かめておく必要があると考える。

(3) 軸方向鉄筋の定着

軸方向鉄筋の定着に関しては、付属参考資料 6.3 に示すような規定がある。わが国の土木・建築両学会の規準における一般規定は本質的には同じで、鉄筋端部にフックを設けない場合は、最小定着長は SD-30 鉄筋の場合で 30ϕ 前後となる。AOI 規準では、直径 36 mm 以下の SD-30 相当の鉄筋の場合で約 25ϕ となり、わが国の規準値と大同小異である。

ここで問題となるのは、橋脚の軸方向鉄筋のフーチング定着部の耐震性である。地震時水平力によって軸方向鉄筋に大きな引張力が作用した場合、フーチングへの定着が適切でなければその部分より構造物の破壊が誘発される恐れがある。一般の RC 橋脚のように、多数の軸方向鉄筋が並列されていて、これらが地震時に引張力を受けたときに、鉄筋周囲のコンクリートが相互に干渉し合って鉄筋 1 本当りの定着強度が低下することが懸念される。しかるに、土木学会の規準による最小定着長は、単一の鉄筋の付着がせん断で破壊することを想定して求められているものであって、多数の鉄筋の相互干渉の影響や、付着破壊ではなく定着鉄筋周囲のコンクリートが斜め引張破壊する場合の定着強度については、考慮されていない。このようなことから、規準に示された定着長が、地震時にも十分安全が保障されるものであるかどうかを、実験的に確かめておく必要があると考える。

3.2 鉄筋の重ね継手と定着に関する実験

3.2.1 概 説

鉄筋の重ね継手は、鉄筋を平行に重ね合わせ、数箇所を直径 0.9 mm 以上の焼鈍鉄線で結束して形成されるもので、鉄筋とコンクリートとの付着力によって一方の鉄筋の応力をつぎの鉄筋に伝達しようとする継手である。この継手方法は、融接、圧接などの溶接継手や各種の機械的継手などと比較して、施工が簡単であること、検査が容易であることから、極めて広く用いられている。しかし、鉄筋応力の伝達が完全に鉄筋周囲のコンクリートに依存しているために、地震時におけるような高応力度の繰返しを受けた場合に、鉄筋周囲のコンクリートの劣化によって重ね継手の耐力が低下すること、また、重ね継手部では縦ひびわれの発生によって割裂付着破壊が生じやすく、しかもその破壊はぜい性的に起こることが懸念される。

重ね継手の高応力繰返し荷重下における性状に関しては、矢代らの研究⁽¹¹²⁾があり、D 22～D 41 鉄筋について、継手長さを $30\sim 60\phi$ (ϕ は鉄筋の直径) とした場合の一方向繰返し曲げ載荷のもとでの耐力および靱性を、はり供試体の実験によって求めている。この研究では、つぎのような結論が導かれている。

- 1) 鉄筋が比較的小径の場合は、継手長さを 60ϕ とするか、あるいは継手長さを 40ϕ として

十分なあばら筋で補強すれば、ほぼ鉄筋の降伏点に対応する荷重を伝達できるが、D41のよう太径になると、十分なあばら筋とともに十分なかおりを設ける必要がある。

2) 継手端部にあばら筋を集中させても、その効果はない。

上記のような成果は、R0橋脚の重ね継手の耐震性を検討するうえで参考にはなるが、つぎの諸点についてなお問題がある。

1) 土木構造物の場合、重ね継手の継手長さは土木学会・コンクリート標準示方書20条(4)項の規定(以下、「学会基準」という)によっており、SD30~SD35級の鉄筋を使用する場合継手長さは30φ程度となる。上記実験は継手長さ40~60φの場合が主体で、継手長さ30φの場合の資料に乏しい。

2) 上記実験では、梁供試体の一方向繰返し曲げ載荷の場合のみを扱っているが、地震時を対象とするときは交番繰返し載荷のもとでの性状についても確かめておく必要がある。また、橋脚の軸方向鉄筋の重ね継手部における応力状態は、梁の場合とは異なるので、実際の状態にちかい応力場での性状を確かめることも必要である。

そこで、R0橋脚を対象とし、軸方向鉄筋の重ね継手が高応力の繰返しを受ける場合の諸性状を明らかにし、耐震性のある重ね継手部の補強方法を見出すことを目的として、独自の実験的検討を行った。

つぎに、R0橋脚の軸方向鉄筋に、地震時の水平力によって橋脚とフーチングとの境界面に曲げモーメントによる大きな引張力が発生した場合、軸方向鉄筋のフーチングコンクリートへの定着が適切でなければ、軸方向鉄筋の定着破壊が起き、構造物の破壊が誘発されることになる。

一般のR0橋脚のように、多数の軸方向鉄筋が並列に配置されているときは、水平荷重の作用によってこれらが引張力を受けた場合、鉄筋の周囲コンクリートが相互に干渉し合い、鉄筋本数、鉄筋間隔、部材の形状寸法、鉄筋の定着方法などによって、鉄筋1本当たりの定着強度が変化することが予想される。しかるに、現行の学会基準(土木学会・コンクリート標準示方書21条)による定着長さは、単一の鉄筋を考え、その付着がせん断で破壊する場合を前提として求められているものであって、多数の鉄筋が配置された場合の相互の干渉による定着強度や破壊形式への影響、とくにコンクリートが斜め引張力によって破壊する場合の定着強度については考慮されていないので、この場合の定着強度および破壊形式について確かめておくことが必要である。

さらに、軸方向鉄筋はフーチング中に確実に定着されればよいだけにとどまらず、橋脚躯体およびフーチングの両部材の連結機能をも満足させるように、予想される定着部の破壊形式に応じて必要な補強を行うことが重要である。

フーチング中における柱主鉄筋の定着に関しては玉置らの実験的研究⁽¹¹⁷⁾があり、主鉄筋の

定着強度におよぼす定着長さ、定着部の鉄筋形状（直、L形、半円形フック）、フーチング上側補強鉄筋、などの影響について調査を行った結果、主鉄筋は30φ以上の定着長さを以て定着し、かつ、設計荷重に対する所要のフーチング上側鉄筋を配置すれば、異形鉄筋の場合必ずしもフックを設ける必要はない、との結論を得ている。これは、橋脚躯体とフーチングとの接合部の構造細目を考えるうえで、貴重な資料となるものである。しかし、この研究では多数の鉄筋が密接して定着される場合の鉄筋の相互干渉の影響については研究対象とされていないし、また、鉄筋数や定着長さの相違による破壊機構のちがいについても明確にはされていない。

そこで、柱とフーチングとの接合部における軸方向鉄筋の定着部の破壊性状について基礎的な資料を得ることを目的として、供試体による実験を行った。

以下に、これらの実験の成果と、設計への反映の方法について述べる。

3.2.2 鉄筋重ね継手の実験（梁供試体による実験）

(1) 概 説

地震時におけるような高応力繰返し荷重下における重ね継手の挙動を調べるために、梁供試体によるつぎの2シリーズの実験を行った。^[45]各シリーズの目的は、つぎのとおりである。

シリーズ〔I-1〕：コンクリートの強度、鉄筋の継手長さおよび継手部の補強方法が、繰返し荷重下における重ね継手の強度におよぼす影響を調べること。

シリーズ〔I-2〕：交番繰返し荷重下における重ね継手の挙動を調べること。

これらの実験ではすべて梁供試体を用い、単純支持梁の中央2点載荷または1点載荷を行った。すなわち、重ね継手は純曲げまたは曲げとせん断とを受ける状態とした。これは、軸方向力と曲げとが作用する地震時の橋脚における応力状態とは合致しないものであるが、種々の要因が継手の耐力や靱性におよぼす影響を相対的に評価する目的には、梁の曲げ試験を適用しうるとの判断から、取扱いの簡便さと経済性を重視してこのような実験方法を選んだものである。なお、橋脚における応力状態にちかい状態での重ね継手の性状については、鉄筋重ね継手の実験（ブロック供試体による実験）で検討を行っている。

(2) シリーズ〔I-1〕の実験

(1) 実験方法

1) 供試体

供試体は表-3.2.1に示す16体で、これらの構造概要を図-3.2.1に示す。

引張鉄筋にはD16を用い、その継手長さは、コンクリート強度180、270および400 kg/cm²に対する学会基準による所要継手長さそれぞれ36φ、30φおよび25φとしたもの各1体（No.4、8、16）のほかは、各要因が継手の耐力・靱性等におよぼす影響を比較しやすいようにするため継手長さを短かくすることとし、各コンクリート強度ごとに

これらを15φおよび5φに統一した。

継手部の補強は、間隔80mmのD6スターラップによった。ただし、コンクリート強度 270 kg/cm^2 のBグループには、比較のために重ね継手部のスターラップ量を2倍としたもの(Na 9, 10)、主鉄筋にフックを設けたもの(Na 11)および無補強のもの(Na 12)を設けた。フックを設ける場合の学会基準による所要継手長さは20φであるが、継手の破壊を先行させることを意図して、供試体Na 11の継手長さは15φとした。

供試体に用いたコンクリートおよび鉄筋の品質は、表-3.2.2に示すとおりである。

2) 載荷方法

図-3.2.2に示すような2点曲げ載荷により、荷重を緩やかに上げて引張鉄筋降伏後荷重の増加が止まるまでの変形を与えてから除荷し、これを5回繰返したのち、6回目に破壊まで載荷した。載荷には、能力50tのアムスラー型試験機を使用した。

なお、供試体の支承部に摩擦拘束による水平力が生じるのを避けるため、両支承には直径100mmの鋼製ローラーを用いた。

3) 計測方法

引張主鉄筋およびコンクリート表面のひずみをワイヤストレインゲージにより、梁のたわみはひずみ計型変位計により測定した。これらは、デジタル歪測定装置により印字記録した。なお、たわみ計測には一部通常のダイヤルゲージも用いた。

コンクリート表面のひびわれ幅は、コンタクトゲージにより測定した。

(2) 実験結果および考察

繰返し載荷による耐力の変化を、図-3.2.3に示す。

同図より、各継手状態の特性はいずれのコンクリート強度の場合にも同様の傾向を示していることがわかる。すなわち、継手長さを学会基準による所要長さとしたもの(A-1-36, B-1-30, O-1-25)は、継手のないものとはほぼ同等の耐力特性を示し、継手長さを15φとしたもの(A-1-15, B-1-15, O-1-15)は、繰返し載荷によって耐力は徐々に低下している。また、継手長さを5φとしたもの(A-1-5, B-1-5, O-1-5)は、処女載荷における耐力が継手のないものの20~50%程度と小さいうえに、荷重の繰返しによってさらに耐力が低下した。

主鉄筋にフックを設けたもの(B-H-15)は、処女載荷における耐力は継手のないものと同等であったが、6回目の繰返し載荷終了後に耐力は初期耐力の60%程度にまで低下した。しかし、同じ継手長さでフックのないもの(B-1-15)よりも耐力は20~30%程度大きくなっている。

重ね継手部に横方向鉄筋をまったく配置しない場合(B-0-30)は、処女載荷における耐力が継手のないものと同等であったのが、2回目載荷ではその20%以下に低下しており、

劣化の起り方がきわだっている。

継手部を2倍量の横方向鉄筋で補強したもの(B-2-15, B-2-5)は、標準量のもの(B-1-15, B-1-5)にくらべて若干大きな耐力を示したが、繰返しの進行に伴う劣化の程度(靱性)は、標準量の横方向鉄筋を用いたものとほぼ同等であった。

つぎに、継手長さが5φおよび15φの場合の単位長さ当りの付着強度とコンクリート強度との関係を図-3.2.4に示す。この場合には、供試体はすべて継手の付着破壊によって破壊している。この図から、継手長さが小さい方がコンクリート強度の影響を受けやすいことがわかる。これは、コンクリート強度が小さいほど継手部の付着応力が平均化されやすいことによるものと思われる。

継手長さ15φの場合は実際の重ね継手の長さにちかひので、これからコンクリート強度と付着強度との関係を安全側に求めると、次式が得られる。

$$\tau_o = 15 + 0.1 \sigma_c \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ここに、 τ_o ： 付着応力度 (kg/cm²)

σ_c ： コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

継手長さと単位長さ当りの付着強度との関係を示すと、図-3.2.5のとおりである。この場合、継手長さ25φ以上のものは供試体は付着破壊せず、いずれのコンクリート強度の場合でも学会基準による継手長さで十分な耐力が得られた。コンタクトゲージにより継手端部のコンクリートのひびわれ幅を測定した結果によれば、継手長さ15φ以上の場合には設計荷重以内($\sigma_s \leq 2000$ kg/cm²)におけるひびわれ幅は、継手のない場合とほとんど同じであった。

図-3.2.6に、継手長さ5φおよび15φの場合の横方向鉄筋量と付着強度との関係を示す。これより、横方向鉄筋量が多い方が継手の耐力は大きくなるが、D6-80mm間隔の横方向鉄筋配置を標準としたとき、それを2倍にすることによる耐力増への効果は非常に小さいことがわかる。

(3) まとめ

コンクリート強度、継手長さおよび継手の補強方法が、繰返し荷重下における重ね継手の耐力等におよぼす影響を調べるため、単純梁供試体の2点曲げによる高応力繰返し載荷実験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

(1) 重ね継手の耐力はコンクリート強度に影響され、この実験結果からは、コンクリート強度と付着強度との関係は、安全側を考慮して次式が得られた。

$$\tau_o = 15 + 0.1 \sigma_c$$

ここに、 τ_0 ： 付着強度 (kg/cm^2)、

σ_c ： コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2)

2) 重ね継手の継手長さを学会基準 (土木学会・コンクリート標準示方書 20 条(4)項) による値とした場合、高応力繰返しのもとでの耐力は継手のないものと同等であった。ただしこれは、継手部を横方向鉄筋で十分補強した場合であり、補強を行わないときの繰返し荷重下における耐力低下はきわめて大きい。

3) 重ね継手部を補強するための横方向鉄筋は、ある限度以上の量を配置してもその効果は小さい。この実験の場合、D16 主鉄筋に対し、横方向鉄筋量を D6-80mm 間隔から D6-40 mm 間隔に増したときの耐力の増加はきわめて小さかった。

(3) シリーズ〔I-2〕の実験

(1) 実験方法

1) 供試体

供試体は表-3.2.3 に示す 7 体で、これらの構造概要は図-3.2.7 に示すとおりである。

実験要因としては、重ね継手の種類 (通常のかね継手、フック付重ね継手)、重ね継手の位置 (純曲げ区間、せん断区間)、および荷重の方法 (一方向、交番) を選び、コンクリート強度 (目標) はすべて $270 \text{ kg}/\text{cm}^2$ とした。

使用材料の品質は、シリーズ〔I-1〕の供試体と同じである (表-3.2.2)。

2) 荷重方法

シリーズ〔I-1〕の実験に用いたのと同じ試験機を用い、供試体 No.17~20 については継手部に純曲げを、供試体 No.21~23 については継手部にせん断力をも与えるように、それぞれ 2 点集中および 1 点集中荷重の繰返しを行った。交番繰返し荷重は 1 回の荷重ごとに供試体の上下を反転させる方法で行った。

荷重履歴は図-3.2.8 に示すとおりで、一方向荷重は引張主鉄筋の降伏点に対応するたわみわみでの繰返しを 10 回、さらに繰返し可能であるときは引続きその 2 倍のたわみでの繰返しを 5 回行い、また、交番荷重は処女荷重時のゼロ点を基準として降伏点付近でのたわみによる繰返しを 10 回、引続いてその 2 倍のたわみでの繰返しを 5 回行うこととした。

(3) 計測方法

たわみ、ひずみ等の計測は、シリーズ〔I-1〕の場合と同様に行うた。

(2) 実験結果および考察

純曲げ区間に継手を有する梁の、一方向繰返し荷重に対する耐力の変化を図-3.2.9(a)に、交番繰返し荷重に対する耐力の変化および荷重-変位曲線をそれぞれ図-3.2.9(b)および図-3.2.10 に示す。

一方向繰返し載荷では、降伏変位 ($\delta = 5.4 \text{ mm}$) 9 回の繰返しに対し、継手長さを学会基準値の 30ϕ としたものは耐力低下がまったく認められないのに対し、フックを設けて継手長さを 16ϕ (基準値の $3/4$) としたものは繰返し数の増加とともに若干の耐力低下を生じている。図-3.2.11 はフック部のひずみの変化を示すが、これより明らかなように荷重の繰返しとともにフック部のひずみは徐々に増大している。このことはフックの曲がりの部分のコンクリートの支圧力が徐々に増大することを示すものであり、支圧を受ける部分のコンクリートが割裂しないようにする必要があることを示唆している。この場合の継手長さは 15ϕ で基準値より若干小さいが、このことはまた、フックを設ける場合でも継手長さは大幅に低減することはできないことを示しているといえよう。

交番繰返し載荷では、処女載荷におけるゼロ点を基準として各サイクルにおけるたわみ量を一定としたために、サイクル数の増加に伴って荷重はわずかに低下している。しかし、継手長さを 30ϕ としたものは降伏変位 10 回とその 2 倍の変位 5 回の繰返しに対し、継手部に顕著な劣化は見られなかった。ただし、降伏変位の 2 倍の変位の繰返しでは、剛性のわずかな低下が認められる (図-3.2.10)。

つぎに、せん断区間に継手を有する梁の、一方向繰返し載荷における耐力の変化を図-3.2.12(a)に、交番繰返し載荷における耐力の変化および荷重-変位曲線をそれぞれ図-3.2.12(b)および図-3.2.13 に示す。

継手長さを基準値の 30ϕ としたものは、一方向載荷において継手のないものとはほぼ同様の性状を示し、せん断力の影響による継手部の劣化の兆候は認められなかった。交番載荷の場合も繰返しに伴う耐力の大きな低下はなく、降伏変位で 10 回とその 2 倍の変位で 5 回繰返したのちも、十分な耐力を示した。これは、継手部の鉄筋応力をできるだけ大きくする意図で継手を支間中央寄りに位置させたものの、中央 1 点載荷によるせん断力が小さくてその影響が現われにくかったためと思われる。したがって、この実験の結果のみから重ね継手に対するせん断力の影響を判断することは困難である。降伏変位の 2 倍の変位での繰返しにおける剛性低下の傾向は、2 点曲げの場合と同様である (図-3.2.13)。

(3) まとめ

重ね継手が曲げ領域およびせん断領域にある場合の、一方向および交番繰返し荷重下における重ね継手の挙動を調べるために、単純梁試体の 2 点載荷 (曲げ) および 1 点載荷 (曲げとせん断) による高応力繰返し載荷実験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

1) 所定の継手長さを有する重ね継手が横方向鉄筋で適切に補強されているときは、降伏変位ないしその 2 倍の変位を半振幅とする 10 回程度の交番繰返し曲げ載荷によっても、継手の耐力はほとんど低下しない。ただし、剛性は徐々に低下する。

2) 継ぎ合わせる鉄筋にフックを設けた場合、継手長さが短かいと繰返し載荷の進行とともに

に耐力が低下し、フック部の応力が増大する傾向がみられる。フックを設けた場合でも、継手長さを大幅に低減するのは危険である。

(4) 総 括

地震時におけるような高応力繰返しを受ける重ね継手の性状を調べるため、D16 鉄筋を用いた梁供試体による2シリーズの実験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

- 1) 重ね継手の耐力はコンクリート強度に影響され、この実験の結果からは、コンクリート強度と付着強度との関係は、安全側を考慮して次式が得られた。

$$\tau_o = 15 + 0.1 \sigma_c$$

ここに、 τ_o : 付着強度 (kg/cm²)

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

- 2) 学会基準による所定の継手長さを有する重ね継手が横方向鉄筋で適切に補強されているときは、降伏変位を振幅とする一方向繰返し載荷のもとでの耐力は、継手のないものと同等であった。横方向補強鉄筋がない場合には、高応力繰返し載荷により極端な耐力低下を生じる。
- 3) 所定の継手長さを有する重ね継手が横方向鉄筋で適切に補強されているときは、降伏変位ないしその2倍の変位を半振幅とする10回程度の交番繰返し曲げ載荷によっても継手の耐力はほとんど低下しない。ただし、剛性は徐々に低下する。
- 4) 継手部を補強するための横方向鉄筋量は、ある限度以上に多くしてもその効果は小さい。
- 5) 重ね合わせる鉄筋にフックを設けた場合、継手長さが短かいと繰返し載荷の進行とともに耐力が低下し、フック部の応力が増加する傾向がある。したがってフックを設ける場合でも、継手長さを大幅に低減するのは危険である。

3.2.3 鉄筋重ね継手の実験 (ブロック供試体による実験)

(1) 概 説

梁の実験により、高応力の繰返しを受ける鉄筋の重ね継手の耐力におよぼすコンクリート強度、継手長さ、継手部の補強方法など各要因の影響についてある程度の知見を得たが、構造物の対象を単一柱形式のRC橋脚にしぼった場合、重ね継手が置かれる場の応力状態は、3.2.2で扱った梁の場合とは異なるため、橋脚の応力状態にちかい応力場での継手の性能を確かめる必要があると考えられた。

そこで、橋脚の一部を切り出した形のブロック供試体による2シリーズの実験を行った⁽⁴⁶⁾。まず、シリーズ〔1〕では、単一の継手がコンクリート中におかれた状態の供試体を用いて、継手単体としての基本的な性状、とくに横方向鉄筋の配置方法が継手の性状におよぼす影響を

見出すことを試みた。つぎにシリーズ〔2〕では、実際の構造物におけるような複数の鉄筋（継手）が並列に設けられた場合の継手相互の干渉の影響をも含めた継手性状を調べることを目的とした。

〔2〕シリーズ〔Ⅱ-1〕の実験

（1）実験方法

1) 供試体

供試体内の応力状態をできるだけ実際の橋脚のそれにちかい状態とするため、供試体は図-3.2.14に示すように橋脚の一部を切り取った状態のブロック状とした。供試体は表-3.2.4に示す6体で、これらの構造概要は図-3.2.15のとおりである。

軸方向鉄筋は、継手部に偏心による曲げが作用しないように2組の継手を対称的に並列に設けた。この場合、継手単体の基本的性状を観察するために、2組の継手は十分な間隔をとって配置し、相互に影響し合わないようにした。

継手長さは、学会基準による規定値の 30ϕ （注）としたものと、比較のために 20ϕ としたものの2種とした。軸方向鉄筋の鈍かぶりは、 30mm とした。横方向鉄筋は、鉄筋の種類と本数との組合わせを数種に変えたが、これらのうち供試体A3およびA6は横方向鉄筋を継手の端部に集中的に配置してみたものである。

使用材料の品質は、表-3.2.5に示すとおりである。

2) 載荷方法

図-3.2.16に示すような装置により、両引きの繰返しを行った。供試体は鋼製ローラー（ $\phi 25$ ）上に置き、鉄筋の緊張に伴うコンクリートブロックの移動を拘束しないようにした。載荷には能力 50t の油圧ジャッキを用いた。

荷重はロードセルで測定し、まず軸方向鉄筋の許容応力度（ $\sigma_{sa} = 1800\text{kg/cm}^2$ ）に対応する荷重で1回、規格降伏点（ $\sigma_{sy} = 3000\text{kg/cm}^2$ ）相当の荷重で10回の載荷を繰返した。その後は、実際に鉄筋が降伏するまで荷重を上げ、そのときのコンクリート中に埋込まれた部分の鉄筋の相対変位を尺度として、図-3.2.17に示すような履歴の定変位繰返し載荷を行った。

3) 計測方法

荷重値はロードセルにより測定した。コンクリート中の重ね継手部の鉄筋の相対変位測

注) 継手長さ： $\ell = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_s}{U \cdot \tau_{oa}} = \frac{\sigma_{sa} \cdot \pi \phi^2 / 4}{\pi \phi \cdot \tau_{oa}} = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \cdot \phi = \frac{1800}{4 \times 15} \phi = 30 \phi$

ただし、 σ_{sa} ：許容引張応力度（ $= 1800\text{kg/cm}^2$ ）， τ_{oa} ：許容付着応力度（ $= 15\text{kg/cm}^2$ ），

U ：鉄筋の周長， A_s ：鉄筋の断面積

定は、図-3.2.18に示すようなダイヤルゲージ（最小目盛1/100mm）を用いた相対変位測定装置を使用した。継手部の鉄筋の、端部から測って継手長さの1/4の位置におけるひずみを、ワイヤストレインゲージにより測定した。コンクリート表面のひびわれ状況は目視により観測したが、軸方向鉄筋沿いの縦ひびわれについては、継手鉄筋上の5断面において、コンタクトゲージによりひびわれ幅の変化を測定した。

(2) 実験結果および考察

1) 耐力および鉄筋の相対変位

各供試体の耐力（最大荷重）その他の諸量と破壊状況の概略を表-3.2.6に、また、繰返し載荷に伴う鉄筋の相対変位量の変化を図-3.2.19に示す。これらより、つぎのことが考察される。

i) 継手長さ30φのA1～A3は、いずれも規格降伏応力度相応の荷重10回の繰返しでは破壊せず、A1、A2は実降伏応力レベルでの変位制御による繰返し載荷（荷重36.0～39.2t）により破壊したが、A3は変位制御による繰返し載荷（最大荷重39.0t）で鉄筋の相対変位が20mmになっても破壊しなかった。また、これらはいずれも破壊までに、鉄筋降伏時の相対変位量（2mm）の少なくとも7倍の相対変位を示した（図-3.2.19）。

これらの結果から、継手長さが30φで、継手部が軸方向鉄筋1本当りの30%程度以上の鉄筋量の横方向鉄筋で補強されているときは、鉄筋の実降伏強度を伝達するのに十分な耐力と靱性を有するものといえる。

ii) 継手長さ20φのA4～A6は、いずれも規格降伏応力の10回の繰返しでは破壊しなかったものの、A4、A6は実降伏応力に至る前に、A5は実降伏応力に達したのち間もなく破壊しており、継手長さ30φの場合と比較して耐力および靱性は極めて乏しい。すなわち、継手長さ20φでは十分な継手機能を果し得ないといえる。

iii) 横方向補強鉄筋量との関係を見ると、継手長さ30φのA1とA2とを比較した場合、A1よりも太径の鉄筋を用い補強鉄筋量も多くしたA2の方がやや大きな耐力を示しているが、横方向鉄筋量を2倍以上としたことによる耐力増は10%程度にすぎず、その効果は小さい。

継手長さ30φのA2、A3を比較した場合、鉄筋量としてはA3の方がやや少なく、本数では1/2であるにもかかわらず、耐力はA2とほぼ同等で、靱性はA2よりもむしろ大きい傾向を示している。継手長さ20φのA5、A6の比較からも、横方向鉄筋3本のA5と、同径の鉄筋2本を端部にのみ配したA6とで、耐力、靱性の顕著な差は見られない。これは、継手長さが同じ（30φ）で、横方向鉄筋量が同程度のときは、横方向鉄筋を継手区間に分散させて配置するよりも、継手端部に集中的に設ける方が効果的であ

ることを示唆するものと考えられる。

2) ひびわれおよび破壊状況

最終的なひびわれ状況および破壊時の状況は、表-3.2.6中に示すとおりである。各供試体とも、ほぼ鉄筋の許容応力度 ($\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$) 付近で継手端部に発生したひびわれが軸方向鉄筋沿いに継手中央部に向かって伸長した。図-3.2.20(a)に示すように、縦ひびわれ幅は継手端部でもっとも大きく、中央部ほど小さくなっており、これは前述のひびわれ伸長の経過と対応している。図-3.2.20(b)は継手端部のひびわれ幅を示すが、継手長さ 30ϕ の供試体では、継手端部にのみ D13 鉄筋を設けた A3 のひびわれ幅がもっとも小さく、図-3.2.20(a)に見られるように継手中央部のひびわれ幅も A3 がもっとも小さくなっている。これは、ひびわれの始発点となる継手端部に太径の鉄筋により大きな拘束力を与えたことによる効果と考えられ、1) に述べたように、横方向鉄筋は継手区間に分散させて配置するよりも継手端部に集中的に設ける方が効果が大きいことを、さらに裏付けるものといえよう。

継手長さ 20ϕ の場合については、横方向鉄筋の配置方法のちがいによるひびわれ発生状況の差は明確でなかった。

3) 鉄筋の応力度

継手端部から継手長さの $1/4$ だけ内部に入った点における鉄筋の応力度は、図-3.2.21のようであった。他の点での測定は行わなかったので、継手全長にわたる応力分布は明らかでないが、継手端部付近の応力度についてみるかぎり、継手長さ 30ϕ の場合と 20ϕ の場合とで鉄筋応力度に顕著な差がみられる。継手長さ 20ϕ の場合は、鉄筋の実降伏応力度付近の載荷で鉄筋応力度が急増しており、そのためにコンクリートの割裂力も急激に大きくなってぜい性的な破壊が生じたものと考えられる。継手長さ 30ϕ の場合はこれとは対照的に、実降伏応力度相当の荷重の繰返しにより継手が破壊するまでの間、鉄筋応力度は徐々に増加している。

継手長さ 30ϕ および 20ϕ のいずれの場合も、横方向鉄筋の配置方法の違いによる鉄筋応力度の差異は明確でなかった。

(3) まとめ

軸方向鉄筋として D22 を用い、継手長さを 30ϕ (学会基準による所要長さ) および 20ϕ とした重ね継手の、高応力繰返し荷重に対する基本的性状を調べるため、橋脚の一部を模したブロック供試体の両引き試験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

1) 継手長さを 30ϕ とし、横方向鉄筋量を軸方向鉄筋 1 本当りの 30% 程度とした重ね継手は、鉄筋の実降伏点相当の荷重の繰返しに対し、十分な耐力と靱性を有する。

2) 継手長さを 20ϕ としたものは、鉄筋の実降伏応力度に達する前後でぜい性的に破壊し

ており、継手長さ 30ϕ の場合にくらべて耐力、靱性は著しく小さい。すなわち、降伏点レベルの高応力繰返しを受ける場合、継手長さ 20ϕ では不十分である。

3) 横方向鉄筋量が軸方向鉄筋1本当りの30%以上で、しかも横方向鉄筋間隔を同一としたとき、鉄筋量を多くすると耐力は増加する傾向がみられたが、鉄筋量倍増に対応する耐力増加は10%程度で、その効果は顕著でなかった。

4) 継手長さが同じ(30%)で横方向鉄筋量が同程度のときは、横方向鉄筋を継手区間に分散させて配置するよりも継手端部に集中的に配置する方が効果的である。高応力繰返しによって生じる縦ひびわれは継手端部に発生し継手中央部に向かって発達するが、継手端部の補強を大きくすることにより縦ひびわれの増大が抑制され、そのために継手の靱性が大きくなる。

(3) シリーズ(Ⅱ-2)の実験

(1) 実験方法

1) 供試体

シリーズ(Ⅱ-1)と同様のブロック状供試体を用いた。供試体は表-3.2.7に示す10体で、これらの構造概要は図-3.2.22のとおりである。

軸方向鉄筋にはD22を使用し、継手の組数を1組、2組、4組および8組の4種に変えた。継手組数2のものについては、比較のために軸方向鉄筋としてD32およびD51を用いたものを各1体加えた。2組以上の継手を並列したもの(供試体B2~B10)の軸方向鉄筋間隔は、重ね継手部の相互の影響が現われやすいように、学会基準による最小間隔(純間隔 1.5ϕ 、 ϕ は鉄筋直径)とした。継手長さは規定値の 30ϕ (注)を主体とし、比較のために一部 20ϕ のものを加えた(供試体B5、B6)。軸方向鉄筋の純かぶりはD22の場合30mm、D32およびD51の場合はそれぞれの鉄筋直径に等しくした。

横方向鉄筋量は、軸方向鉄筋量(1本当り)の30%を基本とし(供試体B2~B6、B9~B10)、比較のために一部を74%に変化させた(供試体B7、B8)。

使用材料の品質は、表-3.2.8に示すとおりである。

2) 載荷方法

図-3.2.23に示すような装置により、両引きの繰返し載荷を行った。供試体の自重はローラー付きの台により支持した。載荷には、能力200tの油圧ジャッキを用いた。載荷

注) 継手長さ $\ell = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_s}{U \cdot \tau_{oa}} = \frac{\sigma_{sa} \cdot \pi \phi^2 / 4}{\pi \phi \cdot \tau_{oa}} = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \cdot \phi = \frac{2000}{4 \times 15} \phi = 33.3 \phi \approx 30 \phi$

ただし、 σ_{sa} : 許容引張応力度(=2000kg/cm²)、 τ_{oa} : 許容付着応力度(=15kg/cm² (σ_{ck} =210kg/cm²))、 A_s : 鉄筋断面積、 U : 鉄筋周長、 ϕ : 鉄筋直径

時には、鉄筋継手部の鉄筋軸のずれ（偏心）による回転モーメントによって供試体が上下に傾くのを防ぐため、供試体の上下にコロを挿入して供試体を押え、かつ、水平移動し得るようにした。

荷重はロードセルにより測定し、まず軸方向鉄筋の許容応力度（ $\sigma_{sa}=2000 \text{ kg/cm}^2$ ）相当の荷重で1回、規格降伏点（ $\sigma_{sy}=3500 \text{ kg/cm}^2$ ）相当の荷重で10回の載荷を繰返した。その後、鉄筋が実際に降伏するまで荷重を上げ、その時のコンクリート中に埋込まれた部分の鉄筋の相対変位量を尺度として、シリーズ〔Ⅱ-1〕の場合と同じ履歴の定変位繰返し載荷（図-3.2.17 参照）を行った。

3) 計測方法

軸方向鉄筋のひずみは、外部鉄筋についてはブロック端部から10 cm 外側、コンクリート内部の鉄筋についてはブロック端部から10 cm 内側の位置と継手中央部とにおいて、それぞれ2枚のワイヤストレーンゲージにより測定し、それぞれ2枚のゲージの平均値を各点の測定値とした。

コンクリート中の重ね継手部の鉄筋の相対変位は、シリーズ〔Ⅱ-1〕の場合と同様の相対変位測定装置により測定した。

コンクリート表面のひびわれ状況は、目視により観測してひびわれ図を作成したが、軸方向鉄筋沿いの縦ひびわれについては、継手区間の5断面におけるひびわれ幅を顕微鏡により1/100 mm まで測定した。

(2) 実験結果および考察

1) 耐力

各供試体の耐力（最大荷重）その他破壊直前における諸量と破壊状況の概要をまとめると、表-3.2.9 のようである。これよりつぎのことが考察される。

i) 軸方向鉄筋1本（供試体B1）の場合には、鉄筋の相対変位が20mmに達しても抜け出さなかったことが示すように、高応力の繰返し載荷に対してきわめて靱性が大きいので、重ね継手の構造としては、継手長さを30φとし、軸方向鉄筋量（1本当り）の30%程度の横方向鉄筋で補強することで十分であると思われる。

ii) 軸方向鉄筋2本で、継手長さ30φの場合（供試体B2、B7、B10）は、いずれも最大鉄筋応力度はほぼ等しく、降伏点にちかい値となっている。B2とB7の耐力がほぼ同じであることは、継手長さが30φで補強鉄筋量が30%以上であれば、補強鉄筋量を増すことによる耐力増への効果は期待できないことを示しているといえよう。

iii) B2、B3、B4、B5を比較した場合、継手長さ（30φ）および補強鉄筋量（30%）が同じでも、軸方向鉄筋が学会基準による最小間隔（純間隔1.5φ）で配置された場合には、軸方向鉄筋本数が増えるにつれて耐力が低下することが明らかである。とくに、B4の軸

方向鉄筋 8 本の場合には、軸方向鉄筋 1 本の場合 (B 2) に比べて耐力は $1/2$ 以下に低下しており、破壊の起り方もぜい性的になっている。

IV) B 2 と B 7 の軸方向鉄筋 2 本の場合には、補強鉄筋量の増減による耐力への影響はほとんど認められないのに対し、B 4 と B 8 の軸方向鉄筋 8 本の場合には補強鉄筋量が 30 % から 74 % に増加したことによる耐力増加の傾向が見られる。B 4 は鉄筋の許容応力度を若干上まわったところで破壊したのに対し、B 8 は規格降伏点相当の荷重の繰返しの段階で破壊している。このことは、実橋脚で鉄筋 (重ね継手) が密に配置されているような場合には、補強鉄筋は軸方向鉄筋 1 本の断面積の 30 % 程度の量では十分とはいえないことを示唆しているものと考えられる。

V) B 2、B 9、B 10 の 3 体を比較すると、継手長さ 30 ϕ 、軸方向鉄筋 2 本、補強鉄筋量約 30 % であるとき、軸方向鉄筋径の変化による規則性は見られない。しかし、B 10 のコンクリート強度が他の 2 つよりも 30 ~ 40 kg/cm^2 大きく、したがってそれによる耐力増が含まれていることを考えると、3 者同列で比較する場合は B 10 の耐力は低減して評価する必要がある。軸方向鉄筋 4 本の B 3 が、軸方向鉄筋 1 本の B 1 および軸方向鉄筋 2 本の B 2 に比べて鉄筋本数の増加による耐力低下がわずかにとどまっているのも、B 3 のコンクリート強度が他の 2 つより 50 ~ 60 kg/cm^2 大きかったことが原因していると思われる。以上のことを考慮に入れると、継手長さや補強鉄筋量が同一の場合、軸方向鉄筋径が大きくなると耐力は低下する傾向にあるものと思われる。

VI) 継手長さが 20 ϕ の B 5 と B 6 を比較すると、補強鉄筋量が同じで軸方向鉄筋本数が 2 本から 8 本にふえても耐力の著しい低下は認められず、ともに鉄筋の許容応力度前後の応力度に達したときぜい性的に破壊している。この場合は、軸方向鉄筋本数の影響よりも継手長さの影響が大きかったものと考えられる。軸方向鉄筋 2 本の B 2 と B 5 とを比較しても、継手長さが 20 ϕ になるとかなり耐力が低下している。しかし、軸方向鉄筋 8 本の B 4 と B 6 とを比較すると、継手長さ 30 ϕ と 20 ϕ とで耐力に大きな差はなく、継手長さの影響は顕著には現われていない。このことから、前述のように、鉄筋 (重ね継手) が密に配置されているような場合には、継手長さを 30 ϕ としても B 4 のような補強鉄筋量では十分とはいえないものと推察される。

2) 鉄筋の応力度

荷重と鉄筋応力度との関係を示すと図-3.2.24 のとおりで、これより外部鉄筋 (ブロックの外側) の応力度に対する継手中央部の鉄筋の応力度の割合を求めると、表-3.2.10 のようである。

表-3.2.10 と、表-3.2.9 に示す耐力および破壊状況とを対比すると、つぎのことがわかる。実降伏点相当の高応力繰返しても破壊せず大きな靱性を示した B 1 では、継手中

中央部応力は外部鉄筋応力の17%できわめて小さいのに対し、耐力が著しく小さかったB4、B5、B6では、破壊時直前に継手中央部応力は外部鉄筋応力の50%程度ないしはそれ以上となっている。継手長さが20φのものや軸方向鉄筋本数が8本のは、低荷重段階から継手中央部の応力の割合が大きく、荷重の増加とともに継手中央部応力が増加する傾向を示していることから、破壊直前においては継手中央部の鉄筋応力がかなり大きくなってコンクリートに作用する割裂力も大きくなり、そのために耐力は小さく、破壊もぜい性的になるものと考えられる。

B2とB7とを比較すると、軸方向鉄筋本数および継手長さが同じでも、横方向鉄筋量の多いB7の方が外部鉄筋に対する内部鉄筋の応力はやや小さく、耐力は幾分大きくなっている。また、B1～B4を比較すると、継手長さ、補強鉄筋量が同じでも、軸方向鉄筋本数が多いほど明らかに内部鉄筋の応力の割合が大きくなっており、それに相応して耐力は小さくなっている。

以上のことより、継手長さが20φのものや、継手長さは30φでも鉄筋本数が多いものは、鉄筋の引張力を十分に伝達するだけの付着力が継手部において不足しているとみなせよう。すなわち、継手長さ20φでは長さが不足であり、また多くの鉄筋（重ね継手）が密に配置される場合には横方向鉄筋量を多くする必要があることを示していると考えられる。

3) 鉄筋の相対変位

繰返し荷重に伴う鉄筋の相対変位量の変化を、図-3.2.25に示す。

B1、B2、B7は鉄筋応力度 3500kg/cm^2 の繰返しに対しても弾性的挙動を示し、とくにB1は相対変位が20mmにおよんでも耐力、靱性を保持しており、鉄筋本数が少ない場合には継手長さ30φ、補強鉄筋量30%程度で十分な継手性能を発揮させうることがわかる。

B3、B10は、処女荷重では荷重に対して非線型の相対変位を示しているものの、鉄筋応力 3500kg/cm^2 の繰返し段階では弾性的挙動を示しており、耐力もB1、B2、B7に匹敵する大きさを示したことから、鉄筋応力 3500kg/cm^2 の繰返しに対して弾性的挙動を示している間は安全であると思われる。

継手長さ20φのものや、継手長さは30φでも鉄筋本数8本のは高応力の繰返しに対して靱性が小さく、鉄筋の相対変位量が小さいうちにぜい性的に破壊している。

4) ひびわれ状況

各供試体ともほぼ鉄筋の許容応力度付近で継手端部にひびわれが発生し、継手部中央に向って伸長した。縦ひびわれ幅は継手端部でもっとも大きく、中央部ほど小さくなる傾向を示している。

継手長さが20φのものや、継手長さが30φでも軸方向鉄筋8本のもものでは、鉄筋の許容応力度付近で発生した縦ひびわれが継手中央部まで伸長しないうちに継手が破壊している。

これらのことより、補強鉄筋はできるだけ継手端部の縦ひびわれを拘束するように配置するのが合理的と考えられ、このことはシリーズ〔Ⅱ-1〕の実験である程度たしかめられているところである。

(3) まとめ

軸方向鉄筋としてD22を用い、継手長さを30φとした場合を主体とし、軸方向鉄筋8本までを学会基準の最小間隔で配置した場合の高応力繰返しに対する重ね継手の挙動を、橋脚の一部を模したブロック供試体の両引き試験によって調査した結果、つぎのことがわかった。

1) 軸方向鉄筋D22の単一重ね継手（鉄筋間隔が十分大きい場合）では、継手長さを30φとし、横方向補強鉄筋量を軸方向鉄筋1本の30%程度とすれば、実降伏点レベルの高応力繰返しに対し十分な耐力と靱性を示す。しかし、多数の軸方向鉄筋（重ね継手）が密に配置されているときは、鉄筋本数が多いほど耐力は低下し、破壊の起り方もぜい性的となる。

2) 1) の現象を鉄筋の応力度の面からみると、単一重ね継手では継手部の鉄筋応力がもっとも小さく、鉄筋本数が多くなるほど継手部応力が大きくなっており、それに相応して継手の耐力、靱性が低下している。これは、継手部鉄筋応力が大きいほどコンクリートに生じる割裂力が大きくなるためと考えられる。

3) 継手長さが30φの場合、鉄筋本数が少ないときは横方向鉄筋量を増すことによる耐力・靱性の向上はみられないが、多数の鉄筋が密に配置されているときは横方向鉄筋量を増すことによって耐力・靱性が増大する傾向がある。

4) 以上のことから、多数の重ね継手がせまい間隔で並列して設けられるとき、すなわち橋脚の一断面に重ね継手が集中する場合には、継手長さを30φ以上に伸ばすか、あるいは補強鉄筋量をふやすかして継手部の鉄筋応力を減少させ、継手の耐力と靱性を確保することが必要であると考えられる。

5) 継手長さが20φ程度では、高応力繰返し載荷時に鉄筋応力を十分に伝達するだけの付着力が得られず、鉄筋の許容応力度程度の応力の繰返しによってぜい性的な破壊を生じるので、継手の耐震性は不十分である。

6) 継手長さや補強鉄筋量が同一の場合、軸方向鉄筋径が大きいほど耐力が低下する傾向がうかがわれる。

(4) 総括

軸方向鉄筋としてD22を用い、継手長さを30φとした場合を主体として、軸方向鉄筋1本

が独立している状態の場合と、軸方向鉄筋 8 本までを学会基準による最小間隔で配置した場合について、地震時におけるような高応力繰返し下における重ね継手の挙動を、橋脚の一部を模したブロック供試体の両引き実験によって調査した結果、つぎの知見が得られた。

- 1) 軸方向鉄筋として D22 を用いた場合の単一重ね継手（鉄筋間隔が十分大きい場合）では、継手長さを 30ϕ とし、横方向補強鉄筋量を軸方向鉄筋 1 本の 30 % 程度とすれば、実降伏点レベルの高応力の繰返しに対し十分な耐力と靱性を示す。しかし、多数の軸方向鉄筋（重ね継手）が密に配置されているときは、鉄筋本数が増すにしたがって耐力は低下し、破壊の起り方もぜい性的となる。
- 2) 1) の現象を鉄筋の応力度の面からみると、単一重ね継手では継手部の鉄筋応力がもっとも小さく、鉄筋本数が多くなるほど継手部応力が大きくなり、それに相応して継手の耐力、靱性は低下する。これは、継手部の鉄筋応力が大きいほどコンクリートに生じる割裂力が大きくなり、ひびわれの発生・伸長を早めることによるものと考えられる。
- 3) 継手長さが 30ϕ の場合、鉄筋本数が少ないときは横方向鉄筋を増すことによる耐力・靱性の向上への寄与は小さいが、多数の鉄筋（重ね継手）が密に配置されているときは、横方向鉄筋量を増すことによって耐力・靱性が増大する傾向がある。
- 4) 以上のことから、多数の重ね継手がせまい間隔で並列に設けられる場合（橋脚の一断面に重ね継手が集中する場合）には、継手長さを 30ϕ 以上とするか、あるいは横方向補強鉄筋量をふやすかして、継手部の鉄筋応力を減少させ、継手の耐力と靱性を確保することが必要と考えられる。
- 5) 継手部の縦ひびわれは継手端部に発し、継手中央部に向って発達することから、継手端部の補強を強力にすればひびわれの発達が抑制され、継手部の靱性は向上する。したがって、横方向補強鉄筋は継手端部を重視して配置するのが効果的である。
- 6) 継手長さが 20ϕ 程度では、高応力繰返し載荷時に鉄筋応力を十分に伝達するだけの付着力が得られず、鉄筋の許容応力度ないしは降伏点程度の応力の繰返しでぜい性的な破壊を生じるので、継手の耐震性は期待できない。
- 7) 継手長さや横方向補強鉄筋量が同一の場合、軸方向鉄筋径が大きいほど耐力は低下する傾向がうかがわれる。

3.2.4 鉄筋の定着に関する実験

(1) 概 説

学会基準による鉄筋の定着長さは、鉄筋1本1本が独立した状態でコンクリート中に埋込まれていることを前提として決定されている^{注)}。しかし、R0橋脚において軸方向鉄筋が地震時の水平力により大きな引張力を受けた場合、鉄筋が密に配置されていると鉄筋相互の影響により鉄筋1本当たりの定着強度が低下することが懸念される。

そこで、軸方向鉄筋が密に配置されている場合、その定着長さ、鉄筋本数等が鉄筋の定着強度および破壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的として、A、B2シリーズの模型実験を行った^{[47], [48]}。シリーズAは、鉄筋引抜き試験によって鉄筋の定着長さおよび鉄筋本数と定着強度との関係を調べたものであり、また、シリーズBは、実際の橋脚におけるように柱の曲げによって軸方向鉄筋が引張力を受ける状態とした供試体によって、同様の調査を行ったものである。

(2) シリーズAの実験

(1) 使用材料

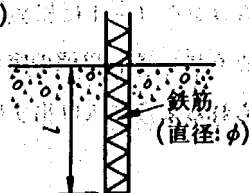
使用材料の品質は表-3.2.1に示すとおりで、軸方向鉄筋としてはD16 異形鉄筋(SD35)を使用した。

(2) 供試体および載荷方法

地震時の水平力による曲げモーメントによって柱とフーチングとの接合面にひびわれが生じ、軸方向鉄筋が曲げによる全引張力を受け持っている状態を考え、フーチングに定着された鉄筋を直接引張る方法とした。

供試体は表-3.2.12に示す15体で、A1~A5は鉄筋1本のときの定着長さ(ℓ)と定着破壊強度(P)との関係を、A6~A10は $\ell=10\text{ cm}$ 一定として鉄筋本数(n)とPとの関係を、また、A11~A15は鉄筋本数が3本および非常に多い場合の ℓ とPとの関係を、それぞれ求めることを目的としたものである。供試体の形状・寸法は図-3.2.26に示すとおりで、載荷時の反力によるせん断の影響を排除するため、反力をとる面には段を設けた。A13~A15は、鉄筋が無数に多い中から一部を取出したものを想定しており、幅24 cmのなかに5本の鉄筋を定着している。鉄筋の中心間隔は45 mmとした。すべての供試体は、

注) 鉄筋の許容引張応力度を σ_{sa} 、許容付着応力度を τ_{oa} とすると、



$$\pi \phi \cdot \ell \cdot \tau_{oa} = \sigma_{sa} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\therefore \ell = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (\text{学会基準による定着長さ})$$

フーチングが曲げおよびせん断によって破壊しないように、軸方向鉄筋定着部の下方に十分な鉄筋を配置して補強した。

載荷は、図-3.2.27に示すような方法によった。すなわち、鉄筋1本の場合は図-3.2.27(a)に示すように、センターホールジャッキで鉄筋を引抜く方法によったが、鉄筋が複数本の場合にこの方法を用いると曲げが大きくなって定着部付近が曲げ破壊することが懸念されたため、供試体A6～A15については図-3.2.27(b)に示すように鉄筋の反対側にP O鋼棒を配し、鉄筋とP O鋼棒の中心のジャッキを押上げて鉄筋に引張力を与える方法によった。荷重値の計測は、ジャッキに取付けた電動油圧ポンプの荷重計によった。

(3) 実験結果および考察

定着破壊強度は、表-3.2.13に示すとおりであった。ここで、全定着破壊強度とは実験で得られた全最大荷重であり、鉄筋1本当りの定着破壊強度とは、全定着破壊強度を鉄筋本数で除した値である。これらの値は、各供試体のコンクリート強度の相違に対する補正を行っていないが、この実験におけるコンクリート強度(σ_c)のばらつきはきわめて小さく、しかも従来の経験から定着性状は $\sqrt{\sigma_c}$ と比例的な関係にあることを考えると、この場合のコンクリート強度のばらつきの影響は無視しう程度のものと考えられる。

表-3.2.13より、鉄筋1本の場合はA1～A4を、鉄筋3本の場合はA11、A12を、鉄筋本数が無数の場合はA13～A15をそれぞれグループとして考えて、定着長さと鉄筋1本当りの定着破壊強度との関係を示すと、図-3.2.28のようである。同図には各供試体の破壊の概形も付記した。

同図に明らかなように、定着長さが大きくなるにしたがい、定着破壊強度は増加するが、鉄筋本数が多いときはその増加率は小さい。

供試体A6～A10の実験結果から鉄筋本数と定着破壊強度との関係を示すと図-3.2.29のようで、定着長さを一定とした場合、鉄筋本数の増加に伴って鉄筋1本当りの定着破壊強度はほぼ直線的に低下することがわかる。

つぎに、破壊状況をみると、図-3.2.28中に付記したように、破壊の形式には明らかにつぎの2つがあることがわかる。

- a) 図-3.2.30(a)に示すように、定着された鉄筋の最下端よりコンクリートに斜めひびわれが発生し、このひびわれによってコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊形式。
- b) 図-3.2.30(b)に示すように、定着された鉄筋のある点からコンクリートに斜めひびわれが発生し、この斜めひびわれ面内のコンクリートは鉄筋とともに、それ以深の定着部は鉄筋表面付近のコンクリートが鉄筋のフシによってかきむしられるように抜け出す破壊形式。

鉄筋本数が無限に多い場合を想定した供試体の場合を除いて、この斜めひびわれは鉛直方向

と $50 \sim 70^\circ$ の角をなす円錐形にちかい形状をなしている。

図-3.2.28より、破壊形式は定着長さが小さい範囲では a) の形式が支配的で、定着長さが大きくなるにつれて b) の形式が支配的となり、また、鉄筋本数が少ないときは b) が支配的で、鉄筋本数の増加とともに b) から a) の形式に移行する傾向がうかがわれる。

つぎに、定着部の安全度について少しく検討してみる。

鉄筋1本の場合で、b) の形式で破壊した供試体 A2, A3 および A4 の最大付着応力度はそれぞれ 94, 98 および 95 kg/cm^2 であり、コンクリート強度 $\sigma_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ に対応する許容付着応力度 $\tau_{0a} = 15 \text{ kg/cm}^2$ は、破壊に対して 6.3 の安全率を有していることになる。

つぎに、a) の破壊形式において、斜めひびわれ面が鉛直方向となす角を 60° と仮定し、図-3.2.31に示すように斜めひびわれ面の投影面積を定着せん断面積（仮称） S と定義して、形式 a) の破壊を生じた供試体 A7 ~ A10 および A13 について鉄筋1本当りの定着せん断面積 S' を求めると表-3.2.14 のようである。これより、定着長さが同一の場合、鉄筋本数の増加によって鉄筋1本当りの定着強度が減少するのは、鉄筋1本当りの定着せん断面積の減少によるものであることが明らかであり、逆に、斜めひびわれ面におけるコンクリートの斜め引張強度の指標たる $\alpha (= p/S')$ の値は、同一定着長においてはほぼ一定値となっていることがわかる。また、 α の値は鉄筋の定着長さが大きくなるにつれて減少する傾向があり（図-3.2.32）、この実験で対象とした $\ell = 5 \sim 20 \text{ cm}$ の範囲では α の値は $37 \sim 27 (\text{kg/cm}^2)$ の範囲にある。

多数の鉄筋が最小間隔で配置されている場合、形式 a) の破壊が生じるときの鉄筋1本当りの定着破壊強度は、次式で表わされる。

$$p = \alpha b \ell \dots\dots\dots (3.2.1)$$

学会基準による鉄筋の最小純間隔は鉄筋直径 d の 1.5 倍であり、したがって最小鉄筋中心間隔は $2.5 d$ であるので、 $b = 2.5 d$ とすれば、

$$p = 2.5 \alpha d \ell \dots\dots\dots (3.2.2)$$

設計荷重による引張力として $p = \sigma_{sa} \cdot (\pi d^2/4)$ を用いると、

$$\sigma_{sa} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 2.5 \alpha d \ell$$

ただし、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

したがって、a) の形式の破壊を起さないための最小定着長 ℓ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \ell &= \frac{\sigma_{sa} \cdot \pi d}{4 \times 2.5 \alpha} = \frac{\sigma_{sa}}{4 \left(\frac{2.5 \alpha}{\pi} \right)} \cdot d = \frac{\sigma_{sa}}{4 \beta} \cdot d \\ \text{ただし, } \beta &= 2.5 \alpha / \pi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

一方、学会基準による所要定着長さは、次式で与えられる。

$$\ell = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \cdot d \dots\dots\dots (3.2.4)$$

ここに、 τ_{oa} ：許容付着応力度

式 (3.2.4) と式 (3.2.3) との対比より、鉄筋とコンクリートとの付着の破壊を前提とした式 (3.2.4) における許容付着応力度 τ_{oa} に対応する a) の形式の破壊の場合の許容付着応力度は β/ν (ν は安全率) で表わされるものと考えることができる。いま、ここで ν の値は特定できないので、式 (3.2.3) により破壊に対する安全度をみるに、 α の値としてこの実験で鉄筋無数の場合を想定して得られた値として $\alpha = 27 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ を用いると、 $\beta = 21 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ となり、学会基準による許容付着応力度 $\tau_{oa} = 15 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ の場合) は、破壊荷重に対して 1.4 の安全率しか有していないことになる。

以上のことから、学会基準による定着長さは付着破壊に関しては十分安全な値であると考えられるが、狭い間隔で多数の鉄筋が配置されているような場合には、a) の形式の破壊に対して安全度は必ずしも十分とはいえないと思われる。

しかし、以上は無筋コンクリート中に鉄筋が定着されている場合についての検討であり、実際のフーチングでは設計荷重による曲げおよびせん断力を受持ったための水平および鉛直方向鉄筋が配置されることを考えると、これらの鉄筋が定着鉄筋の斜め引張破壊に対する耐力を高めるうえに寄与するものと考えられる。フーチングに補強鉄筋があるときの軸方向鉄筋の定着性状については、今後実験を行なって明らかにする必要があるが、玉置らの研究⁽¹⁷⁾でフーチング上側鉄筋が定着耐力の向上に有効なことが確かめられていることも勘案して、当面の設計においては、軸方向鉄筋は学会基準による定着長さ (ほぼ 30ϕ) で定着し、円錐形の斜め引張破壊に対する安全対策としてフーチングに十分な上側水平鉄筋と腹鉄筋とを配置しておくのが適当と考えられる。この目的での腹鉄筋の配置区間は、フーチング平面において軸方向鉄筋位置を中心にその定着長さの 2 倍程度を半径とする範囲を目安にすればよいと思われる (図-3.2.33 参照)。

(4) まとめ

R O 橋脚が地震時水平力を受けたときの、柱の軸方向鉄筋のフーチング中における定着部の性状について検討するため、鉄筋本数、定着長さなどの要因を変えた供試体の定着破壊実

験により、鉄筋の引抜き耐力および破壊モードについて調査した。この実験によって得られた結果は、つぎのとおりである。

1) 定着された鉄筋が降伏する以前に定着破壊する場合、定着長さを大きくするにしたがい定着破壊強度はほぼ直線的に増加する。定着長さを一定とした場合、鉄筋本数の増加にもなって鉄筋 1 本当りの定着強度はほぼ直線的に低下する。

2) 定着破壊には、基本的につぎの 2 つの形式がある。

a) 定着された鉄筋の最下端より鉄筋軸と 60° 前後の角をなす斜めひびわれが発生し、このひびわれ面内の円錐状のコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊

b) 定着された鉄筋のある点から上方に a) のような斜めひびわれが発生して、このひびわれ面内のコンクリートは鉄筋とともに、それ以下の定着部は鉄筋とコンクリートとの付着が破壊して鉄筋が抜け出す破壊

定着長さが小さい範囲では a) が支配的で、定着長さが大きくなるにつれて b) が支配的となり、また、鉄筋本数が少ないときは b) が支配的で、鉄筋本数の増加とともに b) から a) の形式に移行する傾向がある。

3) 鉄筋 1 本の、付着破壊を想定して求められている学会基準による定着長さは、付着破壊に対しては十分安全な値であると思われるが、多数の鉄筋が密接して定着されているような場合には、2) に述べた a) の形式の破壊に対しては必ずしも十分安全とはいえない。これに対しては、フーチングに上側鉄筋を配置するとともに、フーチング平面において軸方向鉄筋位置を中心に、定着長さの 2 倍程度を半径とする範囲を目安に、腹鉄筋を配置して補強しておくのが安全と思われる。

(3) シリーズ B の実験

(1) 使用材料

使用材料の品質は表一 3.2.15 に示すとおりで、軸方向鉄筋としては D10 横フシ型異型鉄筋 (SD35) を使用した。

(2) 供試体および載荷方法

供試体は、実際の橋脚-フーチング系に近いバランスを有するものとし、供試体内の応力性状もできるだけ実構造物にちかい状態にするため、図一 3.2.34 に示すように橋脚-フーチング系の一部を切り出したような形状とした。柱に水平力を加えるための反力柱も一体の構造とした。供試体は表一 3.2.16 に示す 10 体で、これらの構造概要は図一 3.2.25 に示すとおりである。

載荷は、図一 3.2.36 に示すように試験柱と反力柱とを 2 本の P O 鋼棒と 2 本の反力梁で結び、油圧ジャッキで反力梁を押すことにより試験柱に水平荷重を与える方法によった。この載荷方法によれば、フーチング上面には引張力が作用しないのでフーチング上側鉄筋を必

要とせず、この鉄筋による定着部の補強の影響のない状態での定着性状を調べることができる。

(3) 実験結果および考察

定着破壊強度は、表— 3.2.17 のようであった。ここで、定着破壊強度とは実験で得られた全最大荷重であり、鉄筋1本当たりの定着破壊強度とは、全定着破壊強度を鉄筋本数で除した値である。

破壊状況は、図— 3.2.37 に示すようであった。すなわち、鉄筋本数2本の供試体B1, B2, B3は、曲げモーメントにより柱とフーチングとの接合部にひびわれが発生し、そのひびわれが進行して鉄筋も抜け出して破壊した。鉄筋5本の供試体B4, B5, B6は、曲げモーメントによるひびわれが発生したのち鉄筋に沿った縦ひびわれが発生し、さらに鉄筋定着部最下端より斜めひびわれが発達して破壊した。鉄筋10本の供試体B7～B10は、柱とフーチングとの接合部にはひびわれが発生せず、鉄筋に沿った縦ひびわれと鉄筋最下端からのひびわれが発達して破壊したが、定着長さが25 cmの供試体B10では、斜めひびわれは鉄筋最下端からではなく、定着部の途中から生じている。鉄筋数5本および10のものは、定着された鉄筋が抜け出すというよりはむしろ柱とフーチングとの接合点隅角部の折損にちかい状況を呈した。

全定着破壊強度の小さい鉄筋2本の場合には、シリーズAの実験で見られた円錐状のコンクリートの抜け出しによる破壊が見られた（図— 3.2.37）のに対し、鉄筋5本以上の場合にこの形式の破壊が生じなかったのは、結果として鉄筋群の全定着力に対してフーチングの寸法および耐力が小さかったことによるものと思われる、この点で本実験で観察された多数鉄筋の場合の破壊状況から直ちに実橋脚の破壊過程を推測するには難があると思われる。

定着部の破壊性状については、柱とフーチングとの寸法比（剛性比）、配筋状態など、さらに実構造物にちかい状態の大型供試体によって実験的に確かめることが必要である。

軸方向鉄筋の荷重—ひずみ関係は、図— 3.2.38 のようであった。表— 3.2.16より、定着長さと鉄筋1本当たりの定着破壊強度との関係を示すと、図— 3.2.39 のようである。同図にみるように、定着長さの増加に伴い破壊強度は増大しているが、鉄筋数が少ない（2本）場合には、定着長さ15 cm（15 ϕ ）程度以上になると鉄筋応力度は降伏点まで達することが図— 3.2.38 のひずみ値からわかる。鉄筋5本程度では、定着長さを大きくすると鉄筋最下端からのひびわれによる破壊ではなく、鉄筋に沿った縦ひびわれ、それにつづく定着部途中からの斜めひびわれによって破壊するか、あるいは鉄筋が降伏するかのいずれかになると考えられる。鉄筋10本の場合は、定着長さの増加による破壊強度の増加の割合は小さい。これは、鉄筋が高応力状態になる前にコンクリートが破壊するためと思われる、このことは図— 3.2.38 のひずみ値によっても裏付けられる。

表-3.2.16より、鉄筋本数と鉄筋1本当りの定着破壊強度との関係を示すと、図-3.2.40のようである。これより、鉄筋本数の増加に伴って鉄筋1本当りの定着強度は低下すること、また、定着長さが大きいほどその低下率が大きくなる傾向があること、がわかる。

以上のような、定着長さや定着強度、鉄筋本数と定着強度との関係は、シリーズAの実験で得られた傾向とはほぼ一致しており、概括的にみて、シリーズAの実験による結論ならびに設計への反映についての考察は、柱が曲げを受けて軸方向鉄筋に引張力が作用する場合にも当てはまるものといえよう。

(4) まとめ

軸方向鉄筋本数および定着長さを変えた柱-フーチング一体型の供試体により、軸方向鉄筋が柱の曲げによる大きな引張力を受けた場合の定着破壊強度および破壊性状について調査した。この実験によって得られた結果は、つぎのとおりである。

- 1) 軸方向鉄筋の定着長さや定着破壊強度との関係、および定着長さ一定の場合の鉄筋本数と定着破壊強度との関係は、シリーズAの実験で得られた傾向とはほぼ一致している。すなわち、設計においては、群鉄筋の鉄筋相互の作用による定着効率の低下の影響を念頭におくことが必要である。
- 2) 本実験では、鉄筋数を多くした供試体ではフーチング部の耐力不足のため柱とフーチングとの接合部の折損にちかい破壊を生じて、シリーズAの実験で見られたような円錐状のコンクリート抜け出しによる破壊はみられなかった。しかし、全定着強度の小さい少数鉄筋の供試体ではこの形式の破壊が生じており、また、多数鉄筋の供試体においてもひびわれ生成過程ではこの形式の破壊の兆候を示していることから、設計においてはこの形式の破壊をも念頭においた配筋等の配慮をしておくことが安全と思われる。

なお、定着部の破壊性状については、柱とフーチングとの寸法比、配筋状態など、さらに実構造物にちかい状態とした場合について実験的に検討を行い、それにもとづいてさらに合理的な構造細目を見出すことが必要と思われる。

(4) 総括

軸方向鉄筋が密に配置されている場合、その定着長さ、鉄筋本数等が鉄筋の定着耐力、破壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的として、鉄筋引抜き方法による実験（シリーズA）および柱に曲げを与えて鉄筋に引抜き力を与える実験（シリーズB）を行った。これらの実験により、つぎのような結果を得た。

- 1) 定着された鉄筋が降伏する以前に定着破壊する場合、定着長さを大きくするにしたがい定着破壊強度はほぼ直線的に増加し、また、定着長さが同じであれば、鉄筋本数が多いほど鉄筋1本当りの定着破壊強度はほぼ直線的に低下する。この傾向は、鉄筋の直接引抜きによる場合も、柱の曲げによって引抜き力を与えた場合も、ほぼ同様であった。

2) 定着破壊には、基本的につぎの2つの形式がある。

- a) 鉄筋定着端より鉄筋軸と 60° 前後の角をなす斜めひびわれが発生し、このひびわれ面内の円錐状のコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊
- b) 定着部のある点から上方は a) の形式で、それ以下は鉄筋とコンクリートとの付着の破壊により鉄筋が抜け出す破壊。

定着長さが短いときは a)、定着長さが大きくなるほど b) の破壊が起りやすく、また、鉄筋本数が少ないときは b)、鉄筋本数が多くなると a) の形式に移行する傾向がある。

3) 学会基準による定着長さは、鉄筋とコンクリートとの付着の破壊に対しては十分安全と考えられるが、鉄筋多数が密に配置されているような場合、円錐状の斜めひびわれによる破壊に対しては必ずしも十分安全とはいえない。これに対しては、既往の研究成果⁽¹¹⁷⁾をも考慮に入れると、フーチングに上側鉄筋を配置するとともに、軸方向鉄筋位置から水平距離で少なくとも定着長さの2倍程度の範囲には十分な腹鉄筋を配置して補強しておくのが安全と思われる。

4) 定着部の耐力および破壊性状については、さらに実構造物に近い条件で実験的に確かめることが必要と思われる。

3.3 設計への反映についての提案

鉄筋の重ね継手に関する実験(3.2.2 および 3.2.3) および鉄筋の定着に関する実験(3.2.4)の成果について、設計に反映させるべき事項をまとめると、つぎのようである。

(1) 鉄筋の重ね継手に関して

1) 重ね継手が高応力繰返しを受ける場合の耐力・靱性を確保するうえで、横方向鉄筋による補強は不可欠である。

2) 継手長さを土木学会の基準にしたがい 30ϕ (ϕ : 鉄筋直径) とし、横方向補強鉄筋量を軸方向鉄筋1本の30%程度とすれば、鉄筋間隔が十分大きい場合には実降伏点相当の高応力の繰返しに対し十分な耐力と靱性を有するが、多数の重ね継手がたがいに密接して配置されるときは、並列する鉄筋(継手)の数が増すほど耐力は低下し、靱性も低下する。

3) 継手部の縦ひびわれは継手端部に発生し、継手中央部に向かって発達するため、継手部の補強を強力にすればひびわれの発生が抑制され、継手部の靱性は向上する。したがって、横方向補強鉄筋はできるだけ継手区間の端部付近を重点に配置するのが効果的である。

(2) 鉄筋の定着に関して

1) 定着された鉄筋が降伏する以前に定着破壊する場合、定着長さにはほぼ比例して定着強度は大

きくなり、定着長さが一定のときは並列する鉄筋の数にほぼ逆比例して定着強度は低下する。

2) 定着破壊には、基本的につぎの2つの形式がある。

① 鉄筋定着端から鉄筋軸と 60° 前後の角をなす斜めひびわれが発生し、このひびわれ面内の円錐状のコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊。

② 定着部のある深さから上方は①の形式で、それ以下は鉄筋とコンクリートとの付着の破壊により鉄筋が抜け出す破壊

定着長さが短いときは①、定着長さが大きくなるほど②の破壊が起りやすく、また、鉄筋本数が少ないときは②、鉄筋本数が多くなると①の形式に移行する傾向がある。

3) 土木学会の基準による定着長さは、鉄筋とコンクリートとの付着破壊に対しては十分安全と考えられるが、鉄筋多数が密に配置されているような場合、円錐状の斜めひびわれによる破壊に対しては必ずしも十分安全とはいえない。したがって、このような破壊に対する適切な補強を考慮しておくのが安全である。

3.2.4(2)に述べた実験により、斜めひびわれは鉄筋軸に対してほぼ 60° の方向に生じることが確かめられたことから、補強を行う範囲としては、フーチング上面における橋脚躯体断面の外縁から 2ℓ (ℓ : 定着長さ) 程度の範囲を考えるのが妥当と思われる。

以上の事項を、4「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案」に取入れるための具体的な方法を、つぎのように提案する。

(1) 重ね継手の横方向鉄筋による補強

軸方向鉄筋の重ね継手部には、軸方向鉄筋1本の断面積の $1/3$ 以上の断面積に相当する量の横方向鉄筋を配置して補強する(4.2.4-(1)-(2)-2)。

横方向鉄筋は、重ね継手区間の端部に重点的に配置するようにすれば、一層効果的である(4.2.4-(1)-(2)-2) 解説)。

(2) 鉄筋の相互干渉の影響による重ね継手の耐力・靱性の低下に対する配慮

重ね継手が狭い間隔で並列して設けられるときは、相互干渉の影響により耐力・靱性が低下する傾向があるので、橋脚の一断面に継手が集中するような場合は、継手長さを土木学会の基準値よりも大きくするか、または横方向鉄筋をふやすかして、十分な耐力と靱性を確保することが必要である(4.2.4-(1)-(2)-2) 解説)。

(3) 定着破壊を防止するための補強

フーチング上側鉄筋のほかに、橋脚躯体断面のフーチング上面における外縁線から少なくとも 2ℓ (ℓ : 定着長さ) 以内の範囲には、橋脚の全軸方向鉄筋の全強に相当するせん断力を受持つのに必要な腹鉄筋を配置するのがよい(4.2.4-(1)-(1)-2)。

表-3.2.1 供試体〔シリーズ(I-1)〕

No.	供試体 記号 ¹⁾	コンクリート 強度 ²⁾ (kg/cm ²)	継手 長さ ³⁾	継手部の補強方法	備 考
1	A-S	180	—	(継手なし)	基準供試体
2	A-1-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80mm	
3	A-1-15	"	15φ	"	
4	A-1-36	"	36φ	"	
5	B-S	270	—	(継手なし)	基準供試体
6	B-1-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80mm	
7	B-1-15	"	15φ	"	
8	B-1-30	"	30φ	"	
9	B-2-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 40mm	フック長さ: 5φ
10	B-2-15	"	15φ	"	
11	B-H-15	"	15φ	主鉄筋フック付き, 横方向鉄筋: D6, ctc 80mm	
12	B-O-30	"	30φ	補強なし	
13	C-S	400	—	(継手なし)	基準供試体
14	C-1-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80mm	
15	C-1-15	"	15φ	"	
16	C-1-25	"	25φ	"	

注 1) A, B, Cはコンクリート強度別を, 第2番目の記号 S, 1, 2, H, O はそれぞれ基準(継手なし), 横方向鉄筋標準量(ctc 80mm), 同2倍量(ctc 40mm), フック付, 補強なしを, 最終の数値 5, 15 等は継手長さ(×φ)を表わす。

2) 目標とした強度

3) φは主鉄筋の直径

表-3.2.3 供試体〔シリーズ(I-2)〕

No.	供試体 記号 ¹⁾	コンクリート 強度 ²⁾ (kg/cm ²)	継手 長さ ³⁾	継手部の補強方法	備 考
17	M-S	270	—	(継手なし)	継手: 曲げ区間, 載荷: 一方向
18	M-1-30	"	30φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80mm	"
19	M-H-15	"	15φ	"	"
20	RM-1-30	"	30φ	"	継手: 曲げ区間, 載荷: 交番
21	S-S	"	—	(継手なし)	継手: セン断区間, 載荷: 一方向
22	S-1-30	"	30φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80mm	"
23	RS-1-30	"	30φ	"	継手: セン断区間, 載荷: 交番

注 1) M: 一方向曲げ, RM: 交番曲げ, S: 一方向せん断, RS 交番せん断

2) 目標とした強度

3) φは主鉄筋の直径

表-3.2.2 使用材料の品質

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg / cm ²)	引張強さ (kg / cm ²)	伸 び (%)	備 考					
	D 16	SD 35	4100	6000	29	引張側鉄筋 1)					
	D 10	SD 35	4000	6000	29	圧縮側鉄筋					
	D 6	SD 35	3870	6000	24	横方向鉄筋					
コンクリート	使用材料	セメント：早強ポルトランドセメント， 混和剤：ポゾリスNo 5 L 粗骨材：砕石（最大寸法：20mm）， 細骨材：川砂									
	配 合	種別	目 標 強 度 (kg/cm ²)	スラン プの 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg / m ³)			
								W	C	S	G
		A	180	8±2.5	3±1	75	53	150	200	1045	942
		B	270	8±2.5	3±1	74	52	170	229	986	924
		C	400	8±2.5	3±1	47	49	170	364	820	978
	強度および ヤング係数	種別	圧縮強度	引張強度		ヤング係数 E _c (kg/cm ²)		備 考			
			$\sigma_{c(28)}$ (kg/cm ²)	$\sigma_{t(28)}$ (kg/cm ²)	$\sigma_c = \frac{\sigma_{ck}}{3}$ における	$\epsilon = 10^{-3}$ における					
		A	229	20.7	0.187×10^6	0.149×10^6	$\sigma_{c(180)} = 274 \text{ kg/cm}^2$				
		B	253	28.6	0.190×10^6	0.163×10^6					
C		403	42.3	0.272×10^6	0.252×10^6						

注 1) シリーズ (I-2) では，圧縮側鉄筋にも使用。

表-3.2.4 供試体〔シリーズ(Ⅱ-1)〕

供試体 番 号	軸 方 向 鉄 筋			横 方 向 鉄 筋				
	呼び名	本 数 ^{注)}	継 手 長 さ	呼び名	本 数	断面積 (cm ²)	間 隔 (mm)	軸方向鉄筋量(1本当 り)に対する割合(%)
A 1	D 22	2	30φ(660mm)	φ 6	4	1.12	200	30
A 2	"	"	"	D 10	4	2.85	200	74
A 3	"	"	"	D 13	2	2.53	600	65
A 4	"	"	20φ(440mm)	φ 6	3	0.85	200	23
A 5	"	"	"	D 10	3	2.14	200	56
A 6	"	"	"	D 10	2	1.42	400	37

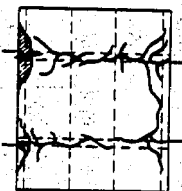
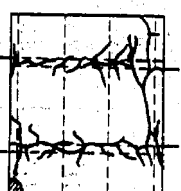
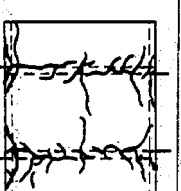
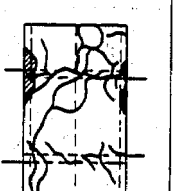
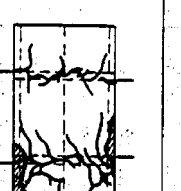
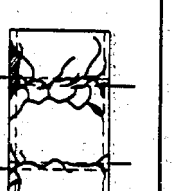
注) 偏心曲げを打消すために2本並列しているが, 十分な間隔をおいているのでそれぞれ独立した状態にあるとみなせる。

表-3.2.5 使用材料の品質〔シリーズ(Ⅱ-1)〕

鉄筋	呼び名	材 質	降 伏 点 (kg / cm ²)	引張強さ (kg / cm ²)	伸 び (%)	備 考				
	D 22	SD 30	3849	5881	25	3本の平均値 鉄筋は、横ブシ異形鉄筋				
コンクリート	使用材料	セメント：早強ポルトランドセメント，混和剤：ポゾリスNo.5 L 粗骨材：碎石（最大寸法：20 mm）。細骨材：川砂								
	配 合	設計基準 強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	スランプ の 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)			
							W	C	S	G
		210	5±1	3±1	70	55	154	220	1085	913
	強 度	供試体番号	A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6	平 均	
圧縮強度注) (kg/cm ²)		197	182	180	181	191	189	187		

注) それぞれφ10×20cm 現場養生供試体3本の平均値。材令は, それぞれのブロック供試体実験日とした。

表-3.2.6 破壊直前における諸元および破壊状況〔シリーズ(Ⅱ-1)〕

供試体	A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6
軸 方 向 鉄 筋	D 22	D 22	D 22	D 22	D 22	D 22
継 手 長 さ (mm)	660 (30φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	440 (20φ)	440 (20φ)	440 (20φ)
横 方 向 鉄 筋	4-φ6	4-D 10	2-D 13	3-φ6	3-D 10	2-D 10
軸方向鉄筋量 (1本当り) に対する横方向鉄筋の割合 (%)	30	74	65	22	55	37
鉄筋1本当りの最大荷重, P(t)	18.0	19.6	19.5	13.6	14.9	14.8
最大計算鉄筋応力度 $\sigma_{s\text{cal}}$ (kg/cm ²)	4650	5060	5040	3500	3850	3820
鉄筋の最大相対変位量 δ (mm)	14	14	20以上	1.5	3	-
最大付着応力度, τ_o (kg/cm ²)	39.0	42.4	42.2	44.0	48.4	48.0
破 壊 状 況						
摘 要	変位制御による12回目の荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による13回目の荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	鉄筋の相対変位が20mmになっても鉄筋は抜け出さず、変位制御による荷重6回で試験打ち切り	処女荷重 27.8t 荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による1回目の荷重後、しばらくして急激に鉄筋が抜け出して破壊	処女荷重 29.8t を荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊

注) $\tau_o = \frac{\sigma_{s\text{cal}} \cdot A_s}{U \cdot \ell}$, ただし $\sigma_{s\text{cal}}$: 最大計算鉄筋応力度, A_s : 鉄筋の断面積, U : 鉄筋の周長, ℓ : 継手長さ

表-3.2.7 供試体〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

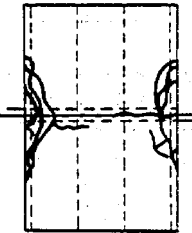
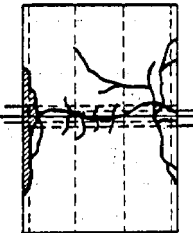
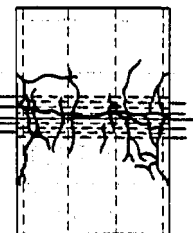
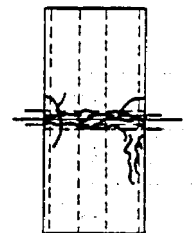
供試体 番 号	軸 方 向 鉄 筋			横 方 向 鉄 筋				
	呼び名	本 数	継 手 長 さ	呼び名	本 数	断面積 (cm^2)	間 隔 (mm)	軸方向鉄筋量(1本当 り)に対する割合(%)
B 1	D 22	1	30 ϕ (660 mm)	ϕ 6	4	1.12	200	30
B 2	"	2	"	"	"	"	"	"
B 3	"	4	"	"	"	"	"	"
B 4	"	8	"	"	"	"	"	"
B 5	"	2	20 ϕ (440 mm)	"	"	"	130	"
B 6	"	8	"	"	"	"	"	"
B 7	"	2	30 ϕ (660 mm)	D 10	"	2.85	200	74
B 8	"	8	"	"	"	"	"	"
B 9	D 32	2	30 ϕ (960 mm)	ϕ 9	"	2.56	300	32
B 10	D 51	2	30 ϕ (1530 mm)	ϕ 13	"	5.07	490	25

表-3.2.8 使用材料の品質〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)		引 張 強 さ (kg/cm ²)		備 考							
	D 22	SD 35	4261		6435		(注) 試験機の容量の関係で測定せず。 鉄筋はいずれも横フシ型異形鉄筋。							
	D 32	SD 35	4550		(注)									
	D 51	SD 35	(注)		(注)									
コンクリート	使用材料	セメント：早強ポルトランドセメント，混和剤：ポゾリスNo.5 L 粗骨材：砕石（最大寸法：20mm），細骨材：川砂												
	配 合	設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	スランプ (実測) (cm)		W/C (%)		s/a (%)		単 位 量 (kg/m ³)					
		210	8 ~ 12		70		55		154	220	1085	913		
	強 度	供試体番号	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	B 7	B 8	B 9	B10	平均	
圧縮強度 ¹⁾ (kg/cm ²)		210	222	275	240	230	264	240	241	230	264	242		

1) それぞれ $\phi 10 \times 20\text{cm}$ 現場養生供試体3本の平均値。材令はそれぞれのブロック供試体の実験日とした。

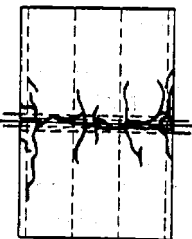
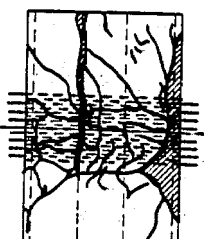
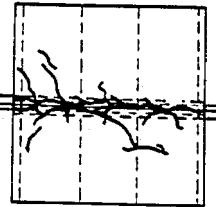
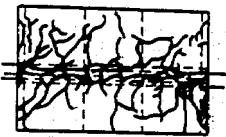
表-3.2.9 破壊直前における諸元および破壊状況〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

供試体	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5
軸 方 向 鉄 筋	D 22 (1本)	D 22 (2本)	D 22 (4本)	D 22 (8本)	D 22 (2本)
継 手 長 さ (mm)	660 (30φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	440 (20φ)
横 方 向 鉄 筋 ¹⁾	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)
鉄筋 1 本当りの最大荷重, P(t)	18.4	15.3	15.0	8.75	9.0
最大計算鉄筋応力度, σ_{scal} (kg/cm ²)	4753	3952	3875	2260	2325
鉄筋の最大相対変位置, δ (mm)	20以上	7.7	5.8	(測定不能)	3.1
最大付着応力度 ²⁾ , τ_o (kg/cm ²)	39.8	33.1	32.5	18.9	29.2
破 壊 状 況					
摘 要	鉄筋の相対変位が20mmになっても鉄筋は抜け出さず	変位制御による7回目の荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による4回目の荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	処女荷重70t(8.75t/本)荷重終了後、急激に鉄筋が抜け出して破壊	処女荷重18t(9t/本)荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊

1) 「」は、軸方向鉄筋量(1本当り)に対する割合(%)

2) $\tau_o = \frac{\sigma_{scal} \cdot A_s}{U \cdot \ell}$, ただし σ_{scal} : 最大計算鉄筋応力度, A_s : 鉄筋断面積, U : 鉄筋の周長, ℓ : 継手長さ

(表-3.2.9 つづき)

供試体	B 6	B 7	B 8	B 9	B 10
軸 方 向 鉄 筋	D 22 (8本)	D 22 (2本)	D 22 (8本)	D 32 (2本)	D 51 (2本)
継 手 長 さ (mm)	440 (20φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	960 (30φ)	1560 (30φ)
横 方 向 鉄 筋 注)	4-φ6 (30)	4-D10 (74)	4-D10 (74)	4-φ9 (32)	4-D13 (25)
鉄筋1本当りの最大荷重, P(t)	7.5	15.5	11.8	28.0	81.5
最大計算鉄筋応力度, σ_{scal} (kg/cm ²)	1937	4004	3048	3526	4021
鉄筋の最大相対変位量, δ (mm)	0.4	5.7	(測定不能)	2.2	13
最大付着応力度, τ_0 (kg/cm ²)	24.3	33.5	25.5	29.2	33.3
破 壊 状 況					
摘 要	処女荷重60t(7.5t/本) 荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による5回目の荷重で、相対変位2mmに達する直前に急激に鉄筋が抜け出して破壊	荷重制御94.4tの荷重2回終了後、急激に鉄筋が抜け出して破壊 鉄筋抜け出し量: 82mm	荷重制御47tの10回繰返し終了後変位制御による荷重で荷重56tに達したとき、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による10回の繰返しでは破壊せず、さらに荷重を163tまで上げたとき、急激に鉄筋が抜け出して破壊

注) ()内は、軸方向鉄筋量(1本当り)に対する割合(%)

表-3.2.10 外部鉄筋応力に対する継手中央部鉄筋応力の割合〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

供試体 番 号	軸方向鉄 筋 本 数	継手長さ	横方向鉄 筋 (％) 量	外部鉄筋応力に対する継手中央部鉄筋応力の割合(％)
B 1	1	30 φ	3 0	17 (3500 kg/cm ² 繰返し, 10 回終了時)
B 2	2	30 φ	3 0	31 (" ")
B 3	4	30 φ	3 0	43 (" ")
B 4	8	30 φ	3 0	63 (破壊直前)
B 5	2	20 φ	3 0	52 (")
B 6	8	20 φ	3 0	49 (")
B 7	2	30 φ	7 4	27 (3500 kg/cm ² 繰返し, 10 回終了時)
B 8	8	30 φ	7 4	43 (破壊直前)
B 9	2	30 φ	3 2	37 (3500 kg/cm ² 繰返し, 10 回終了時)
B 10	2	30 φ	2 5	44 (" ")

表-3.2.11 使用材料 (シリーズA)

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	備 考				
	D 16	SD 35	3800	5800	22	横フシ型異形鉄筋				
コンクリート	使用材料	セメント：普通ポルトランドセメント 骨 材：河川産砂利（最大寸法 20mm）および砂								
	配 合	目 標 強 度 (kg/cm ²)	スラン プの 範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)			
							W	C	S	G
		200	7±2	2±1	65	38	185	285	674	1109
	圧縮強度	標準養生：194～224 kg/cm ² ， 現場養生：190～217 kg/cm ²								

表-3.2.12 供試体 (シリーズA)

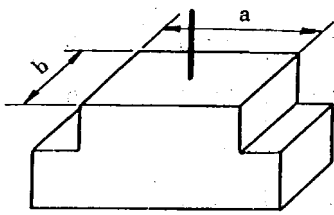
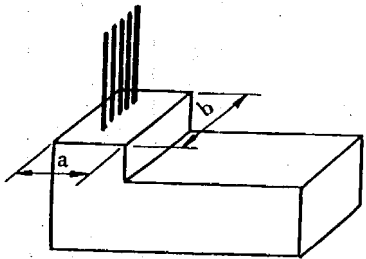
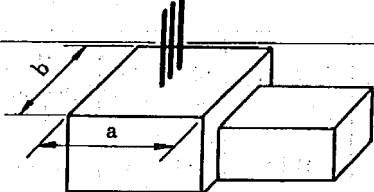
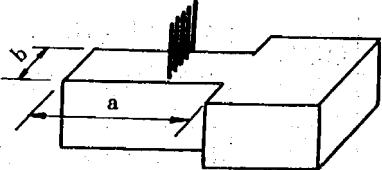
番号	鉄筋本数 (本)	定着長さ (cm)	a(cm)×b(cm)	供 試 体 概 形
A 1	1	5	50×50	
A 2	1	7	50×50	
A 3	1	10	50×50	
A 4	1	13	50×50	
A 5	1	15	50×50	
A 6	1	10	40×60	
A 7	2	10	40×60	
A 8	3	10	40×60	
A 9	4	10	40×60	
A 10	5	10	40×60	
A 11	3	10	80×100	
A 12	3	15	120×140	
A 13	無 数	10	80×24	
A 14	無 数	15	120×24	
A 15	無 数	20	160×24	

表-3.2.13 定着破壊強度

供試体	コンクリート圧縮強度, σ_c (kg/cm ²)		鉄筋本数 n (本)	定着長さ ℓ (cm)	全定着破壊強度 P (t)	鉄筋1本当りの定着破壊 強度, p (t/本)
	標準養生	現場養生				
A 1	224	217	1	5	1.6	1.6
A 2	202	193	1	7	3.3	3.3
A 3	224	217	1	10	4.9	4.9
A 4	198	184	1	13	6.2	6.2
A 5	202	193	1	15	鉄筋降伏	—
A 6	198	184	1	10	4.9	4.9
A 7	205	190	2	10	7.0	3.5
A 8	218	190	3	10	9.0	3.0
A 9	218	190	4	10	10.4	2.6
A 10	203	192	5	10	12.0	2.4
A 11	202	198	3	10	9.3	3.1
A 12	202	198	3	15	18.3	6.1
A 13	202	198	無 数	10	8.0	1.6
A 14	202	198	無 数	15	10.0	2.0
A 15	202	198	無 数	20	12.5	2.5

表-3.2.14 α の 値

供 試 体	A 1	A 7	A 8	A 9	A 10	A 13	A 14	A 15
定 着 長 さ, ℓ (cm)	5	10					15	20
鉄 筋 本 数, n (本)	1	2	3	4	5	5 (無数想定)	5 (無数想定)	5 (無数想定)
定着せん断面積, S (cm ²)	43	218	263	308	353	240	360	480
鉄筋1本当りの定着せん断面積, $S/n = S'$ (cm ² /本)	43	109	88	77	71	48	72	96
鉄筋1本当りの定着破壊強度, p (kg/本)	1600	3500	3000	2600	2400	1600	2000	2500
$p/S' = \alpha$ (kg/cm ²)	37	32	34	34	34	33	28	27

表-3.2.15 使用材料 (シリーズB)

鉄筋	呼び名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	備 考				
	D 10	SD 35	4121	5867	22	横フシ型異形鉄筋				
コンクリート	使用材料	セメント：早強ポルトランドセメント，混和剤：ポゾリスNo.5 L 骨 材：砕石（最大寸法：10mm）および川砂								
	配 合	目 標 強 度 (kg/cm ²)	スラン プの範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)			
							W	C	S	G
		210	15±2	4±1	60	48	200	333	807	921
	圧縮強度	236～247，平均 242 kg/cm ² (φ10×20 cm 現場養生供試体 3 個)								

表-3.2.16 供試体 (シリーズB)

番 号	軸方向鉄筋 本数, n(本)	鉄筋中心間 隔 (cm)	定 着 長 さ ℓ (cm)
B 1	2	2.5	5
B 2	2	2.5	10
B 3	2	2.5	15
B 4	5	2.5	10
B 5	5	2.5	15
B 6	5	2.5	20
B 7	10	2.5	10
B 8	10	2.5	15
B 9	10	2.5	20
B10	10	2.5	25

表-3.2.17 定着破壊強度

番 号	全定着破壊強 度, P (t)	鉄筋1本当りの定着 破壊強度, p (t/本)
B 1	1.7	0.85
B 2	2.2	1.10
B 3	2.8	1.40
B 4	3.4	1.68
B 5	5.2	1.04
B 6	6.4	1.28
B 7	4.0	0.40
B 8	5.5	0.55
B 9	7.0	0.70
B10	7.5	0.75

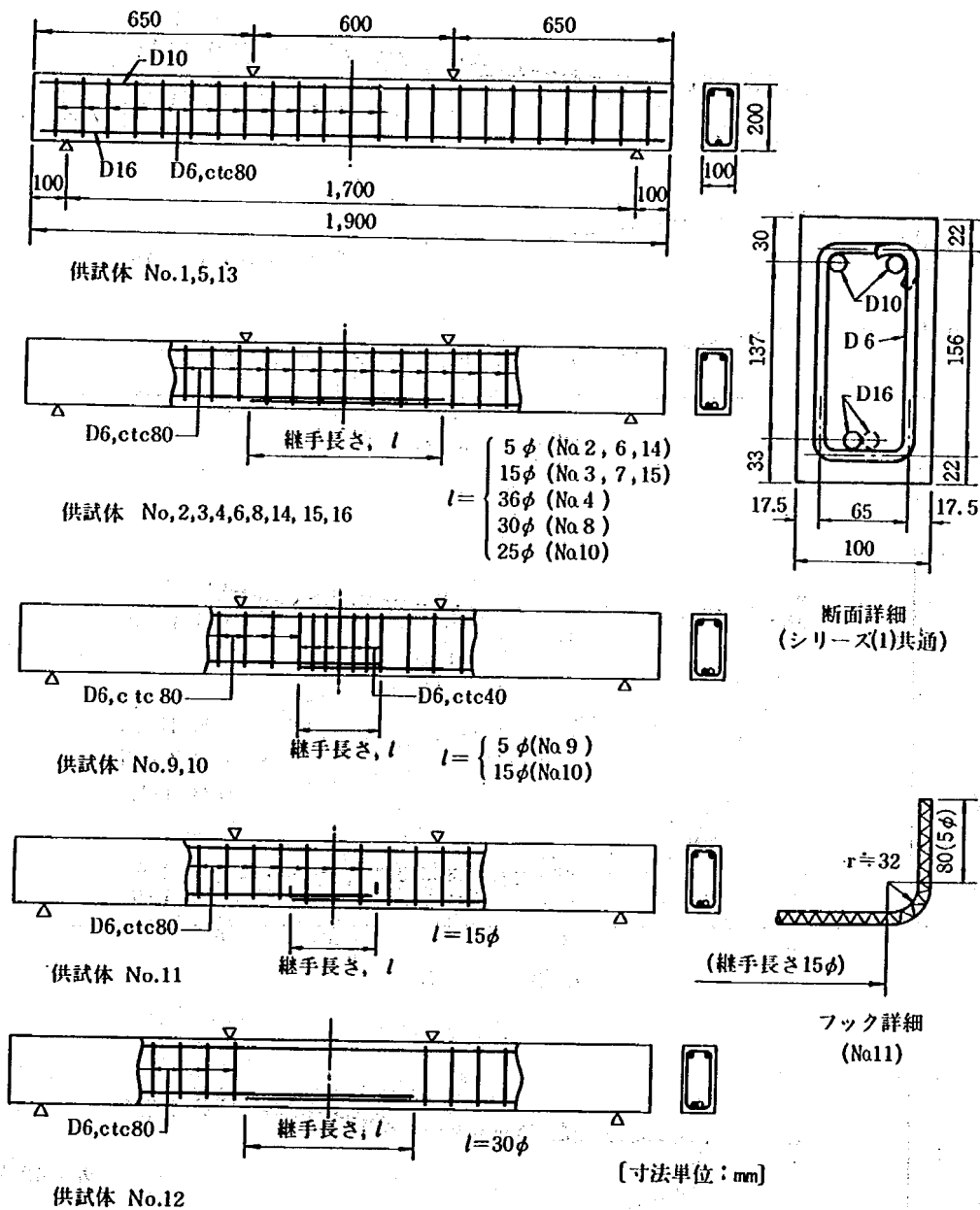


図-3.2.1 供試体の構造概要〔シリーズ(1)〕

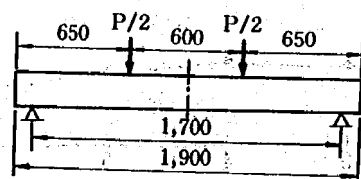


図-3.2.2 載荷方法〔シリーズ(1-1)〕

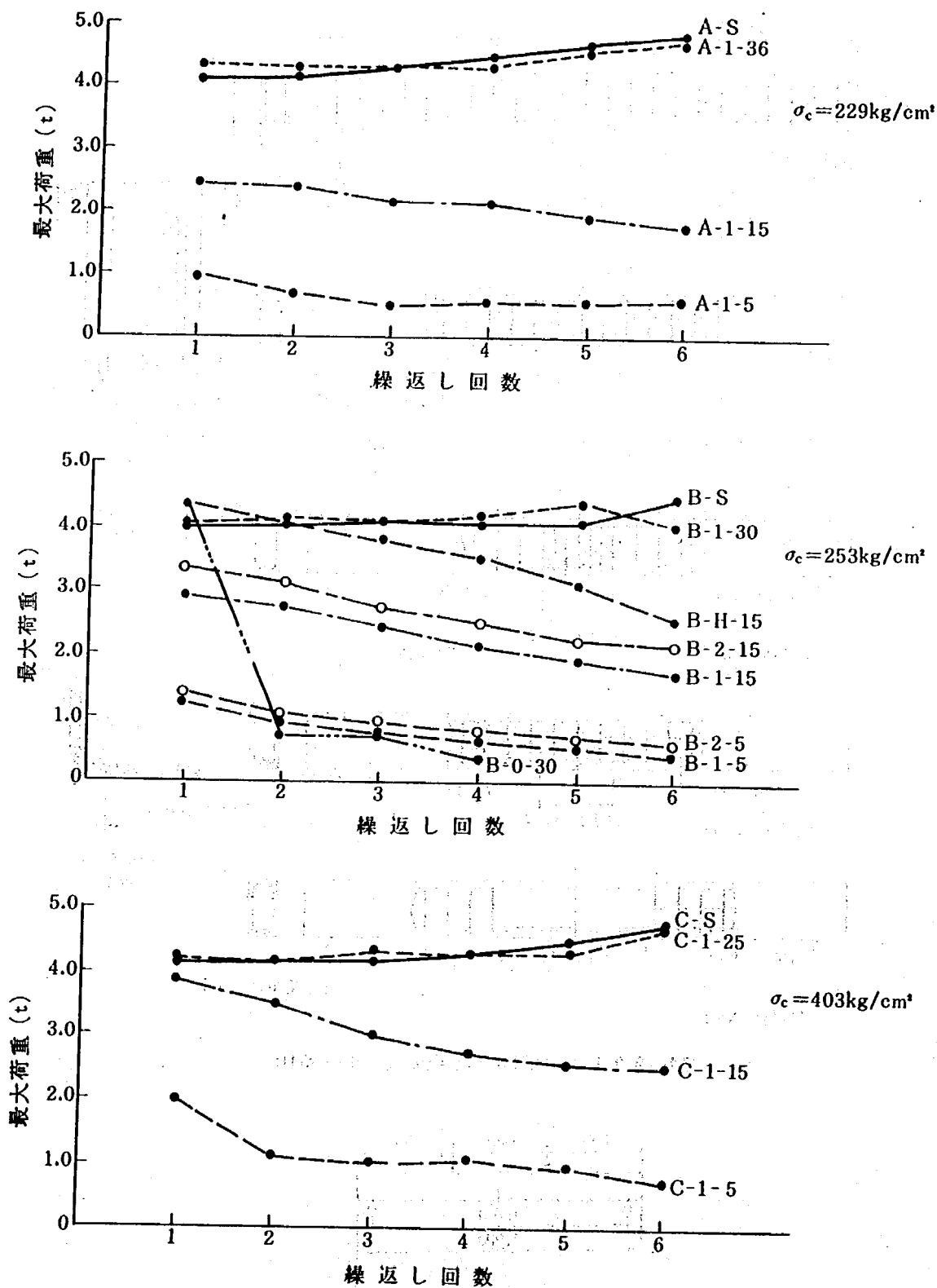


図-3.2.3 載荷の繰返しによる最大荷重の変化

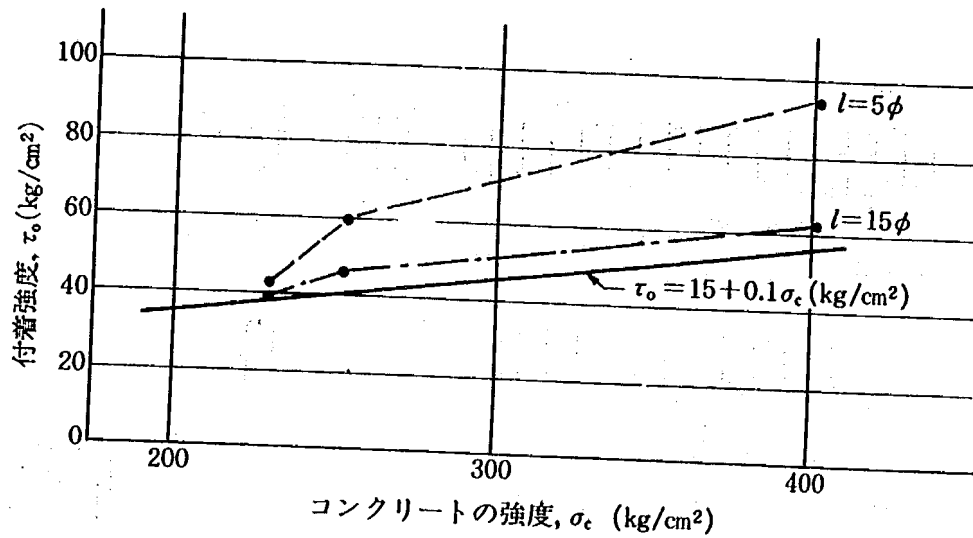


図-3.2.4 コンクリート強度と付着強度との関係

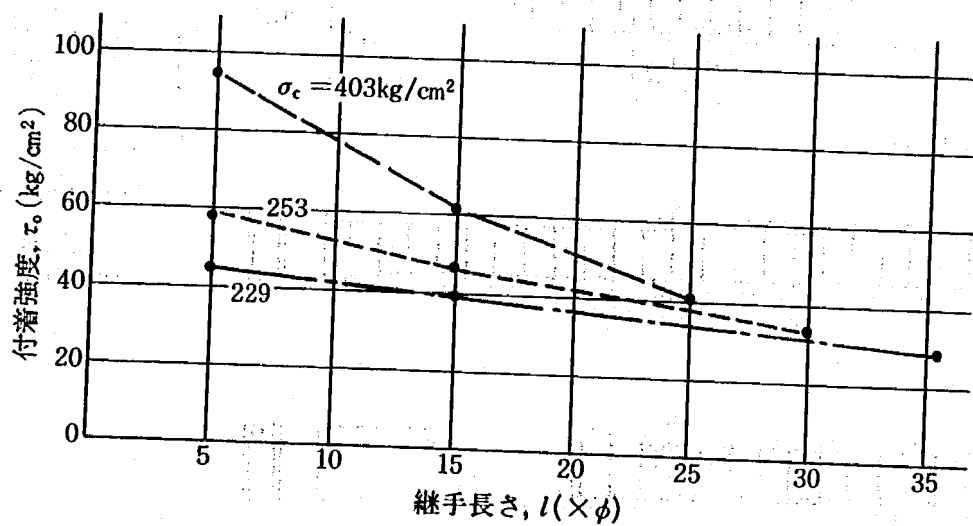


図-3.2.5 継手長さと付着強度との関係

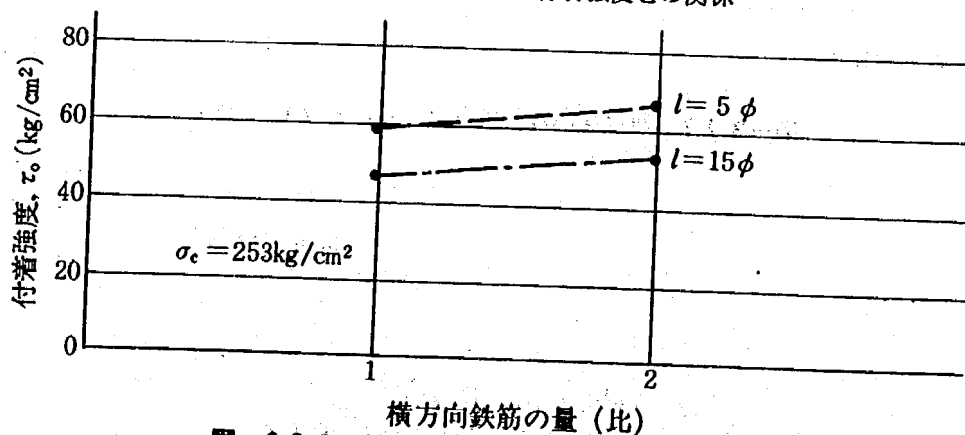


図-3.2.6 横方向鉄筋量と付着強度との関係

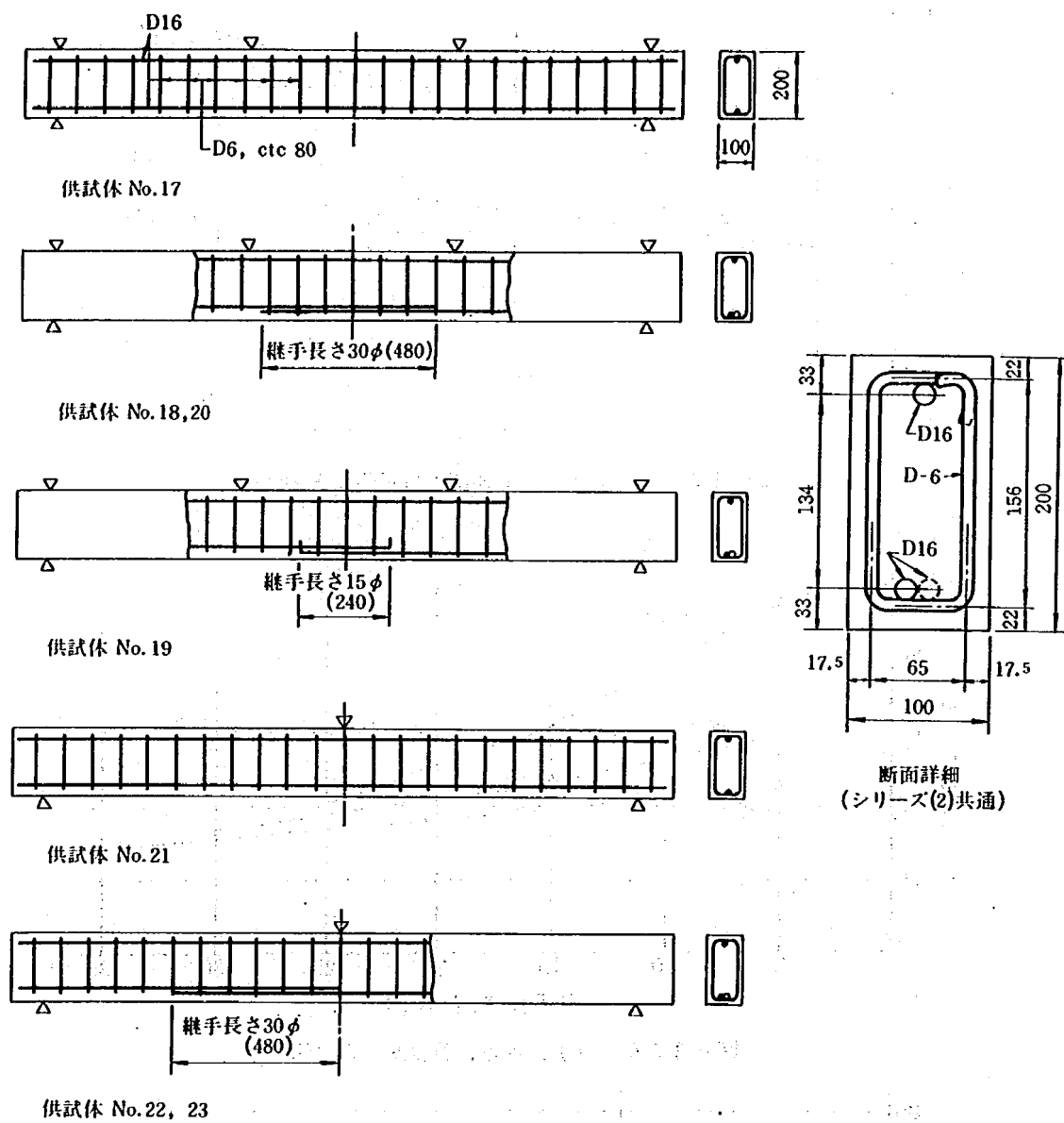
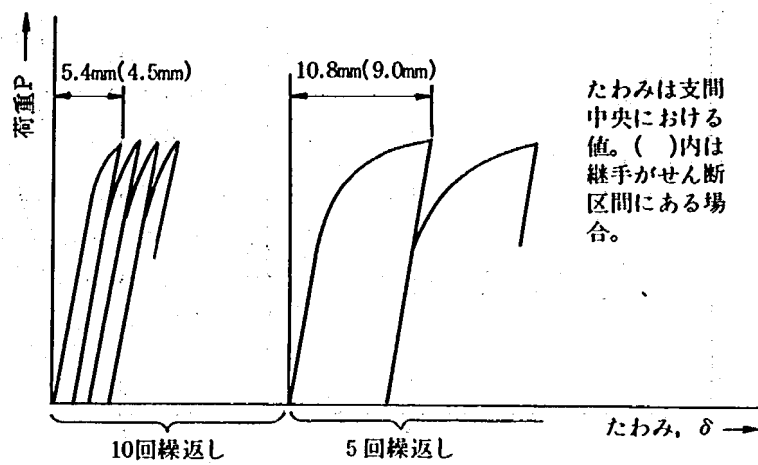
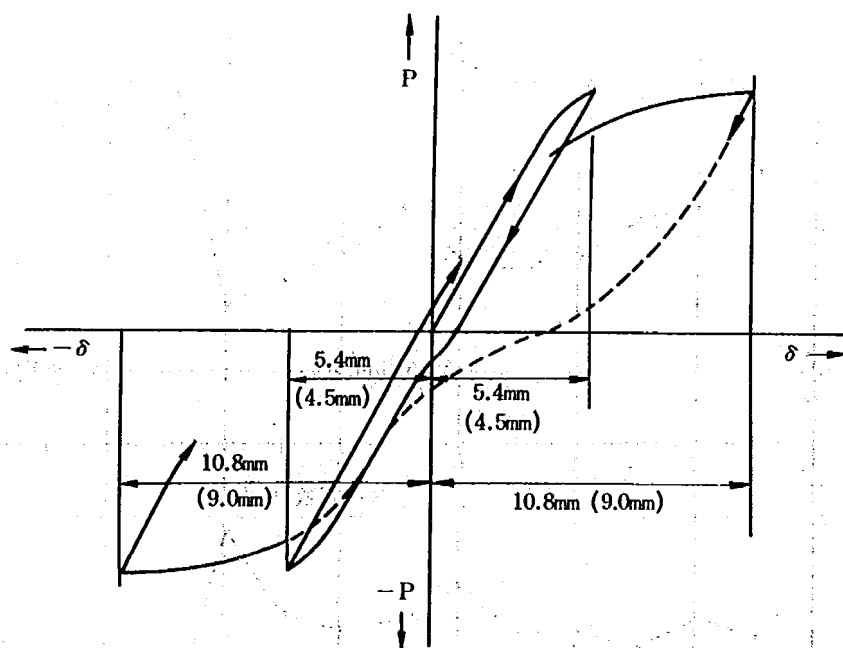


図-3.2.7 供試体の構造概要 (シリーズ (I-2))

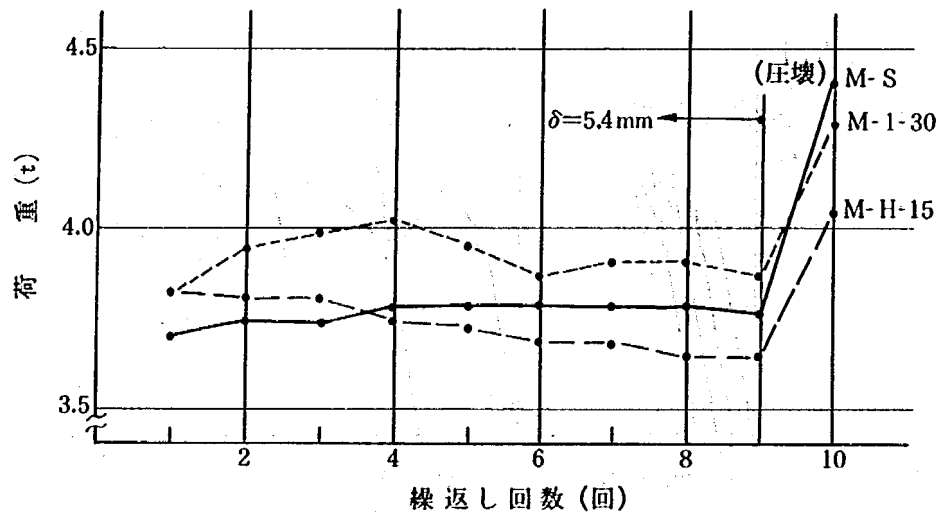


(a) 一方向繰返し

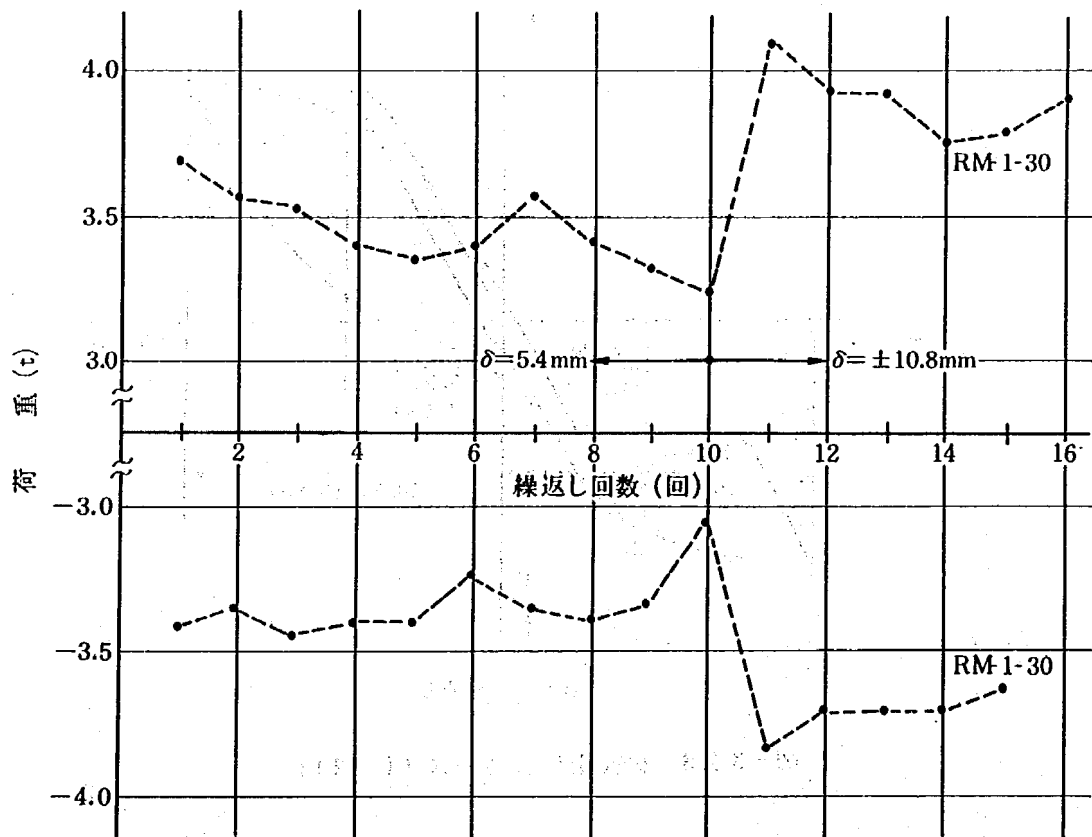


(b) 交番繰返し

図-3.2.8 荷重履歴 (シリーズ (I-2))



(a) 一方向繰返し曲げ



(b) 交番繰返し曲げ

図-3.2.9 曲げ区間に継手をもつ梁の繰返し耐力

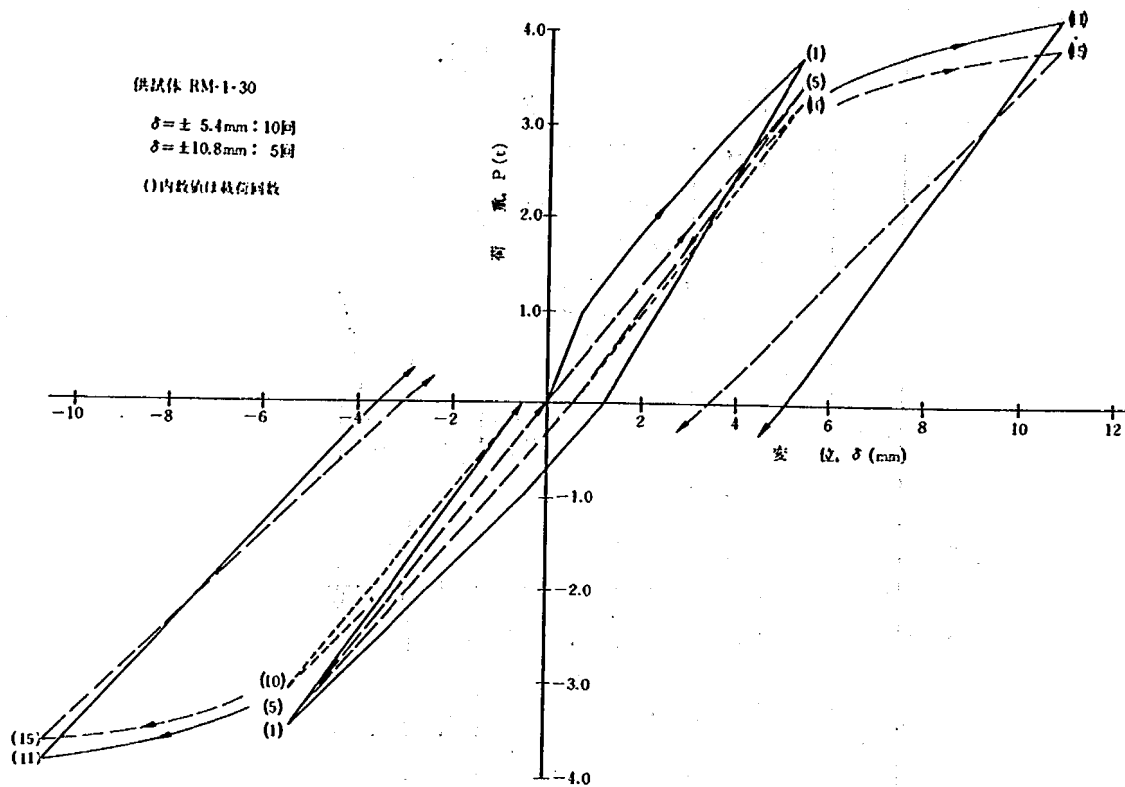


図-3.2.10 繰返し曲げの荷重-変位曲線 (供試体 RM-1-30)

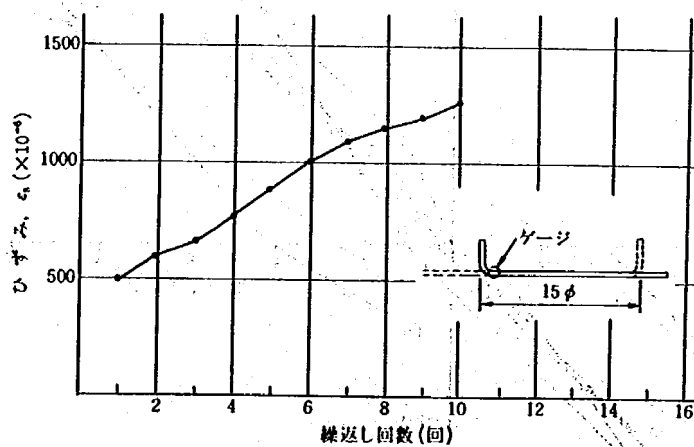
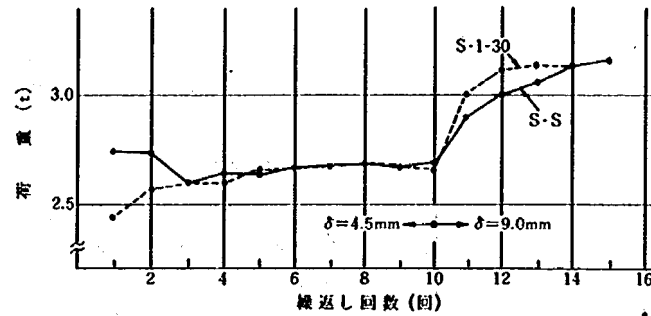
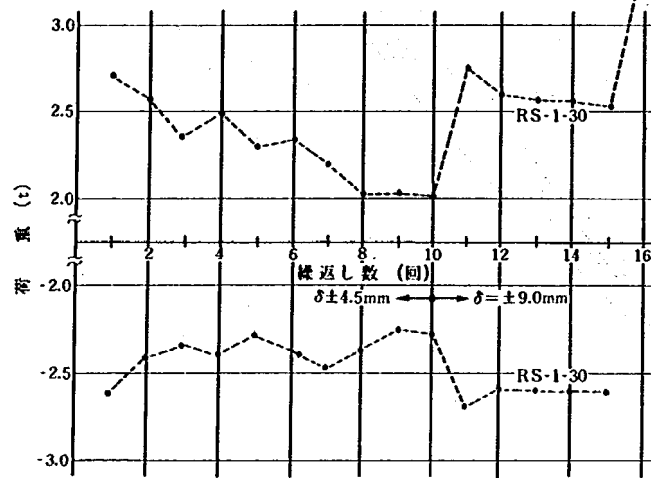


図-3.2.11 フック部のひずみ (M-H-15)



(a) 一方繰返しせん断



(b) 交番繰返しせん断

図-3.2.12 せん断区間に継手をもつ梁の繰返し耐力

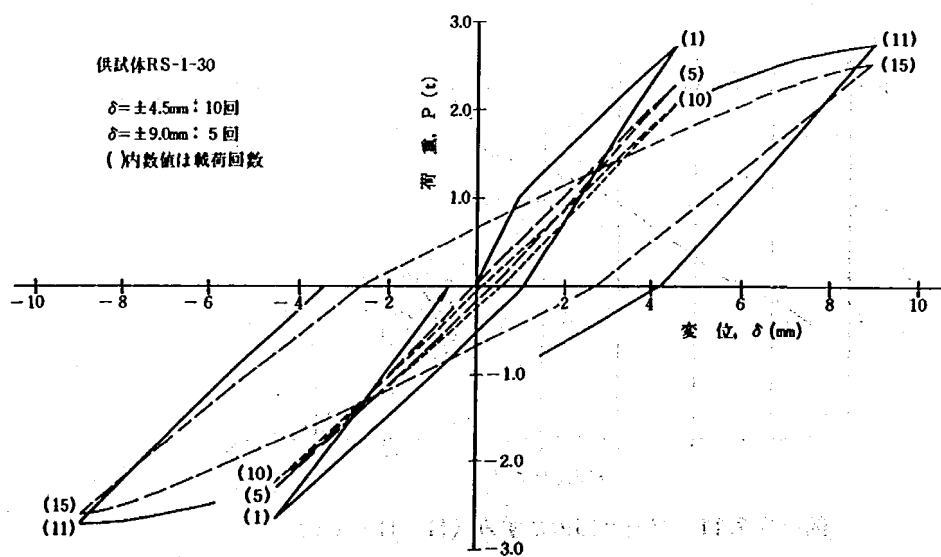


図-3.2.13 繰返しせん断の荷重-変位曲線 (供試体 RS-1-30)

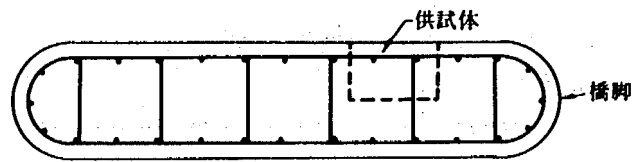


図-3.2.14 供試体のモデル

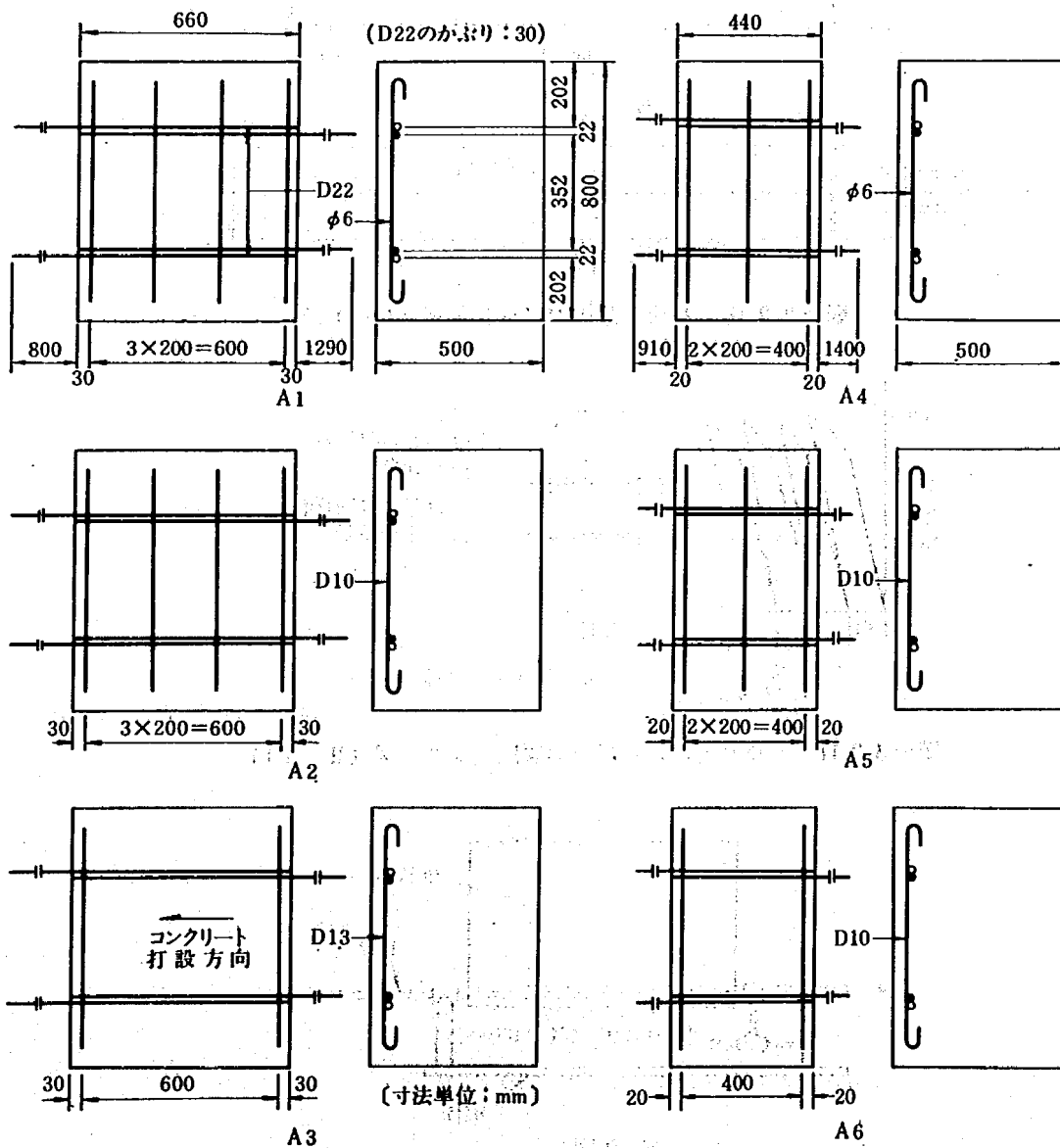


図-3.2.15 供試体〔シリーズ(Ⅱ-1)〕

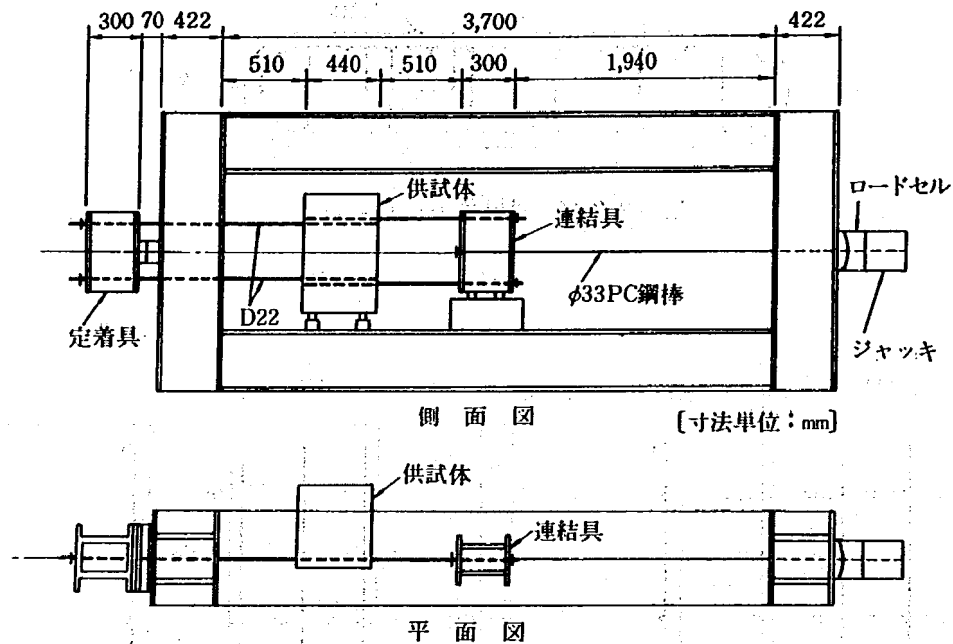


図-3.2.16 載荷装置概要 (シリーズ (II-1))

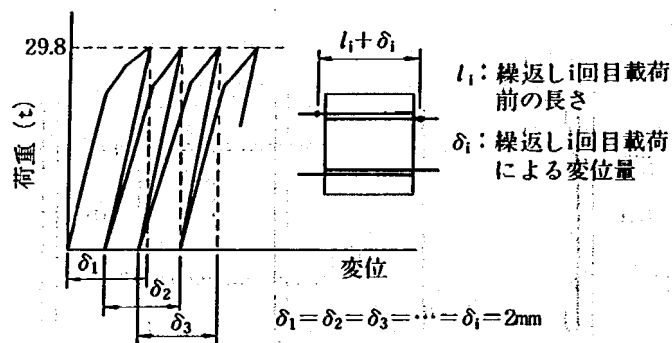


図-3.2.17 変位制御による載荷の履歴 (シリーズ (II-1))

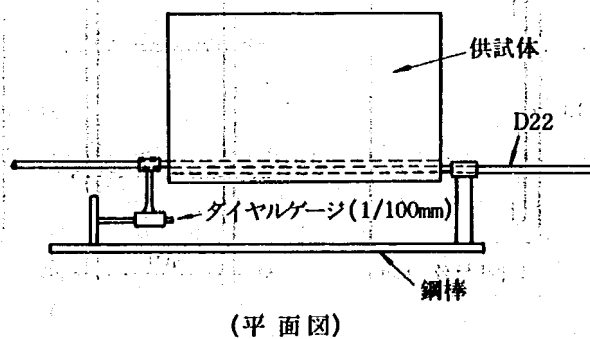


図-3.2.18 相対変位測定装置

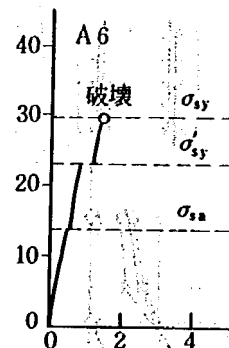
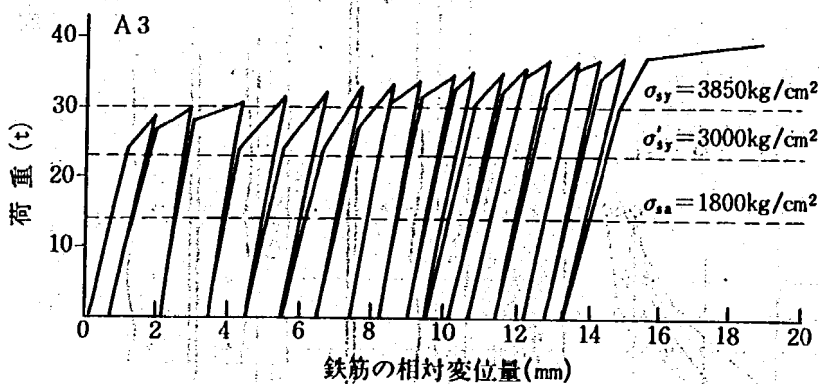
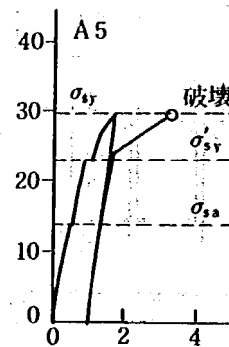
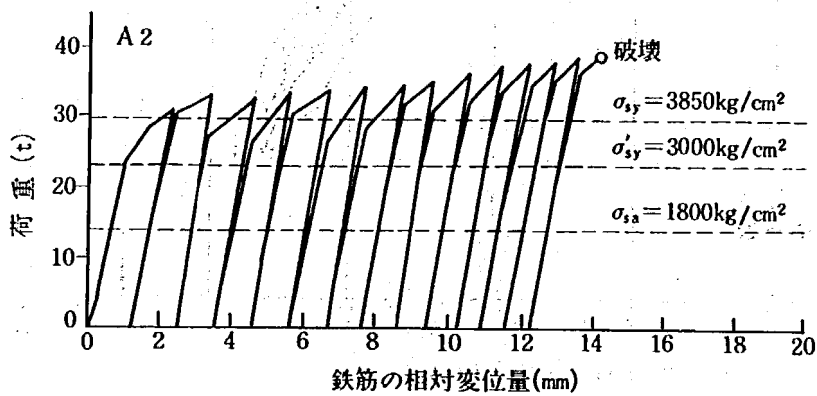
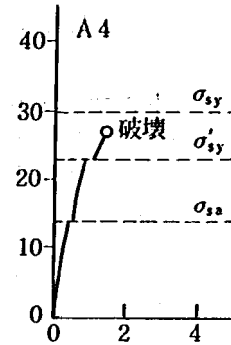
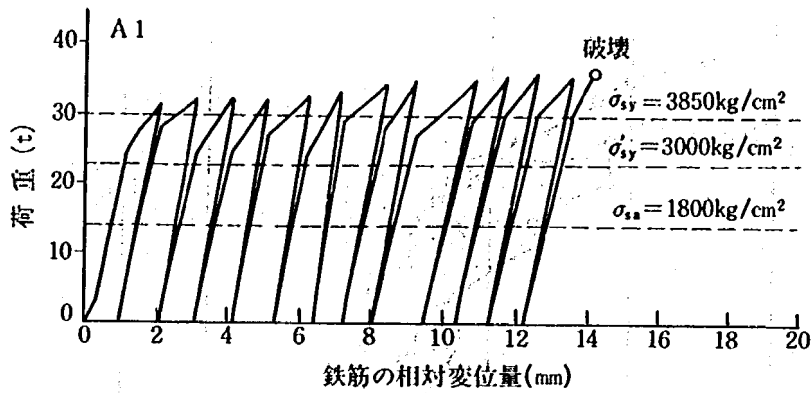


図-3.2.19 鉄筋の相対変位量 (シリーズ (II-1))

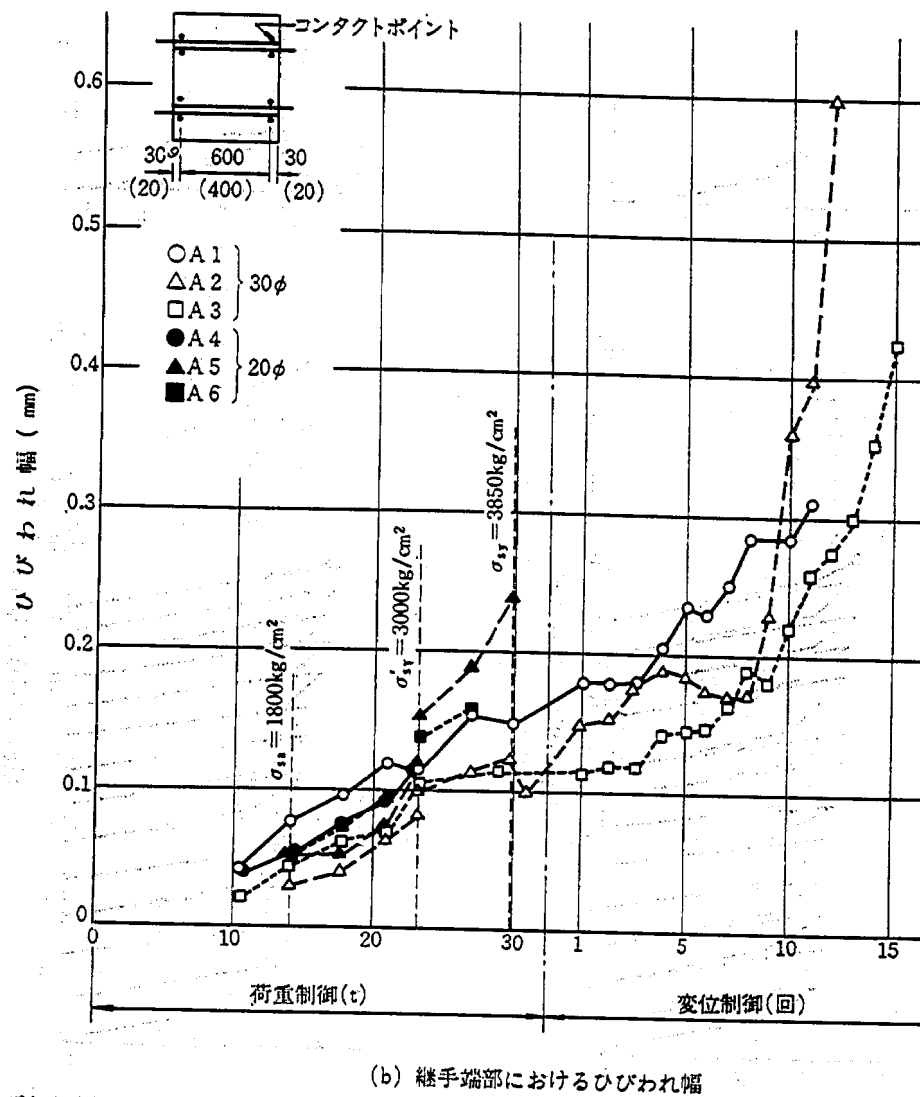
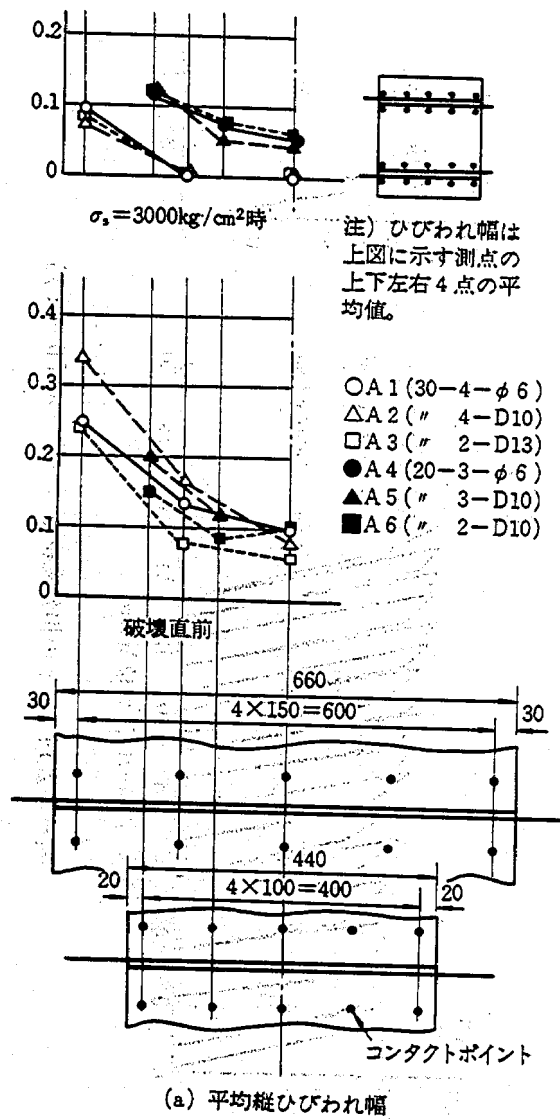


図-3.2.20 縦ひびわれ幅 [シリーズ (II-1)]

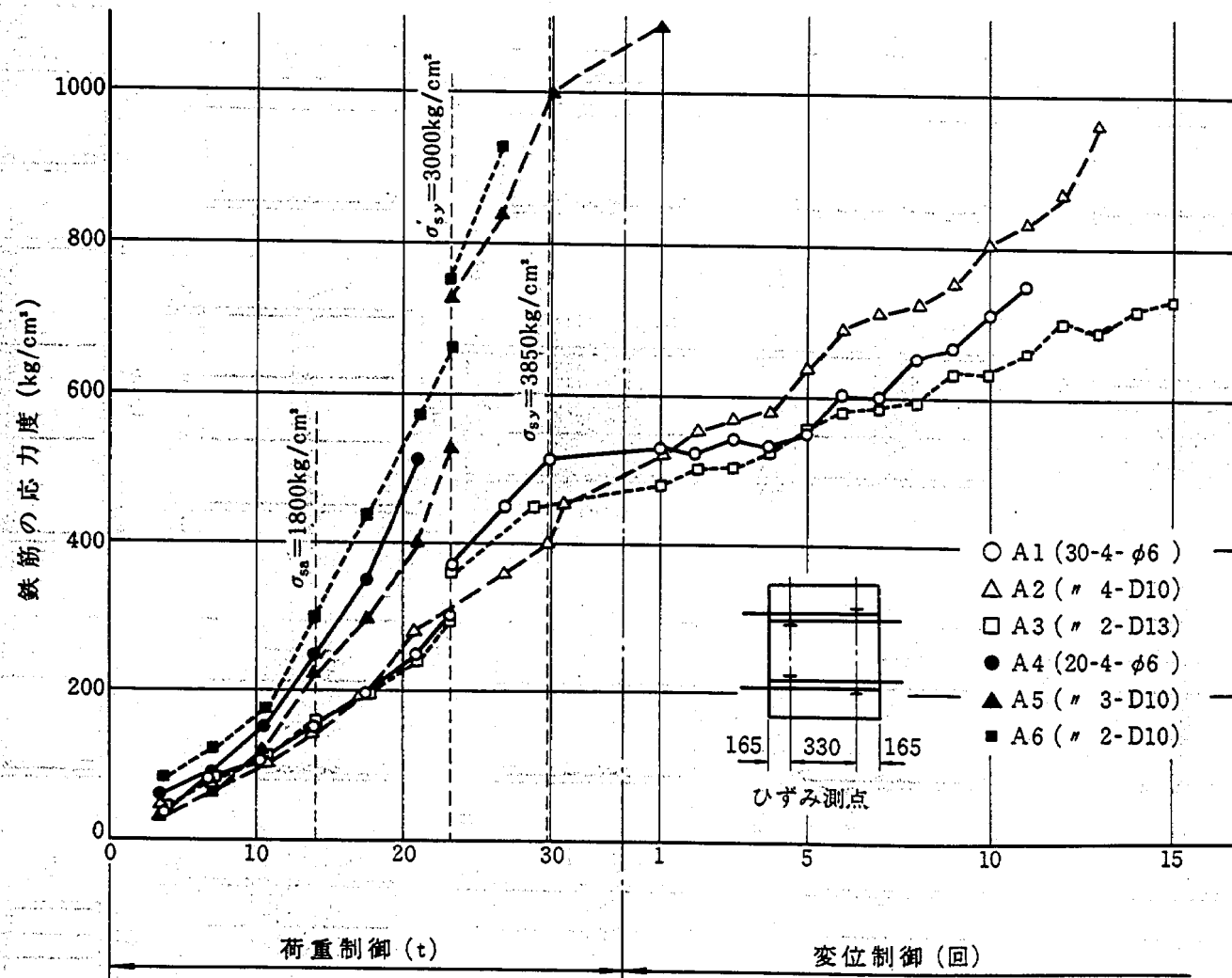


図-3.2.21 鉄筋の応力度〔シリーズ(Ⅱ-1)〕

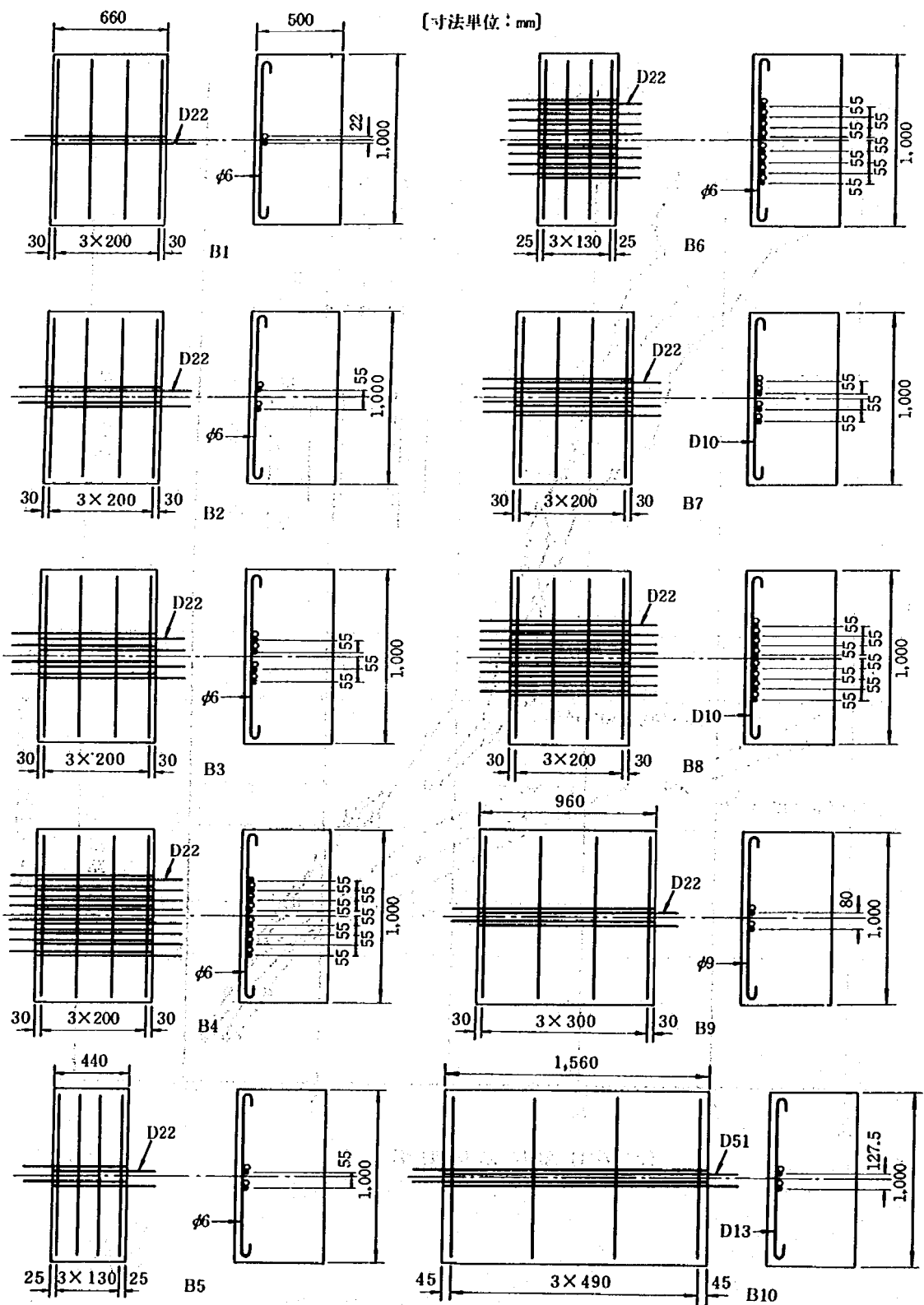
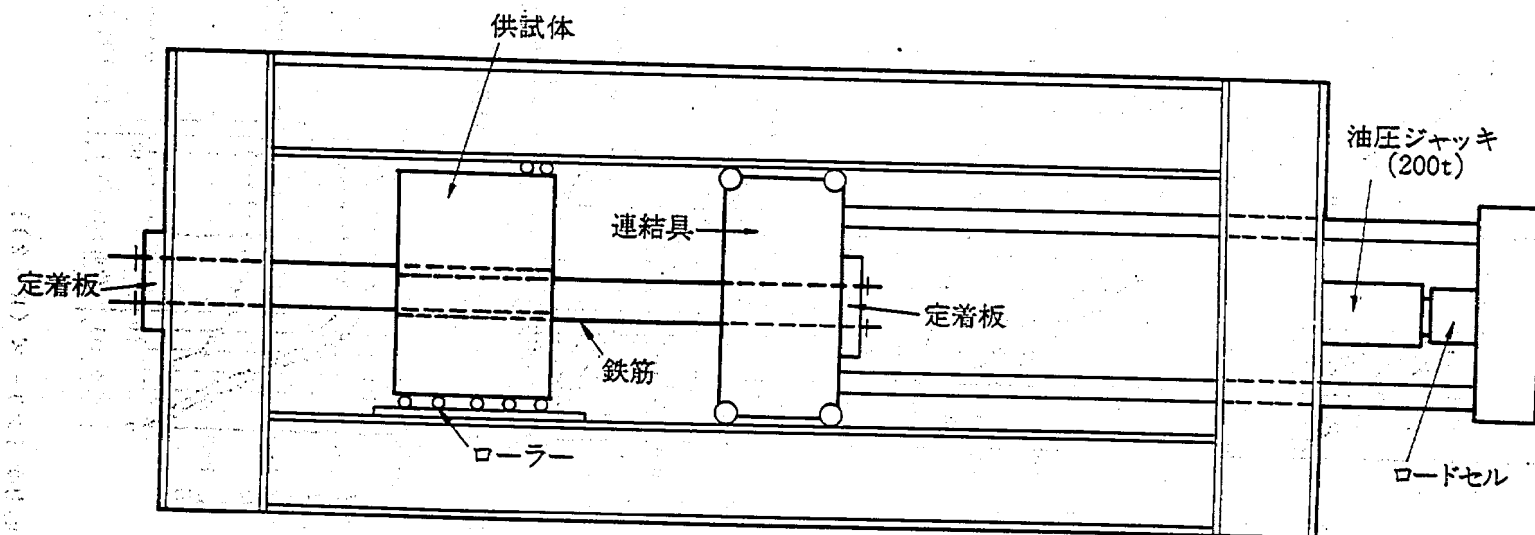
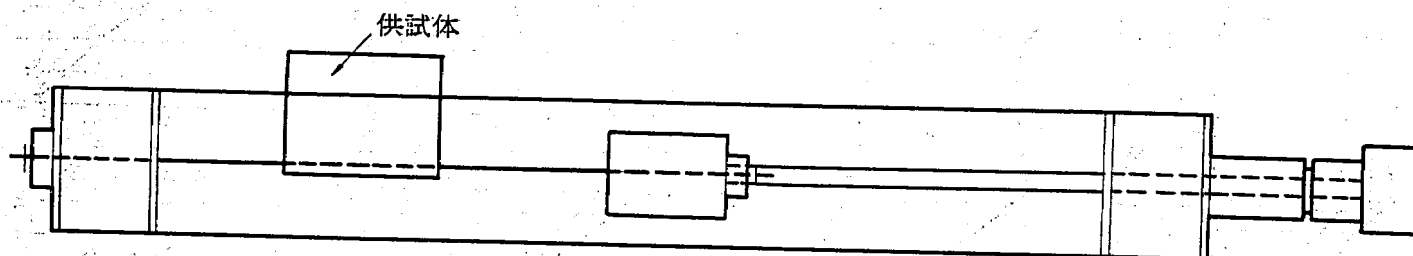


図-3.2.22 供試体 (シリーズ (Ⅱ-2))



側面図



平面図

図-3-2.23 載荷装置概要〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

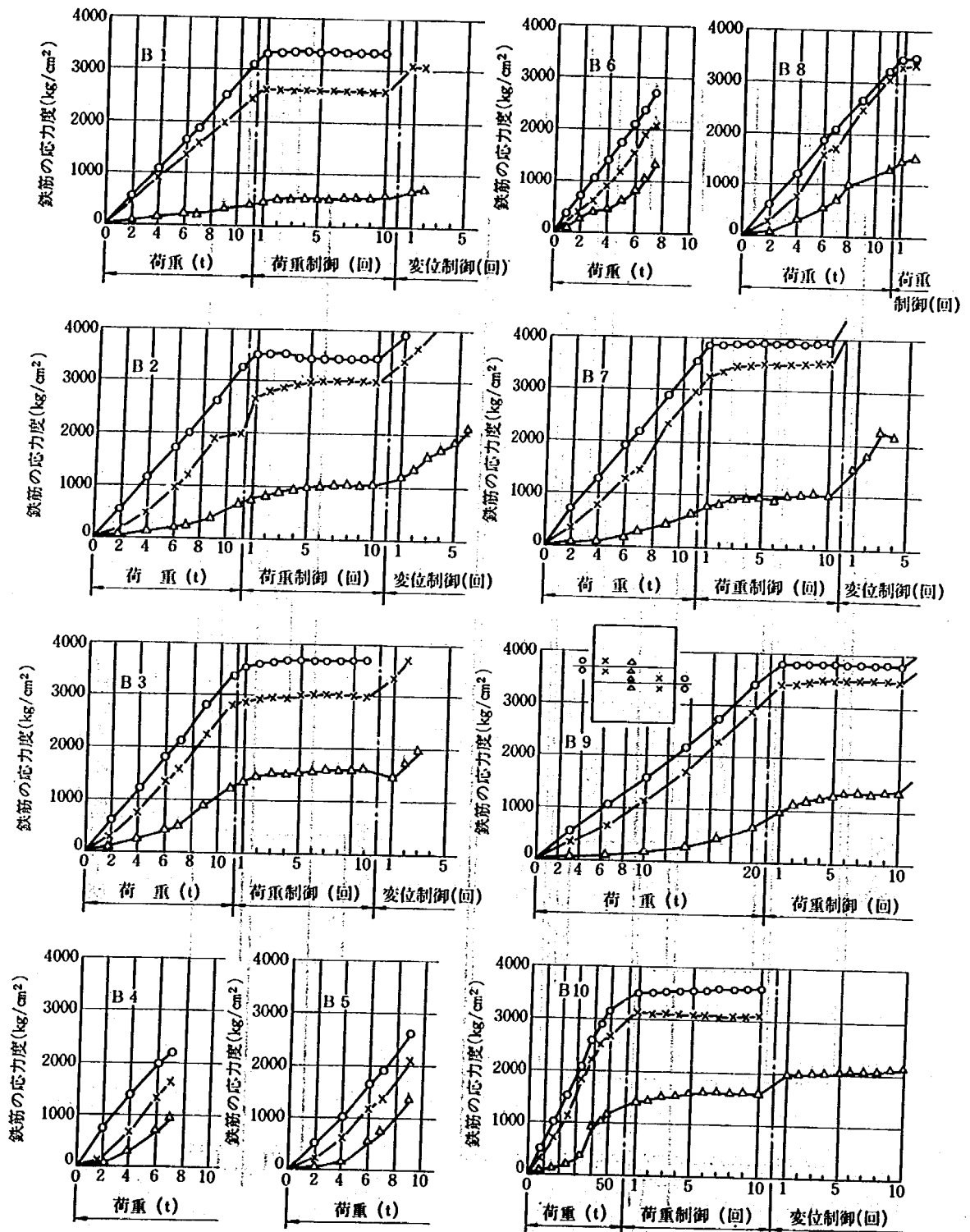


図-3.2.24 鉄筋の応力度 (シリーズ (II-2))

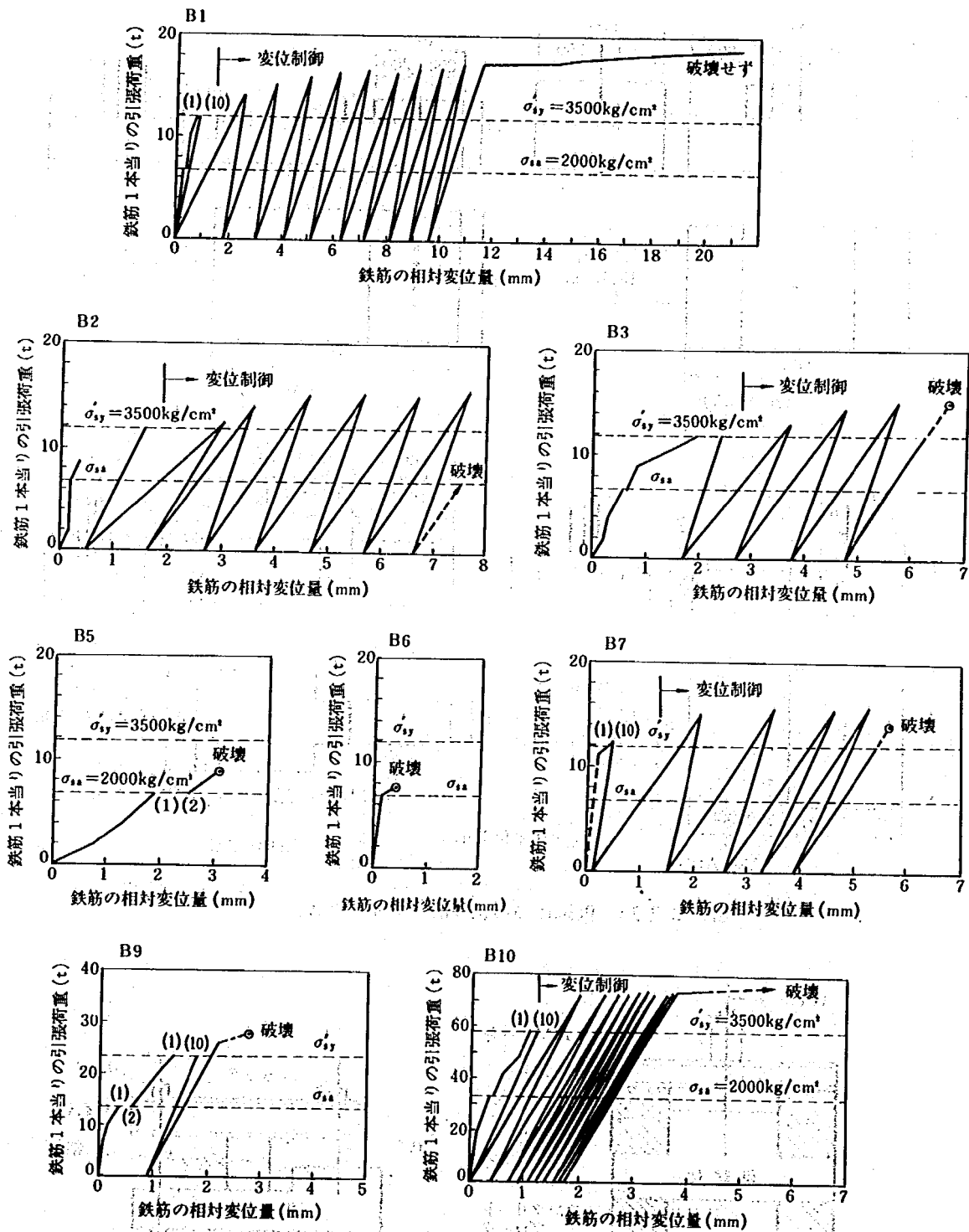


図-3.2.25 鉄筋の相対変位量 (シリーズ (II-2))

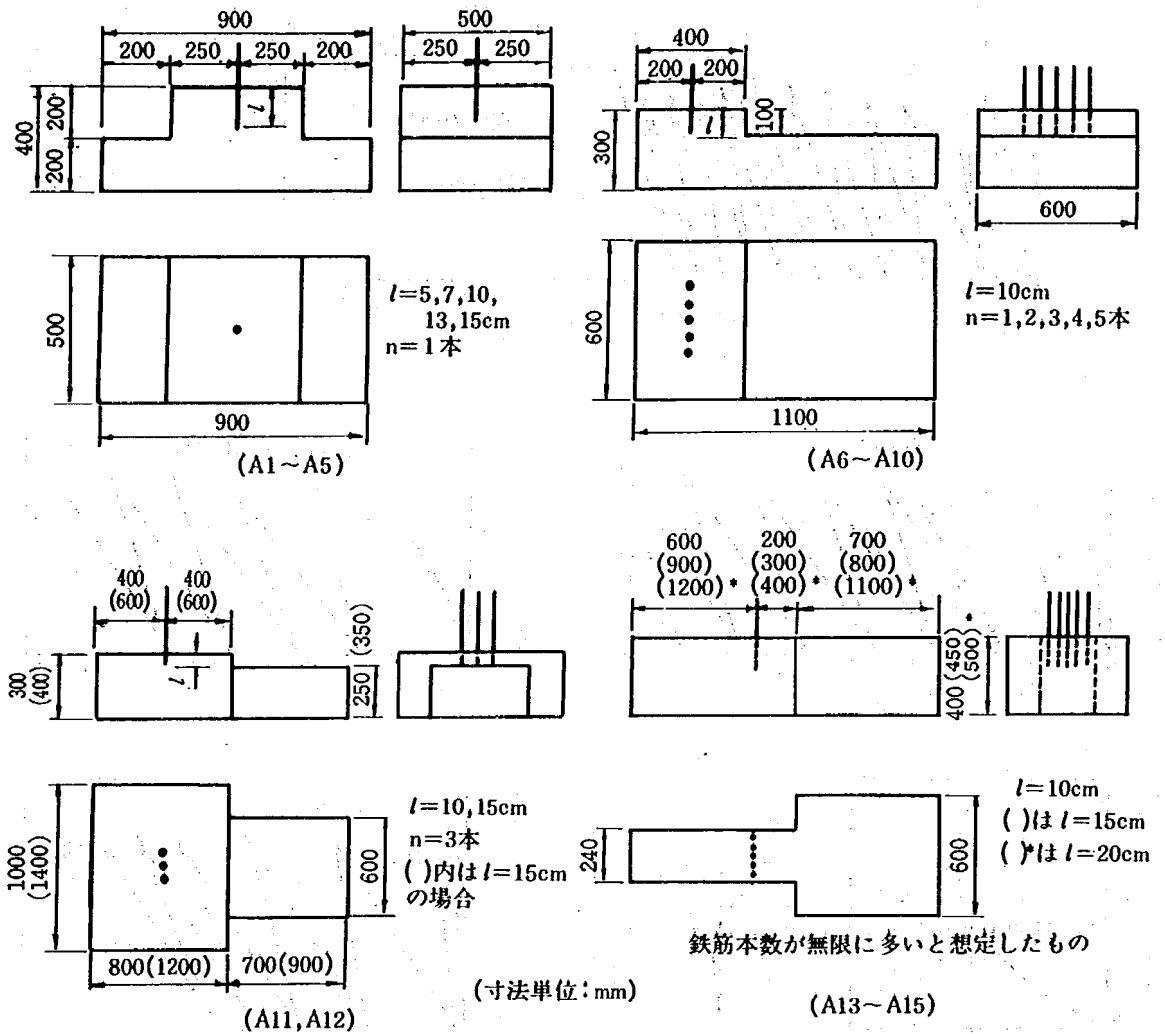


図-3.2.26 供試体の形状寸法 (シリーズA)

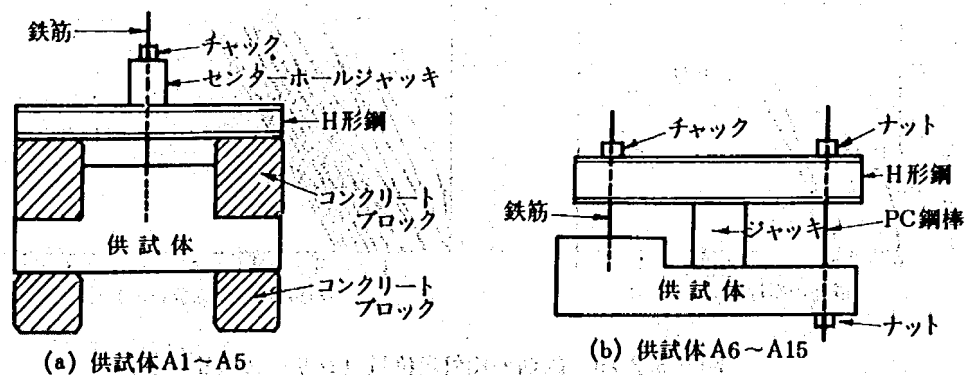


図-3.2.27 載荷方法 (シリーズA)

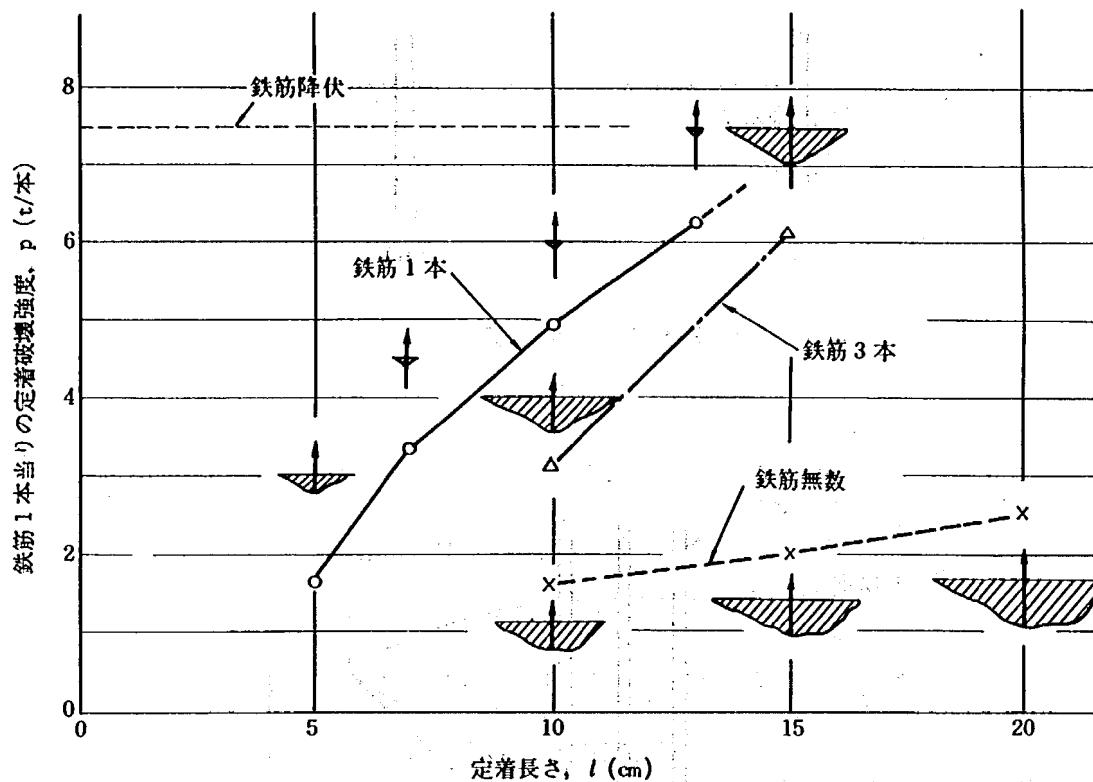


図-3.2.28 定着長さ l と定着破壊強度 (鉄筋1本当り) p との関係

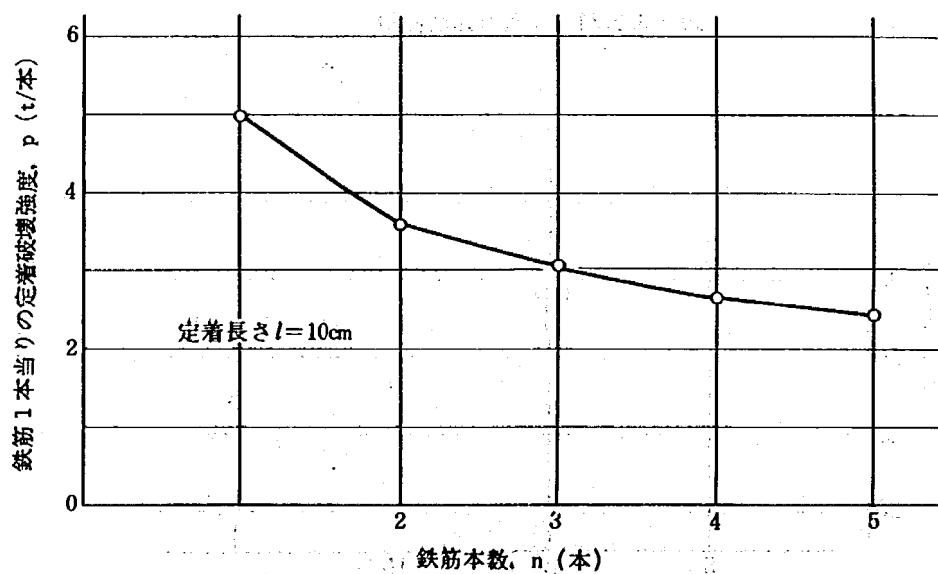


図-3.2.29 鉄筋本数 n と定着破壊強度 (鉄筋1本当り) p との関係

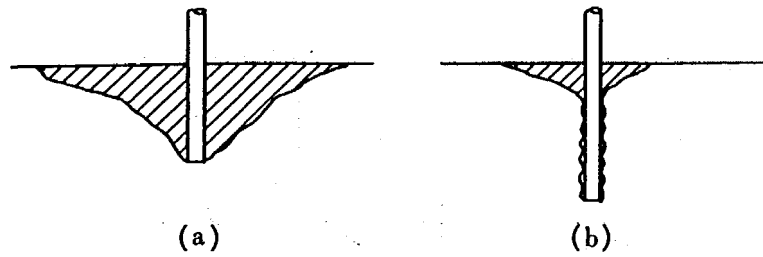


図-3.2.30 破壊形式

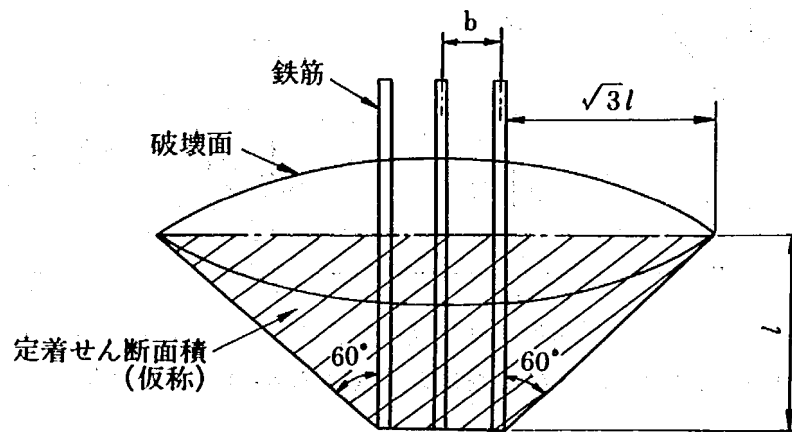


図-3.2.31 定着せん断面積

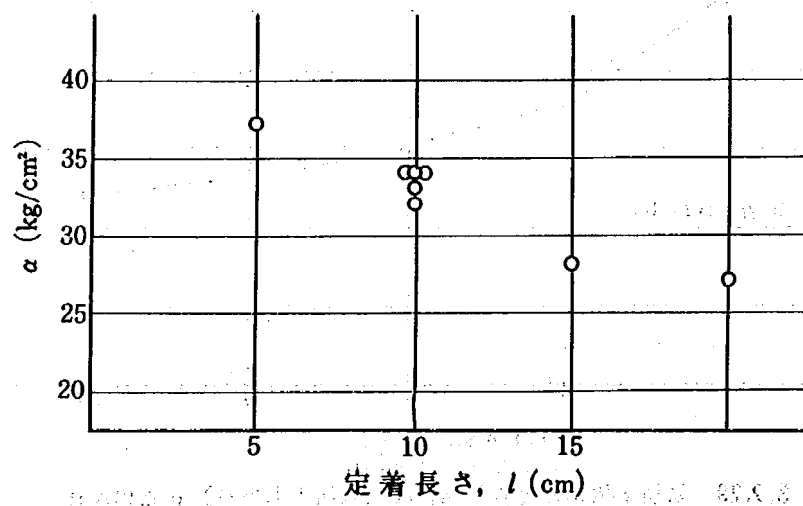


図-3.2.32 α 値

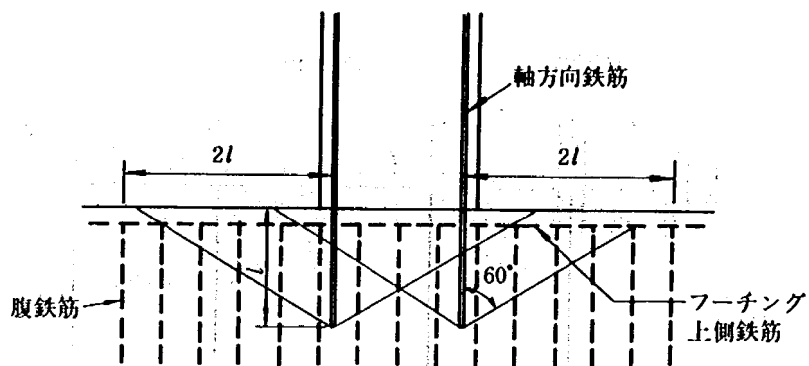


図-3.2.33 定着部の補強

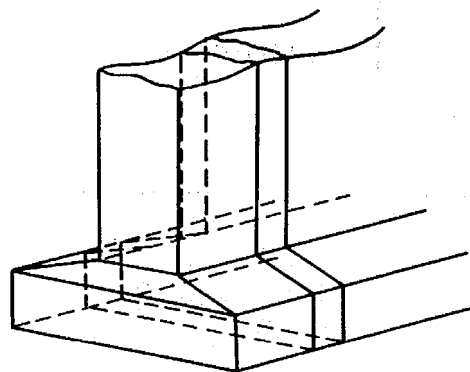


図-3.2.34 供試体モデル

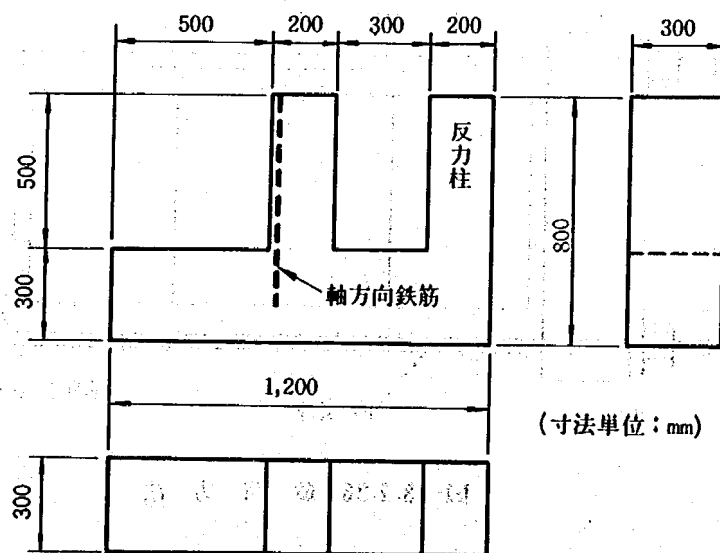


図-3.2.35 供試体の形状寸法 (シリーズB)

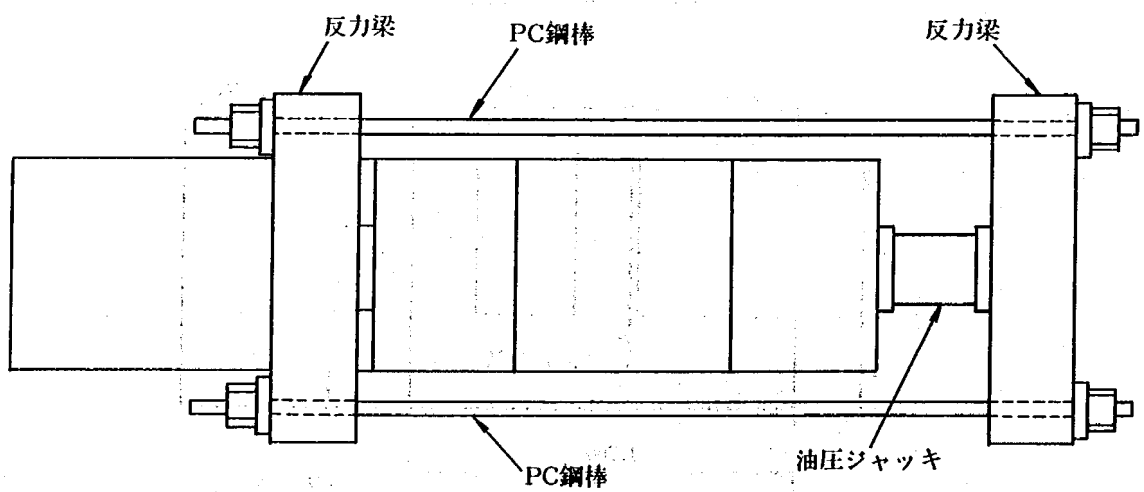
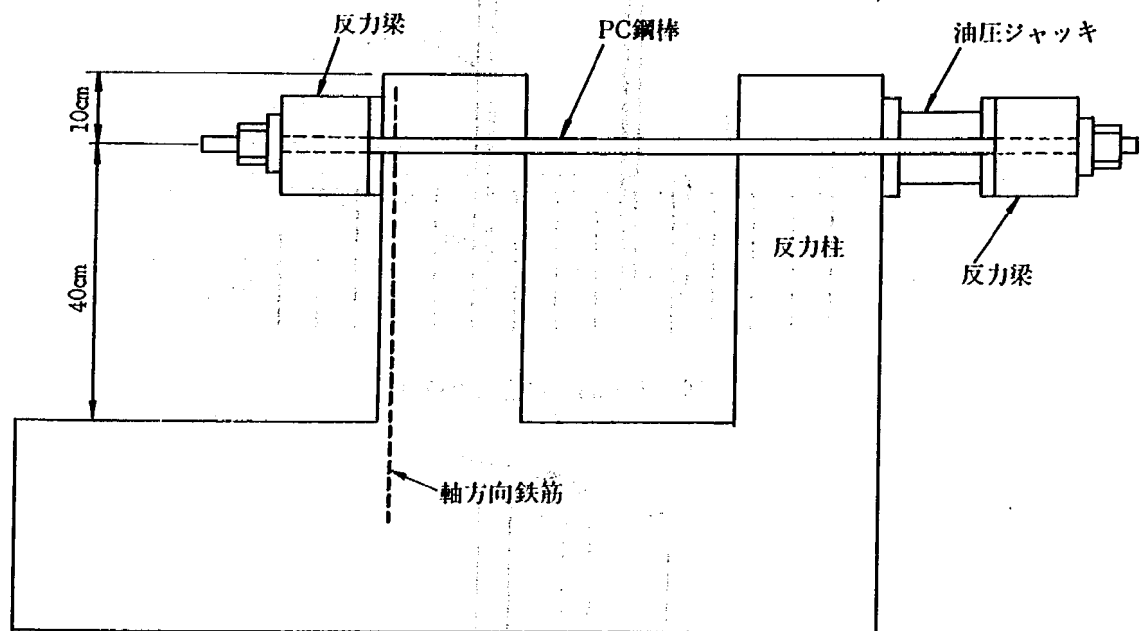


図-3.2.36 載荷方法

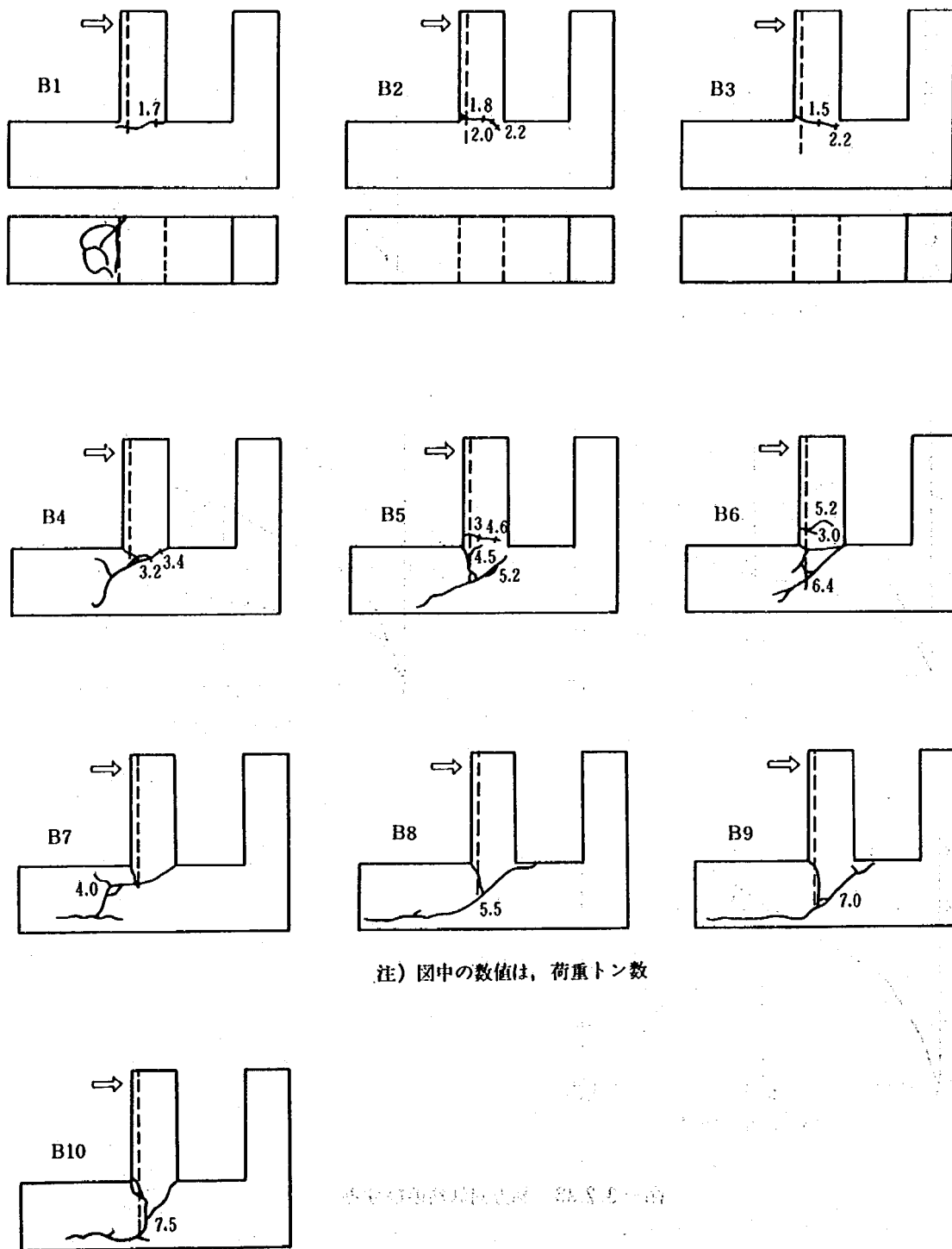


図-3.2.37 破壊状況

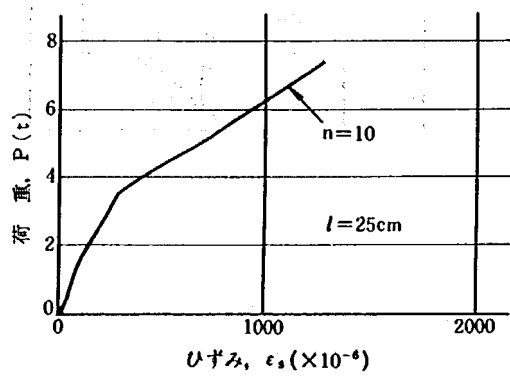
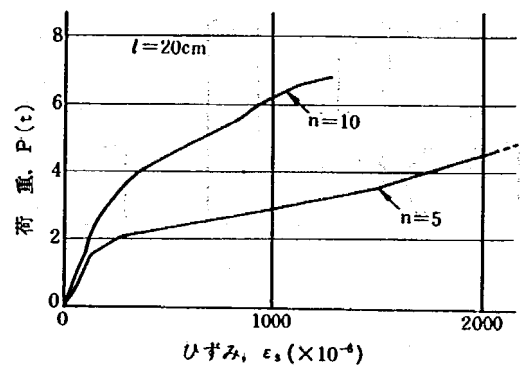
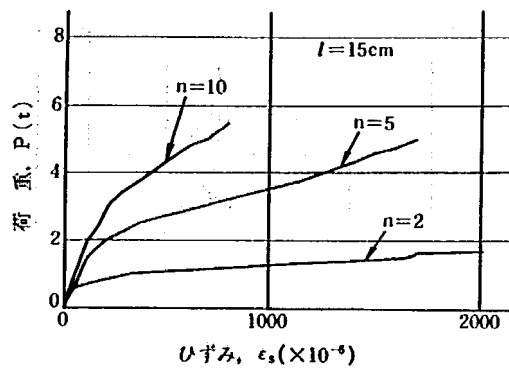
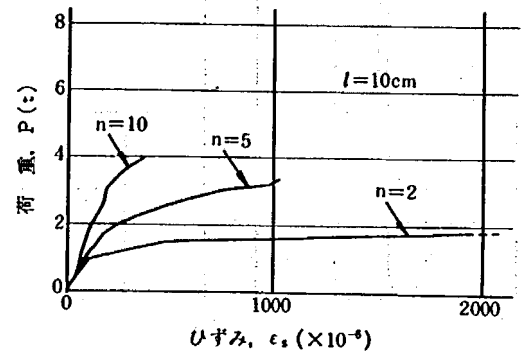
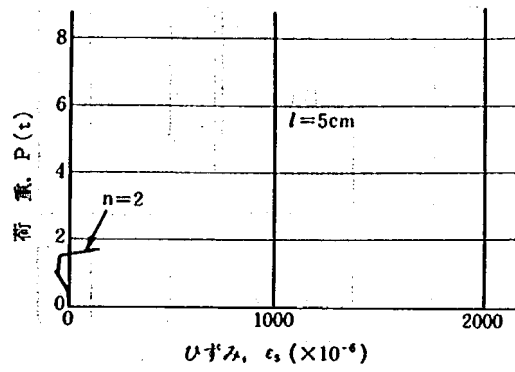


図-3.2.38 軸方向鉄筋のひずみ

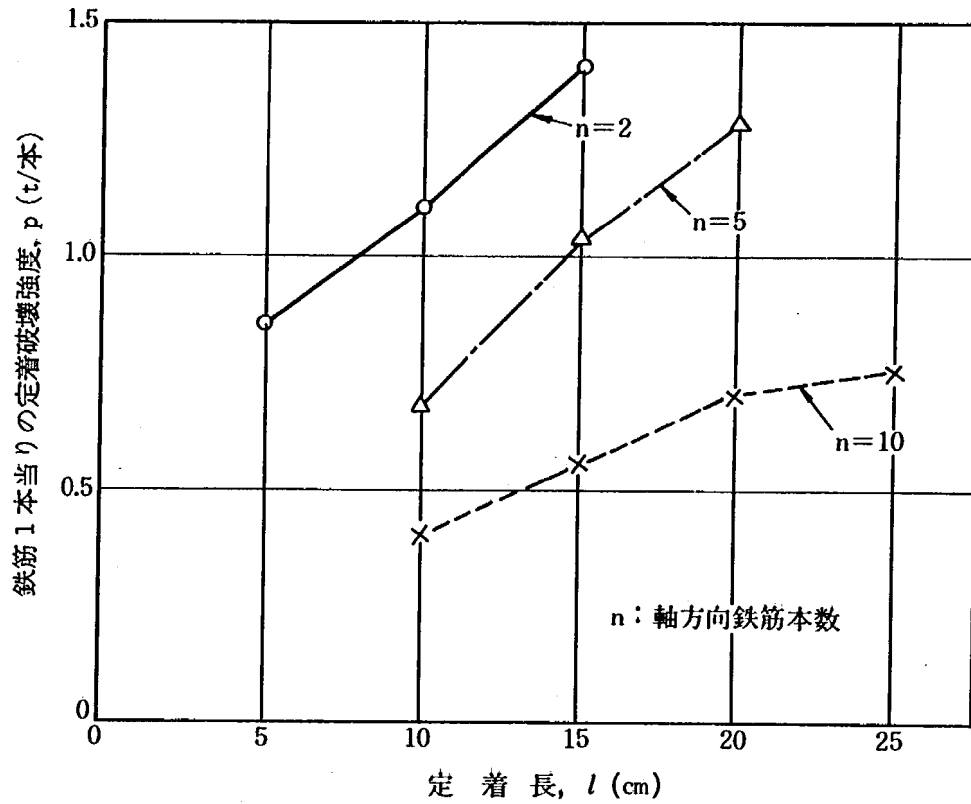


図-3.2.39 定着長さ l と定着破壊強度 (鉄筋 1 本当り) p との関係

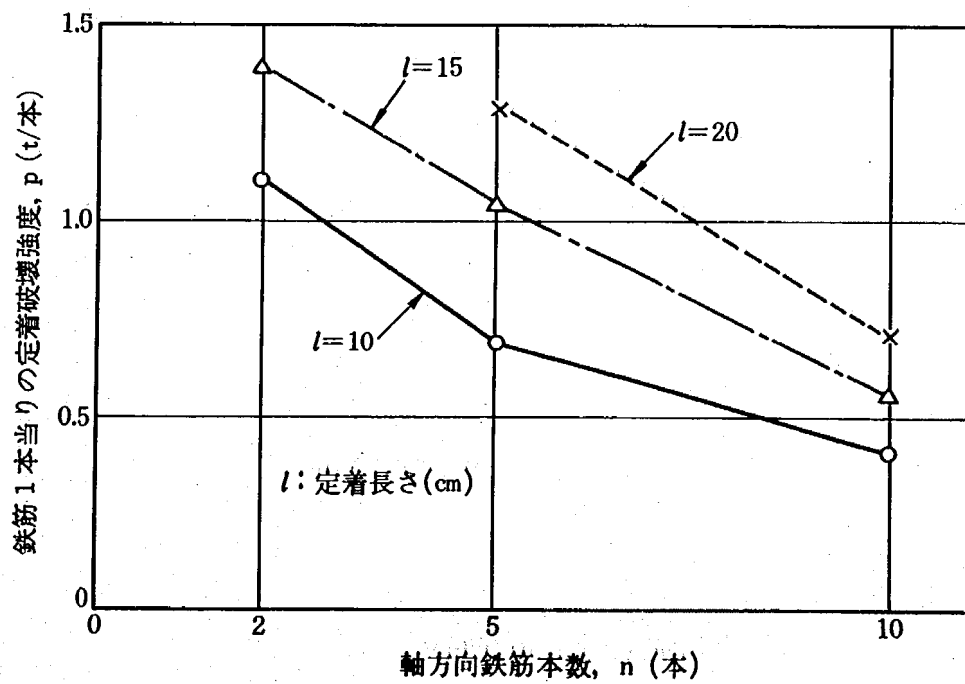


図-3.2.40 軸方向鉄筋本数 n と定着破壊強度 p との関係

4. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋 脚の耐震設計法の一提案

4.1 総 説

4.1.1 概 説

前章までの研究の成果を、実施設計へ具体的に反映させるための試みとして、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計方法の一案（以下、設計法（案）という）を提案する。

この設計法（案）は、従来の道路橋耐震設計指針にもとづいて行われてきた、許容応力度による安全性の照査に加えて、橋脚の軸方向鉄筋が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるような“ねばり強さ”（靱性）を付与するために、地震時における変形性能の照査をもとり入れることを本旨としている。このような、降伏点をこえた領域での性状を扱うためには、限界状態設計法の概念を導入することが必要であるが、実務的な見地から慣用の設計法との整合をはかることを重視して、この設計法（案）は、従来の許容応力度法による設計手続きを基調とし、これに変形性能を照査するための一過程を補なう形態でとりまとめた。

この設計法（案）は、単一柱形式のRC橋脚を対象とするものであるが、設計荷重として土圧、水圧等をも考慮することにより、RC橋台、よう壁、水門支柱、槽類の壁、など類似構造物の耐震設計にも、この設計法（案）を適用することができる。

4.1.2 用語の定義

この章で用いる用語を、以下のように定義する。

- 震度法：道路橋耐震設計指針に規定された耐震計算法の一つで、構造物に地震荷重を静的に作用させて計算する耐震計算法。
- 修正震度法：道路橋耐震設計指針に規定された耐震計算法の一つで、比較的長周期の構造物に対して、強震観測結果にもとづき地震動の特性、構造物の動的特性などを考慮して震度法における設計震度を修正した震度を用いて行う耐震計算法。
- 動的解析法：地震時における構造物の挙動を動力学的に解析する耐震計算法。
- 震度法にもとづく設計：震度法による計算と、部材の靱性を考慮した安全性の照査とを組合わせた設計。
- 修正震度法にもとづく設計：修正震度法による計算と、部材の靱性を考慮した安全性の照査とを組合わせた設計。
- 弾性応答解析法にもとづく設計：動的解析法（弾性計算）による計算と、部材の靱性を考慮した安全性の照査とを組合わせた設計。
- 塑性率：降伏変位に対する応答塑性変位の比。
- 許容塑性率：靱性の照査において基準とする地震に対して許容しうる塑性率。

4.1.3 耐震設計の基本方針

現行の耐震設計法は、地震力を震度または修正震度により静的な外力に置きかえ、その作用力のもとで部材の応力度が地震時に対する許容応力度をこえないように設計する方法で、応力度についての安全性の確認はなされるものの、地震時に要求される部材の変形追随能力（エネルギー吸収能力）については、その安全性の照査は行われていない。鋼構造物にくらべて破壊がぜい性的に起りやすいRC構造物においては、主鉄筋の応力度が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるような“ねばり強さ”（靱性）を付与するように設計するのが安全であり、そのため、応力度の照査とともに靱性の照査をも行うのが合理的と考えられる。

しかるに、RC部材の靱性は、部材の降伏限界状態および終局限界状態における変位または曲率を基準として考えることになるため、部材の靱性の照査を行う場合にはその過程に限界状態設計法の手続きを導入することが必要である。ただしその場合、実務的な見地から、従来の許容応力度にもとづく設計体系との整合について考えておくことが必要である。

現行の道路橋耐震設計指針⁽⁴⁾および他の関連示方書は、おおむね許容応力度にもとづく設計法を基調としているものの、土木学会・コンクリート標準示方書⁽²⁾には、柱の設計規定の一部に極限強さにもとづく設計が導入されており、また、昭和52年度改訂の道路橋示方書・コンクリート橋編⁽³⁾においては、従来の許容応力度にもとづく安全性の照査とともに、終局限界状態にもとづく安全性の照査を併用する方法が採り入れられて、RC構造物の設計法は、部材の限界状態を基調とする新しい設計法へ漸次転換されつつあるといえる。

このような実状からみて、RC橋脚の耐震設計法も最終的には限界状態にもとづく方法を指向するとしても、当面は従来の許容応力度にもとづく方法を基調とし、それに必要な部分だけ限界状態にもとづく方法を導入して両者を併用する方式をとることが妥当であると考えられる。すなわち、設計法変遷の過程において、適当な期間とこのような併用方式を用いることは、設計方式に対する設計従事者の対応を容易にし、また、その間に蓄積される設計事例により、新たに導入された部分に関する資料を集積・分析することによって、それにかかわる規準をより合理的なものとしてゆくうえで効果があると考えられる。

つぎに、地震時における橋脚のように、軸方向力と曲げとを受けるRC部材においてぜい性的な破壊を避けるためには、せん断破壊が曲げ破壊に先行しないようにすることが必要である。そのためには、終局曲げ耐力を上まわる終局せん断耐力を確保することが必要で、これら終局耐力に関する照査も同時に組み入れることが合理的と考えられる。終局耐力の照査は、地震時における変形性能（靱性）の照査の過程で容易に行いうるので、設計手続き上は変形性能の照査の過程に組み入れておくことが便利であろう。

以上のような考えから、現時点で推奨すべきRC橋脚の耐震設計の基本方針をまとめると、つ

ぎのようである。

- (1) RC橋脚の耐震設計は、橋脚の構造特性、規模等に応じ、震度法にもとづく設計法、修正震度法にもとづく設計法、または弾性応答解析法にもとづく設計法のいずれかによって行う。
- (2) (1)のいずれの方法による場合も、応力度および変形性能に関する安全性の照査を、つぎのように行う。

1) 応力度の照査

震度法または修正震度法における設計水平震度に対応する地震の影響またはそれに相当する設計地震入力に対し、コンクリートおよび鉄筋の応力度がそれぞれの許容応力度をこえないことを照査する。この場合、震度法および修正震度法における設計震度ならびに弾性応答解析法における設計地震入力は、新耐震設計法（案）⁽¹⁾の規定による。

2) 変形性能の照査

1) の応力度の照査において基準とする地震の影響または地震入力を適度の範囲で上まわるそれらに対し、変位塑性率がその許容値をこえないことを照査する。この過程において、終局耐力の照査を同時に行う。

- (3) 終局耐力に関しては、終局せん断力が終局曲げモーメント時のせん断力を下まわらないことを照査する。

4.1.4 耐震設計方法の選択

この耐震設計法（案）による耐震設計の計算手順を、図-4.1.1に示す。

RC橋脚の耐震設計は、橋脚の地震時における限界状態にもとづいて行うのが適当である。そのためには、橋脚の地震時における動的な挙動をできるだけ正確に取扱って計算することが必要であるが、その近似的な方法として、2.3で述べた靱性を考慮した安全性の検討の方法を適用することができる。従来の耐震設計においては、震度法または修正震度法がおもに用いられ、特別な検討を行う場合には弾性理論にもとづく動的解析が行われてきたが、許容応力度による安全性の検討だけではRC構造物の終局状態における挙動を把握するのに不十分であり、また、従来の動的解析はその適用方法（適用範囲、解析結果の設計への反映方法）が不明確であったことから、この設計法（案）では、従来の許容応力度による安全性の照査に靱性を考慮した安全性の検討を組合わせることとし、また、特殊な形状・寸法をもつ構造系やとくに大規模な構造系に対しては、できるだけ終局状態にちかい状態での構造物の挙動にもとづいて設計を行うために、部材の降伏時剛性を考慮した地震応答解析を行うこととしている。

RC橋脚の耐震設計は、図-4.1.1に示すように構造物の条件に応じてつぎの3つの方法のいずれかによって行うことができる。すなわち、通常の寸法諸元を有する比較的剛な橋脚には震度法にもとづく設計を、高さ15m程度以上で比較的たわみやすい長周期（0.5秒程度以上）の橋

脚には修正震度法にもとづく設計を、また、特殊な形状・寸法を有する橋脚やとくに大規模な橋脚には弾性応答解析法にもとづく設計を、それぞれ適用するのを原則とする。ただし、設計細目の規定のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは、それによることとする。

「震度法にもとづく設計」の方法は、従来の震度法による計算と靱性を考慮した安全性の検討とを組合わせた設計法で、図-4.1.1に示す計算手順のうち応力度の照査（第1の菱形内に示す過程）までは従来の震度法によるものとまったく同じであり、これに靱性の照査（第2の菱形内に示す過程）を加えたものである。

「修正震度法にもとづく設計」の方法は、従来の修正震度法による計算と靱性を考慮した安全性の検討とを組合わせた設計法で、図-4.1.1に示す計算手順のうち応力度の照査（第1の菱形）までは従来の修正震度法によるものとまったく同じであり、これに靱性の照査（第2の菱形）を加えたものである。

これらの設計法の、靱性の照査（第2の菱形）の項に示す3つの判定式のうち、第1式が靱性の照査、すなわちある基準とする地震動のもとで橋脚の軸方向鉄筋の応力度が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるようなねばり強さを付与することを目的とする安全性の照査、を目的とするものである。他の2式は、一定の終局曲げモーメント (M_u) および終局せん断力 (S_u) を付与することを目的とする照査式であって、許容応力度による安全性の照査とともに「部材強度」の照査に類するものであるが、 M_u および S_u の値は、第1式の照査における塑性率 (μ_{khd}) の計算過程において得られるものであることから、便宜的に靱性の照査と一括して行うこととしたものである。

「弾性応答解析法にもとづく設計」の方法は、弾性応答解析と靱性を考慮した安全性の検討とを組合わせた設計法である。ここでいう弾性応答解析とは、部材の剛性が作用断面力の変化にかかわらず一定であると考えて計算する線型解析を意味する。部材の剛性としては、部材の全断面を有効と考えて求められる初期剛性と、ひびわれがかなり進行し、鉄筋が降伏する直前の状態における剛性（降伏時剛性）とが考えられ、前者は従来の動的解析において一般に用いられていたものであり、後者は弾性理論で扱いうる範囲でなるべく終局状態にちかい状態での部材の挙動を把握する場合に用いる。この設計法（案）では、図-4.1.1に示すように計算過程に応じて初期剛性または降伏時剛性を用いることとしている。

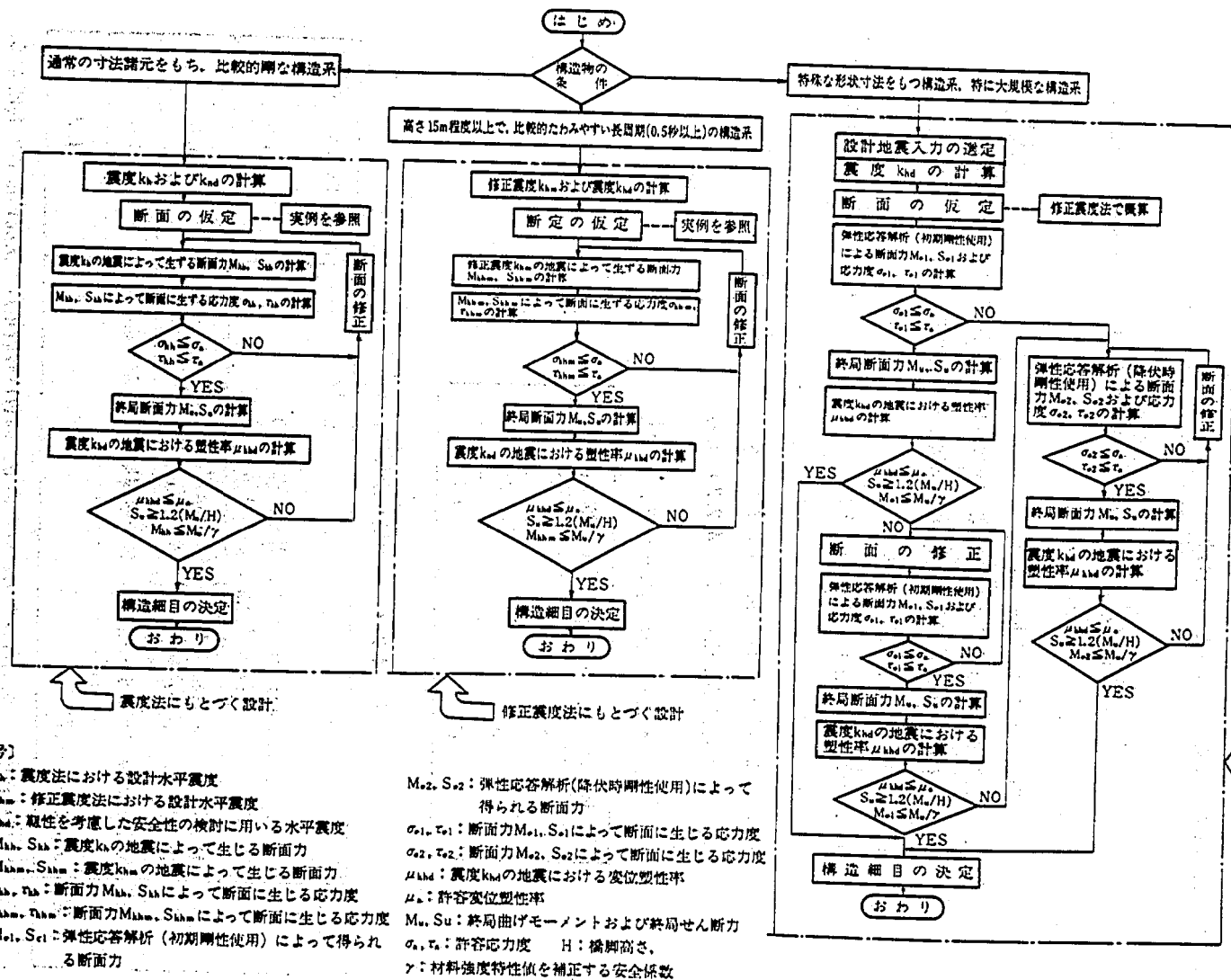


図-4.1.1 耐震設計の計算手順

4.2 設計法詳説

4.2.1 震度法および修正震度法にもとづく設計

(1) 震度法における設計震度

震度法における設計水平震度は、構造物建設地点の地域および地盤の種別に応じて、次式より定める。設計鉛直震度は、一般に考慮しない。

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0 \quad (4.2.1)$$

ここに、 k_h ：震度法における設計水平震度。小数点以下3桁目を丸め、小数点以下2桁の数値とする。ただし、 k_h の最小値は0.1とする。

k_0 ：標準設計水平震度（＝0.2）

ν_1 ：地域別補正係数。表－4.2.1による。ただし、地域区分は新耐震設計法(案)⁽¹⁾による。

ν_2 ：地盤別補正係数。表－4.2.2による。

ν_3 ：重要度別補正係数。表－4.2.3による。

表－4.2.1 地域別補正係数、 ν_1 ⁽¹⁾

地 域 区 分	補正係数 ν_1 の値
A	1.0
B	0.85
C	0.7

表－4.2.2 地盤別補正係数、 ν_2 ⁽⁴⁾

区 分	地 盤 種 別 ¹⁾	補正係数 ν_2 の値
1 種	(1) 第三紀以前の地盤（以下、岩盤と称する） (2) 岩盤までの洪積層 ²⁾ の厚さが10m未満	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層 ³⁾ の厚さが10m未満	1.0
3 種	沖積層の厚さが25m未満で、かつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

(注) 1) 地盤種別は一応の目安を示したもので、係数は建設地点の状況に応じて判断する。
地層の厚さは、地表面からの厚さとする。

2) 沖積層の締った砂層、砂礫層、玉石層を含む。

3) がけくずれなどによる新らしい堆積層を含む。

表-4.2.3 重要度別補正係数, $\nu_s^{(4)}$

区 分	重 要 度 の 区 分	ν_s の 値
1 級	高速自動車国道, 一般国道, 主要地方道の橋。 一般都道府県道および市町村道のうち重要な橋。	1.0
2 級	上記以外の場合	0.8

(解 説)

設計震度は, 道路橋耐震設計指針⁽⁴⁾によった。ただし, 地域別補正係数における地域区分は, 新耐震設計法(案)⁽¹⁾に示されたものによることとした。これは, 同案における地域区分は, 従来土木および建築の分野で別個に定められていたものの統合をはかり, かつ高精度のものとして再編されたものであることによる。

鉛直震度については, 橋脚躯体の設計上はその影響が小さいので, 一般には考慮しないこととした。ただし, 地震時土圧の計算には水平震度の1/2程度の鉛直震度を考慮する。また, 支承部の設計においても鉛直震度を適切に考慮することが必要である。道路橋耐震設計指針⁽⁴⁾の5.3条「上部構造・下部構造の接点の設計に用いる鉛直方向地震力」には, 「上部構造・下部構造の接点における支承部の設計においては, 設計鉛直震度0.1を考慮する。ただし, この場合には地震力のみが作用するものとする。」と規定されている。この場合, 死荷重反力に0.1を乗じた値に相当する上揚力のみを作用させた場合について, 支承部の設計を行う。

(2) 修正震度法における設計震度

(1) 設計水平震度

修正震度法における設計水平震度は, 次式より定める。設計鉛直震度は, 一般に考慮しない。

$$k_{hm} = \beta \cdot k_h \dots\dots\dots (4.2.2.)$$

ここに, k_{hm} : 修正震度法における設計水平震度。小数点以下3桁目を丸め, 小数点以下2桁の数値とする。ただし, k_{hm} の最小値は0.05とする。

k_h : 式(4.2.1)で与えられる設計震度

β : 構造物の固有周期Tによる設計水平震度の補正係数で, 表-4.2.4または図-4.2.1による。ただし, 固有周期Tが0.5秒未満の場合は, $\beta = 1.0$ とする。

表-4.2.4 固有周期による補正係数, $\beta^{(4)}$

地盤種別	固有周期 T (秒) に対する β の値		
1 種	$0.5 \leq T \leq 1.1$ $\beta = 1.25$	$1.1 \leq T \leq 2.8$ $\beta = 1.40/T$	$T \geq 2.8$ $\beta = 0.50$
2 種	$0.5 \leq T \leq 1.4$ $\beta = 1.25$	$1.4 \leq T \leq 3.5$ $\beta = 1.75/T$	$T \geq 3.5$ $\beta = 0.50$
3 種	$0.5 \leq T \leq 1.7$ $\beta = 1.25$	$1.7 \leq T \leq 4.2$ $\beta = 2.10/T$	$T \geq 4.2$ $\beta = 0.50$
4 種	$0.5 \leq T \leq 2.0$ $\beta = 1.25$	$2.0 \leq T \leq 5.0$ $\beta = 2.50/T$	$T \geq 5.0$ $\beta = 0.50$

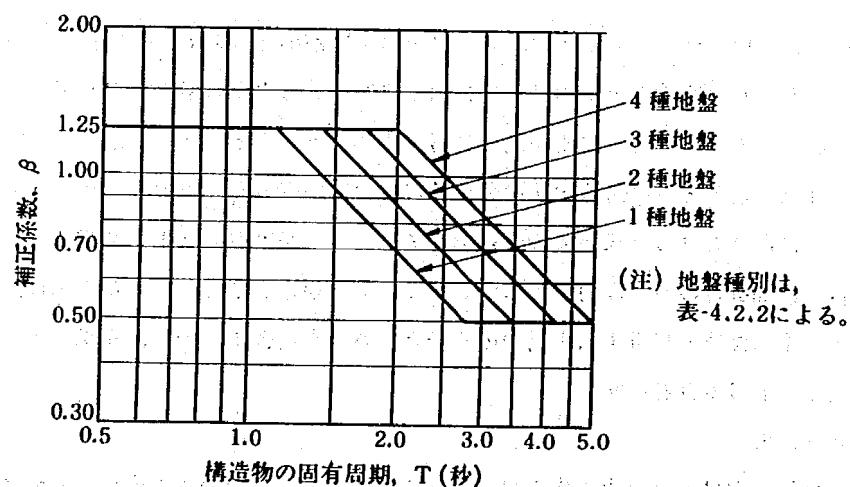


図-4.2.1 固有周期による補正係数, $\beta^{(4)}$

(2) 固有周期の計算

(1)において β の値を求める際の構造物の固有周期は、橋全体の構造系を1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割し、橋脚躯体の曲げ変形を考慮して求めるものとする。

(解説) 設計震度は、道路橋耐震設計指針によった。

鉛直震度については、(1)の解説に準じるものとする。

なお、構造物の固有周期の計算は、道路橋耐震設計指針に示されている方法による。計算

方法の例を、付属参考資料 1.7 に掲げる。

(3) 地震の影響

(1) 地震の影響

耐震設計における地震の影響としては、つぎの地震荷重を考慮する。

- 1) 構造物の自重に起因する慣性力。その大きさは、構造物の重量に設計震度を乗じた値とする。
- 2) 負載重量に起因する慣性力。その大きさは、負載重量に設計震度を乗じた値とする。
- 3) 地震時土圧
- 4) 地震時動水圧

(2) 地震時に上部構造から下部構造に伝達される水平荷重

- 1) 地震時に上部構造から下部構造に伝達される水平荷重は、震度法および修正震度法のいずれの場合においても、つぎのとおりとする。
 - i) 固定支承から伝達される水平荷重は、上部構造の慣性力（当該固定支承にかかる上部構造全重量と設計水平震度との積）とする。
 - ii) 可動支承から伝達される水平荷重は、支承の静摩擦力（当該可動支承にかかる上部構造全重量と支承の静摩擦係数との積）とする。ただし、支承の摩擦係数の値が設計水平震度の値よりも大きいときは、支承の静摩擦係数の代りに設計水平震度の値を用いる。
- 2) 上部構造の慣性力の作用位置は、橋軸方向については支承の底面、橋軸直角方向については上部構造の重心位置とする。橋軸直角方向の場合には、一般に床版底面としてよい。
- 3) 慣性力は、原則として水平 2 方向に別々に作用させるものとする。水平 2 方向は、一般に橋軸方向および橋軸直角方向とする。ただし、斜橋の場合は、下部構造の主軸に平行および直角な 2 方向とする。

(3) 地震時土圧⁽⁴⁾

地震時土圧は壁面に作用する分布荷重とし、荷重強度は次式により求めるものとする（図 4.2.2 参照）。

$$\text{主動土圧: } p_a = \gamma \cdot x \cdot K_{EA} - 2c \sqrt{K_{EA}} + q' \cdot K_{EA} \quad (4.2.3)$$

$$\text{受働土圧: } p_p = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c \sqrt{K_{EP}} + q' \cdot K_{EP} \quad (4.2.4)$$

ただし、

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos\theta_0 \cos^2\theta \cos(\theta - \theta_0 + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

ここに,

p_a : 深さ x (m) における主働土圧
強度 (t/m^2),

p_p : 深さ x (m) における受働土圧
強度 (t/m^2)

γ : 土の単位容積重量 (t/m^3),

x : 地表面からの深さ (m),

c : 土の粘着力 (t/m^2),

q' : 地震時の地表載荷重 (t/m^2),

K_{EA} : 地震時主働土圧係数,

K_{EP} : 地震時受働土圧係数,

ϕ : 土の内部摩擦角,

α : 地表面が水平面となす角,

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦
角,

θ : 壁背面が鉛直面となす角,

$\theta_0 = \tan^{-1} k_h$,

k_h : 設計水平震度。

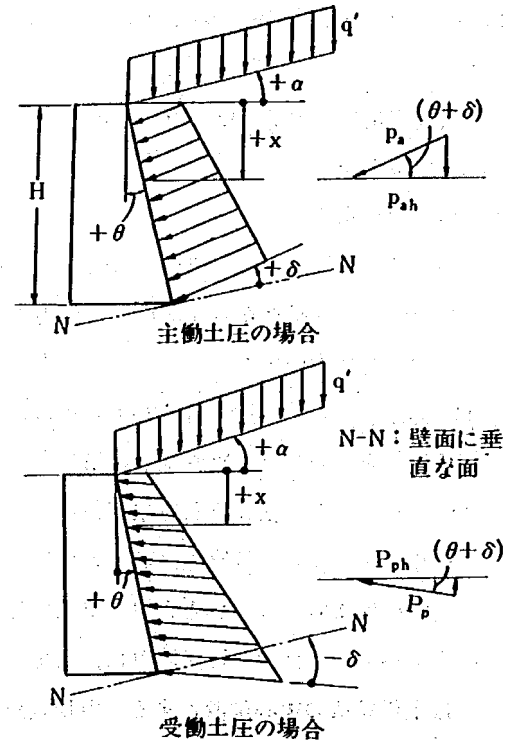


図-4.2.2 地震時土圧

ただし, $\phi \pm \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi \pm \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また, q' には活荷重は含まれず, 地震時に必然的に作用するもののみとする。

(4) 地震時動水圧⁽⁴⁾

水に接する構造物については, 地震時につぎの動水圧を考慮する。この動水圧の作用方向は, (1)に示した慣性力の方向と同一とする。

1) 壁状構造物の動水圧 (図-4.2.3 参照)

片面にのみ水が存在する壁状構造物の動水圧は, 次式により求める。

$$P = \frac{7}{12} k_h \cdot W_0 \cdot b \cdot h^2 \quad (4.2.5)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \quad (4.2.6)$$

ここに、

P : 構造物に作用する全動水圧 (t),

k_h : 設計水平震度

W_0 : 水の単位容積重量 (t/m^3),

b : 動水圧の作用方向に直角な方向の躯体幅 (m),

h : 水深 (m),

h_g : 全動水圧作用点の地盤面からの距離 (m),

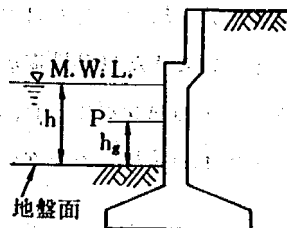


図-4.2.3 壁状構造物の動水圧

2) 柱状構造物の動水圧 (図-4.2.4 参照)

周辺が完全に水で囲まれた柱状構造物の動水圧は、次式により求める。

$$\left. \begin{aligned} b/h \leq 2.0 : P &= \frac{3}{4} k_h \cdot W_0 \cdot b^2 \cdot h \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \\ b/h \geq 2.0 : P &= \frac{3}{8} k_h \cdot W_0 \cdot b^2 \cdot h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.2.7)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \dots\dots\dots (4.2.8)$$

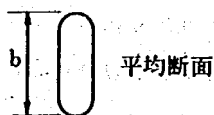
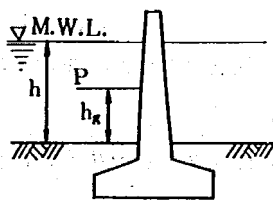


図-4.2.4 柱状構造物の動水圧

(解 説)

(2)について：地震時に上部構造から下部構造に伝達される水平荷重の具体的な計算法として、道路橋耐震設計指針に示された計算例を付属参考資料 1.8に掲げる。

(3)について：道路橋示方書・Ⅳ、下部構造編に準拠した。

(4)について：道路橋耐震設計指針に準拠した。

(4) 応力度および弾性変形の計算

(1) 不静定力または弾性変形の計算⁽²⁾

1) 不静定力または弾性変形の計算では、部材の断面 2 次モーメントは鉄筋の影響を考慮し

て部材のコンクリート全断面について計算する。ただし、不静定力の計算では、一般に鉄筋の影響を無視して部材の全断面について計算してよい。

- 2) 不静定力または弾性変形の計算では、鉄筋のヤング係数 E_s は $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートのヤング係数 E_c は表-4.2.5の値とする。また、コンクリートのポアソン比は一般に $1/6$ とし、ヤング係数とせん断弾性係数との比は 2.3 とする。

表-4.2.5 不静定力または弾性変形の計算に用いるコンクリートのヤング係数⁽²⁾

設計基準強度, $\sigma_{ck}(\text{kg/cm}^2)$	180	240	300	400
ヤング係数, $E_c(\text{kg/cm}^2)$	2.4×10^5	2.7×10^5	3.0×10^5	3.5×10^5

(2) 応力度の計算⁽²⁾

- 1) 断面の決定または応力度の計算では、一般にコンクリートの引張強度を無視し、維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとする。
- 2) 断面の決定または応力度の計算では、鉄筋およびコンクリートのヤング係数をそれぞれ $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ および $E_c = 1.4 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ($n = E_s / E_c = 15$) とする。

(解 説)

(1)について：土木学会・無筋および鉄筋コンクリート標準示方書⁽²⁾(以下、RC示方書という) 11条の規定によることとした。

ここにいる弾性変形は、4.2.3「靱性を考慮した安全性の検討」で扱う弾塑性変形とは異なるものである。

弾性変形については、計算された変形量に対してその許容値が設定されていないことが多いし、コンクリート構造物の弾性変形を計算で正確に求めることはむづかしいが、他の類いの構造物と剛性を比較する程度の目的で変形の計算を行う場合には、鉄筋の影響を考慮し、コンクリートの全断面を有効と考えて計算してよい。

(2)について：RC示方書・12条の規定によることとした。

橋脚の場合は、一般には本文1)、2)に示す条件のもとで通常の曲げ部材としての計算を行うのであるが、つぎのⅠ)またはⅡ)の条件を満足するような縁引張応力度が比較的小さい場合には、柱の全断面を有効と考え、式(解4.2.1)によりコンクリートの圧縮応力度を求めてよい(RC示方書4.8条(2)に準拠)。

- Ⅰ) 柱が断面の主軸の方向に曲げを受け、断面の一方の側に生じる縁引張応力度の絶対値が断面において同時に生じる縁圧縮応力度の値 0.25 倍をこえない場合。
- Ⅱ) 柱が直角2方向の曲げを受け、断面の1つの隅に生じる引張応力度の絶対値が断面の反対側の隅において同時に生じる圧縮応力度の値 0.35 倍をこえない場合。

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} \pm \frac{N \cdot e}{W_i} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (\text{解 4.2.1})$$

ここに、 σ_c : コンクリート断面の緑応力度 (kg/cm²) ,

N : 軸方向力 (kg) ,

A_i : 換算断面積, $A_i = A_c + 15 \cdot A_s$ (cm²) ,

e : 換算断面の図心から N の作用点までの距離 (cm) ,

W_i : 換算断面の図心軸に関する断面係数 (cm³) ,

A_s : 軸方向鉄筋の全断面積 (cm²) ,

A_c : コンクリートの全断面積 (鉄筋を含む) (cm²) ,

(5) 安全性の検討

(1) 許容応力度による安全性の検討

1) 部材について計算された鉄筋およびコンクリートの応力度が、それぞれの許容応力度以下である場合に、その部材は応力度に関して安全であると判断する。

2) 耐震設計において考慮する荷重は、死荷重と地震の影響を組合わせた荷重とする。安全性の検討に用いる許容応力度は、表-4.2.6 および表-4.2.7 の値を 1.5 倍した値とする。

表-4.2.6 コンクリートの許容応力度⁽²⁾

項 目		許 容 応 力 度 (kg/cm ²)			
曲げ圧縮, σ_{ca}		$\frac{1}{3} \sigma_{ck}$			
σ_{ck}		180	240	300	400 以上
せん断	斜引張鉄筋の計算をしない場合, τ_{a1}	6	7	8	9
	斜引張鉄筋の計算をする場合, τ_{a2}	17	20	22	24
付 着 τ_{oc}	普 通 丸 鋼	7	8	9	10
	異 形 鉄 筋	14	16	18	20
支 圧, σ_{ca}		$\sigma_{ca} \leq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{ck}$ ただし, $\sigma_{ca} \leq 0.5 \sigma_{ck}$ ここに, A : コンクリート面の全断面積 (cm ²) A' : 支圧を受ける面積 (cm ²)			

表－4.2.7 鉄筋の許容応力度⁽²⁾

鉄筋の種類	SR24	SR30	SD24	SD30	SD35	SD40
許容応力度（引張および圧縮）	1400	1800	1400	1800	2000	2200

(2) 靱性を考慮した安全性の検討

靱性を考慮した安全性の検討は、4.2.3に示す手続きによって行う。

（解 説）

(1)について：耐震設計において考慮する荷重状態は、死荷重と地震の影響の組合わせのみに限定した。耐震設計では、部材の終局限界状態に着目して設計するので、そのような状態における変形は大きく、乾燥収縮および温度変化の影響は計算上無視しうる程度であるので、これらは考慮しないこととした。活荷重については、従来より道路橋の耐震設計においては考慮されていないが、経験的にそれで安全と判断されるので、この設計法（案）でも従来の考え方を踏襲することとした。

表－2.4.6および表－2.4.7に示す許容応力度は、RC示方書によった。

4.2.2 弾性応答解析法にもとづく設計

(1) 概 説

地震応答解析は、構造物をモデル化し、これに地震力を入力して応答計算を行うことにより、地震時における構造物の挙動を求めようとする方法である。橋脚は、一般に集中質点とそれらをつなぐ棒部材とから構成される多質点系振動モデルにおきかえて計算する。振動モデルは、集中質点の大きさと配列、棒部材の剛性の仮定の仕方によって特徴づけられる。

解析方法としては、弾性応答解析と弾塑性応答解析とが考えられる。弾性応答解析は、部材の剛性が断面力の変化にかかわらず一定と考えて計算する方法で、現在一般に行われている地震応答解析はこの方法によっている。弾塑性応答解析は、部材の復元力モデルを設定し、部材断面に作用する断面力の変化にしたがって部材の剛性が変化するものと考えて計算する方法であり、これによれば弾性応答解析によるよりも地震時における部材の挙動をより厳密に把握することができると考えられるが、単一柱形式RC橋脚に関しては、部材の復元力モデルを設定するのに必要な実験資料が十分でないこと、計算がきわめて煩雑になること、などから、ここでは弾性応答解析のみを扱うこととする。

弾性応答解析を行う際に用いる部材の剛性としては、ひびわれ発生前の全断面有効として求める剛性（初期剛性）、ひびわれがかなり進行し、鉄筋が降伏する直前の状態における剛性（降伏時剛性）などが考えられる。初期剛性は、従来の弾性応答解析において一般に用いられ

ていたものであり、降伏時剛性は、弾性理論で扱いうる範囲でなるべく終局状態にちかい状態での部材の挙動を把握しようとする場合に用いることができる。この設計法（案）では、図一4.2.5に示すように、計算過程に応じて初期剛性または降伏時剛性を用いることとしている。図一4.2.5における過程③は従来の弾性応答解析において行われていたものと同じで、全断面有効として求めた初期剛性を用いて線型解析を行うもの、過程④は終局状態に関する検討のために初期剛性を用いて線型解析を行うもの、また、過程⑤は部材降伏時の剛性を考えて線型解析を行うものである。

(2) 計 算 法

(1) 振動モデルの設定

橋脚躯体の構造形式、支承構造等に応じて、適切な振動モデルを設定する。

橋脚は、一般には多質点系モデルにおきかえる。

橋脚の、橋軸方向の振動、および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動においては、上部構造の質量効果が支配的となることが普通であるので、上部構造の質量を橋脚天端位置の質点に付加する方法をとる。この場合、橋脚自体の質点はそれ程多く設ける必要はない。しかし、可動査のみをもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルでは、上部構造の質量効果は小さいので、橋脚自体の質点数はやや多くする必要がある。長大橋梁やとくに剛性の小さい桁をもつ橋梁などの場合には、上部構造も多質点系モデルにおきかえる必要があり、その場合、桁と橋脚天端との結合条件は支承の種類に応じて定める必要がある。

(2) 設計地震入力

応答スペクトル法に用いる設計地震入力は、架橋地点の地盤条件に適合する既往の強震記録から算出した応答スペクトル、または複数の応答スペクトルを平均して算出した平均応答スペクトルとする。

時刻歴応答解析法に用いる設計地震入力は、架橋地点の地盤条件に適合する既往の強震記録の中から、構造物の特性、地震動の特性を考慮して選定するものとする。

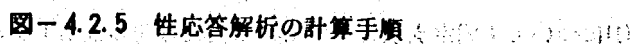
(3) 計算の手順

弾性応答解析の計算手順は、図一4.2.5に示すとおりとする。選定された地震入力のもとで、部材の応力度は初期剛性もしくは降伏時剛性を考慮したときの応答値が許容値以下であり、かつ、震度 k_{hd} の地震における部材の変位塑性率がその許容値以下となるように断面を定める。

初期剛性は4.2.1-(4)-(1)に準じて、また、降伏時剛性は4.2.1-(4)-(2)に準じて求める。

(解 説)

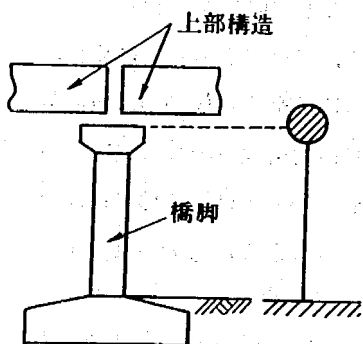
(1)について：固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルは、橋脚躯体自体の質点数は多



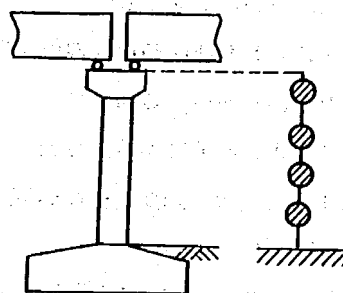
くする必要はなく、通常は、躯体には質点を設けず、橋脚天端位置に上部構造の質量をあらわす1つの質点のみを設けた、いわゆる1質点モデル(図一解4.2.1)を用いることができる。可動査のみをもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルは、一般に図一解4.2.2に示すように橋脚躯体の質量のみを数個の質点であらわす。可動支承における摩擦を考慮する場合は、図一解4.2.3に示すようなモデルを考え、可動支承の摩擦ばねとしては図一解4.2.4に示すような弾塑性ばねを仮定する。オイルダンパーやストッパーを用いて、地震時における橋軸方向の水平力を各橋脚に分散させる構造としている場合には、図一解4.2.5に示すようなモデルを考えるのがよい。

上部構造は、支間が短い場合にはその伸縮変形を無視して剛体と考えてよいが、支間が長くなればその伸縮変形による振動を考慮することが必要になる。

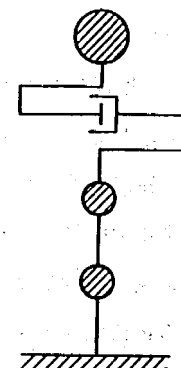
橋軸直角方向の振動においては、支承が可動、固定のいずれであっても上部構造の質量効果が支配的となるので、一般には図一解4.2.6に示すように上部構造の重心位置に支承反力に相当する質量の質点を設けた1質点モデルとしてよい。高橋脚の振動モデルでは、上部構造の横剛性を考慮し、図一解4.2.7に示すように上部構造の位置にばねを付加したモデルを考えることもある。



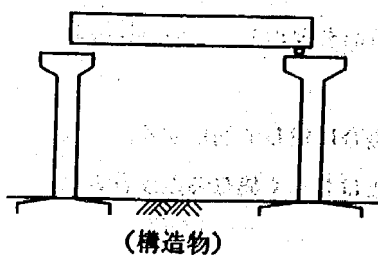
(構造物) (モデル)
図一解4.2.1 固定支承をもつ
橋脚の橋軸方向の振動



(構造物) (モデル)
図一解4.2.2 可動支承をも
つ橋脚の橋軸方向の振動

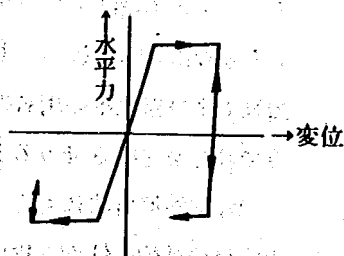


図一解4.2.5
ダンパーを考慮した
モデル

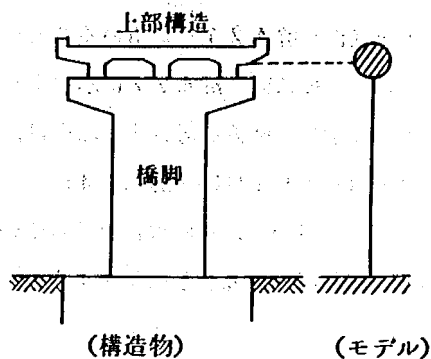


(構造物) (モデル)

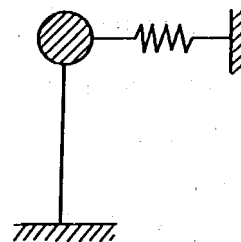
図一解4.2.3
可動支承の摩
擦を考慮した
モデル



図一解4.2.4
可動支承の摩擦ばね



図一解 4.2.6 橋軸直角方向の振動モデル



図一解 4.2.7 上部構造の横剛性を考慮したモデル

(2)について：応答スペクトル法による場合、既往の特定の強震記録から算出した応答スペクトルが用いられる場合もあるが、一般には、地震動の平均的な性質を具備した平均応答スペクトルが用いられることが多い。

時刻歴応答解析法による場合の設計地震入力としては、一般に、比較的遠距離に生じる大規模な地震、近距離に生じる小規模な地震、および両者の中間的なものの、おおむね3種類程度の地震を想定して入力地震波を選定するのがよい。この場合、架橋地点もしくはそれとよく似た地盤条件の地点で記録された地震動は、地盤条件による補正を要しないが、地盤条件を異にする地点で得られた記録を適用する場合には、あらかじめ架橋地点の地盤条件に対応する地震動に変換しておくことが必要である。また、地震波形については、橋脚に塑性変位を生じる回数が増えるような最大加速度と継続時間の関係をもつようなものを選定するように留意する必要がある。

(3)について：従来、地震応答解析の結果の取扱いについては思想が統一されておらず、一般には、修正震度法による設計結果に対する単なる比較参考値として扱われることが多かった。しかし、修正震度法を適用するよりも地震応答解析によるのが適切な構造系については、それを主体に設計を行うべきであるとの考えから、この設計法（案）ではこれを一つの独立した設計法として扱っており、震度法または修正震度法にもとづく設計の場合と同様に、応力度および塑性率の両者がそれぞれの許容値をこえないように断面を定めて、この設計法のみで設計を完成させようとしている。

弾性応答解析法にもとづく設計は、つぎのような構造条件の場合に対して適用する。

- 1) 橋の動的特性が、震度法または修正震度法で想定した状態とは著しく異なると予想される場合。

震度法または修正震度法による設計は、橋全体を1基の下部構造とそれが支持する上部

構造部分を一つの設計単位とみなし、地震力を静的な水平力に置きかえて行う方法であるが、地震時における橋の挙動は動的であり、橋の特性によっては震度法で仮定した条件がそのままあてはまらない場合がある。このような場合には、橋を実状に近い形でモデル化し、弾性応答解析法にもとづく設計を適用するのがよい。たとえば、つぎのような場合がこれに該当する。

- 1) 多径間の橋で、橋脚の高さ・断面寸法・剛性等の違いにより、橋の固有振動特性が箇所ごとに著しく異なる橋。
 - 2) 吊橋やアーチ橋のように、上部構造が橋脚の剛性に比して柔軟で変形性に富む橋。
 - 3) 長径間の橋、ダンパーを用いて地震時の振動応答の減少を期待する構造とするなどした新形式の橋、など、従来の経験や知識がそのまま当てはまらないと判断されるような場合。
 - 3) 架橋地点の地盤がきわめて軟弱で、かつ、橋の変位が著しく大きいと予想される場合。
- 弾性応答解析法にもとづく設計では、部材の剛性として初期剛性または降伏時剛性を考慮するが、その場合の参考として既往の橋脚における計算上の降伏時剛性と初期剛性との比の一例を表一解 4.2.1 に示す。

表一解 4.2.1 既往の橋脚における降伏時剛性と初期剛性との比の一例（計算値）

断面の種類	降 伏 時 剛 性 初 期 剛 性	事 例 数
中 実 円 形 断 面	0.24 ~ 0.26	6
中 空 円 形 断 面	0.28 ~ 0.32	6
長方形断面（短辺方向）	0.23 ~ 0.33	6
“ （長辺 “ ）	0.23 ~ 0.30	4
小判型断面（短辺方向）	0.26 ~ 0.31	3

（3）安全性の検討

（1）許容応力度による安全性の検討

許容応力度による安全性の検討は、4.2.1—(5)—(1)と同様に行う。

（2）靱性を考慮した安全性の検討

靱性を考慮した安全性の検討は、4.2.3に示す手続きによって行う。

4.2.3 靱性を考慮した安全性の検討

（1）判定条件

橋脚を1質点系モデルにおきかえて、橋脚天端における水平変位に関する塑性率 μ_{khd} 、橋

脚断面の終局曲げモーメント M_u および終局せん断力 S_u を求め、これらがつぎの条件を同時に満足するとき、その橋脚は靱性に関して安全であると判断する。

$$\mu_{khd} \leq \mu_a \quad \dots\dots\dots (4.2.9)$$

$$M^* \leq \frac{M_u}{\gamma} \quad \dots\dots\dots (4.2.10)$$

$$S_u \geq 1.2 \frac{M_u}{H} \quad \dots\dots\dots (4.2.11)$$

ここに、 M^* : 震度 k_h の地震で生じる曲げモーメント M_{kh} 、または、震度 k_{hm} の地震によって生じる曲げモーメント M_{khm} 、または弾性応答解析によって得られる曲げモーメント M_{e1} (初期剛性考慮) または M_{e2} (降伏時剛性考慮)、

M_u : 終局曲げモーメント、

S_u : 終局せん断力、

γ : 安全係数、

H : 橋脚の高さ、

μ_{khd} : 震度 k_{hd} の地震における変位塑性率。ただし、 k_{hd} は標準設計水平震度 k_0 を 0.3 として式 (4.2.1) 又は式 (4.2.2) により求めた値を標準とする。

μ_a : 許容変位塑性率。変位靱性率の 1/3 程度を標準とする。

(解 説)

震度法、修正震度法および弾性応答解析法のそれぞれにもとづく設計 (4.2.1 および 4.2.2 節) においては、許容応力度による安全性の検討に加えて、靱性に関する安全性の検討を行うことにしており、本節は後者についての具体的な方法を示すものである。

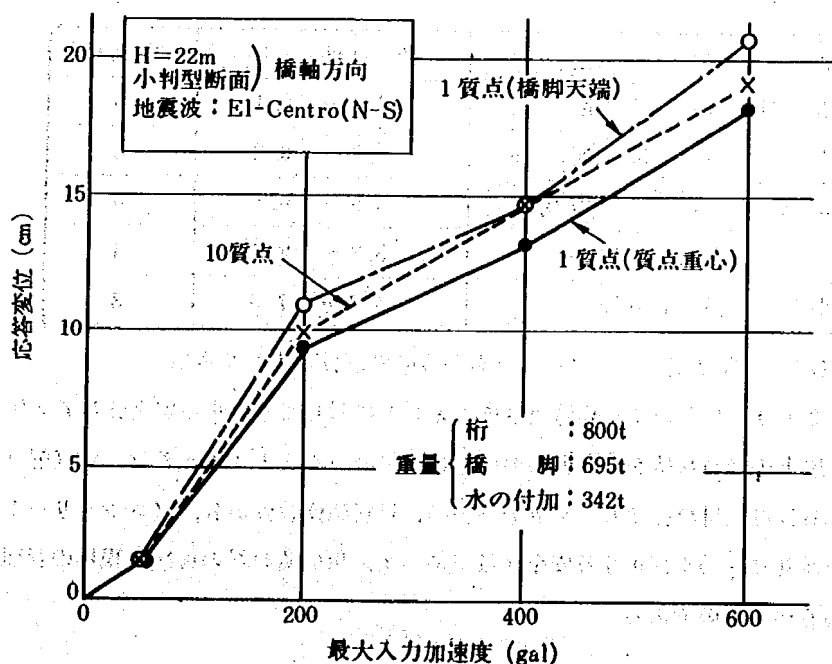
式 (4.2.9) ~ (4.2.11) は、靱性に関する安全性の判別に用いる式であるが、橋脚の変形性能に関する定量的な判定、すなわち、地震力を受けて橋脚の主鉄筋が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうような「ねばり強さ」を付与するための照査は、式 (4.2.9) によって行われる。式 (4.2.11) は、終局曲げモーメントに対応するせん断力を上まわる (20% 増し) 終局せん断力を確保することにより、ぜい性的なせん断破壊が曲げ破壊よりも早く起ることを避けることを目的とする、せん断耐力に関する照査で、これも靱性に関する照査の一つといえる。

式 (4.2.10) で示される終局曲げモーメントの照査および式 (4.2.11) における終局せん断力の算定は、許容応力度による安全性の照査とともに、いわば部材の「強度」の照査に類するものであるが、終局曲げモーメントおよび終局せん断力の値は式 (4.2.9) の μ_{khd} 値の計算過程において得られるものであることから、便宜的に式 (4.2.9) の照査と一括して行うことにしたものである。これら 3 つの判定式の計算に必要な断面力、塑性率などの計

算方法は、(2)に示してある。

式(4.2.9)～(4.2.11)による安全性の照査は、橋脚の1質点系モデルによる解析を基調としている。橋脚を1質点系モデルにおきかえる方法は、4.2.2-(2)-(1)の解説にのべたように、橋脚躯体の質量効果にくらべ上部構造の質量効果が支配的である場合に適用できるもので、上部構造が連続桁構造で、かつ、その支承が多くの橋脚上で固定支承であるか、もしくは可動支承であっても十分な移動制限装置を有し、さらに両橋台が剛でしかも少なくとも桁の一端が橋台上の固定支承に連結されている場合の、橋軸方向に関する橋脚躯体の挙動の検討、長大支間橋梁の橋脚や超高橋脚の挙動の検討などには適用できない。ラーメン構造の橋脚に対しては、(2)に示す諸量の計算のうち変位を求める式(4.2.17)の代りにその構造系に応じた算式を用いることにより、ここに示す検討方法を準用することができる。

1質点系モデルを用いる方法は一つの近似解法ではあるが、高さ22mの単一柱形式橋脚についての1質点系および多質点系モデルによる弾塑性応答解析結果(図一解4.2.8)の例にみるように、この程度の規模の橋脚では1質点系モデルでも十分な近似となり得ることがたしかめられている。厳密に言えば、1質点系モデルによる応答変位は質量重心位置における値であるから、橋脚の変位は振動モードを考慮する必要がある。振動モードとして便宜的に多質点系弾性解析の1次モードを考えると、橋脚天端の変位は質量重心における値の1.1～1.2倍となる。



図一解 4.2.8 モデルの違いによる応答変位の比較の一例

単一柱形式橋脚では、2.2.3 にのべたように、基礎のロッキングが振動特性に大きな影響をおよぼすが、回転ばねの非線型減衰などについてはなお不明な点が多い。基礎固定として検討する場合は、基礎のロッキングを考慮する場合よりも、躯体に関しては安全側になることが多いと思われる。

式(4.2.9)は、震度 k_{hd} の地震における変位塑性率を、変位靱性率より適当に小さな値として設定した許容変位塑性率以下におさめることを意図したものである。ここで、変位靱性率とは、終局変位と降伏変位との比、変位塑性率とは応答塑性変位の降伏変位に対する比、としてそれぞれ定義される値で、変位靱性率は変位塑性率の最大値に相当する。すなわち、変位靱性率を靱性評価の基準点と考え、震度 k_{hd} の地震によって生じる塑性変位が終局変位よりも十分小さな範囲にとどまるようにして、ぜい性破壊に対する安全をはからんとするのが、この照査の目的である。既往の橋脚について、コンクリートの終局圧縮ひずみを 0.0035 と仮定して計算した靱性率の一例を示すと表一解 4.2.2 のようで、震度法または修正震度法によって設計された通常の橋脚においては、結果的に6前後の靱性率を有するものと考えられる。ただし、これは単調増加荷重型のスケルトンカーブを前提とした計算値であって、2.1 に示したように、繰返し荷重下においては靱性率がかなり低下するので、許容変位塑性率の設定にあたってはこのことを十分考慮する必要がある。一つの目安として、許容変位塑性率は靱性率(計算値)の1/3程度にとるのが安全と思われる。

表一解 4.2.2 既往の橋脚における靱性率の一例(計算値)

断面	靱 性 率	事例数
中 実 円 形 断 面	6.4 ~ 8.1	6
中 空 円 形 断 面	5.8 ~ 6.8	6
矩 形 断 面 (短 辺 方 向)	5.6 ~ 10.5	6
〃 (長 辺 〃)	5.7 ~ 8.6	4
小判型断面(短辺 〃)	5.3 ~ 7.3	3

(注) 曲げ変形と、フーチングからの鉄筋伸び出しを考慮。

式(4.2.10)において、終局曲げモーメントに対して考慮する安全係数 γ の値は、当面は、1.0以上の適当な値を設計者において適宜定めることとする。 γ は、式(解-4.2.2)で示される設計用材料強度 R^* を求める際の、材料強度特性値 R_k (コンクリートの場合は、設計基準強度 σ_{ck}) を補正する安全係数であって、用いる材料の種類や現場の管理状態に応じて定めるべきものである。

$$R^* = \frac{R_k}{\gamma} \quad \text{..... (解-4.2.2)}$$

(2) 計 算 法

(1) 靱性を考慮した安全性の検討に用いる水平震度

靱性を考慮した安全性の検討に用いる水平震度は、次式より定める。

$$k_{hd} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_o', \text{ 又は } k_{hd} = \beta \cdot \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_o' \dots\dots (4.2.12)$$

ここに、 k_{hd} ：靱性を考慮した安全性の検討に用いる水平震度、

ν_1 ：地域別補正係数（表－4.2.1による）、

ν_2 ：地盤別補正係数（表－4.2.2による）、

ν_3 ：重要度別補正係数（表－4.2.3による）、

β ：式（4.2.2）において定義された補正係数

k_o' ：靱性の検討において標準とする水平震度で、 $k_o' = 0.3$ を標準とする。

(2) 変位塑性率の計算

変位塑性率は、次式により求める。

$$\mu_{khd} = \frac{10 \cdot \delta_{0.1} k_{hd}}{\delta_y} \dots\dots\dots (4.2.13)$$

ここに、 μ_{khd} ：水平震度 k_{hd} の地震における変位塑性率、

$\delta_{0.1}$ ：水平震度 0.1 に対応する最大応答変位、

δ_y ：軸方向鉄筋降伏時の橋脚天端の変位、

水平震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ は、図－4.2.6 より求める。その際に必要な等価固有周期は、次式により求める。

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \dots\dots\dots (4.2.14)$$

ここに、 T ：等価固有周期（sec）、

W ：モデルの質点質量（t）、

K ：等価剛性（t/m）。（4.2.3－(2)－(3)による）。

g ：重力の加速度（＝9.8 m/sec²）

モデルの質点質量 W は、次式により求める。

$$W = 0.3 W_p + W_u \dots\dots\dots (4.2.15)$$

ここに、 W ：モデルの質点質量、

W_p ：橋脚躯体の質量、

W_u ：上部構造の質量、

図－4.2.6 を用いるにあたって必要となるもう一つの数値、減衰定数 h は、次式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right) \dots\dots\dots (4.2.16)$$

ここに、 h ：減衰定数、

μ_a : 許容変位塑性率。変位靱性率（終局変位と降伏変位との比）の1/3程度を標準とする。

(3) 等価剛性および終局曲げモーメントの計算

橋脚天端に水平力を作用させたときの水平力と天端変位との関係は、一般に図-4.2.7のようである。同図において、変位 μ_a

・ δ_y に対する割線剛性（直線OCの勾配）を等価剛性とする。

橋脚天端の水平変位は、次式より求める。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad \cdots \cdots (4.2.17)$$

ここに、

- δ : 橋脚天端の水平変位、
- δ_1 : 橋脚躯体の弾塑性曲げ変形に伴う橋脚天端の変位、
- δ_2 : フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転に伴う橋脚天端の変位。

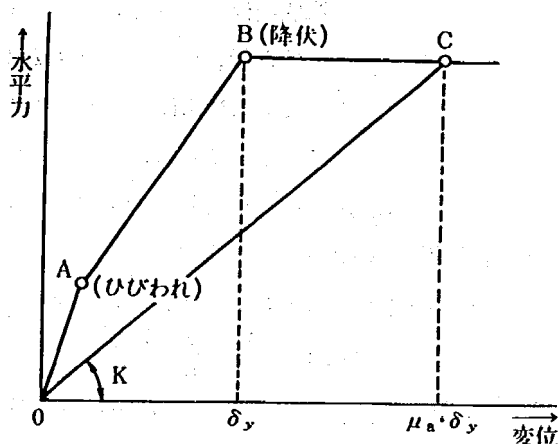


図-4.2.7 橋脚天端における水平力と変位との関係

1) δ_1 の計算

- i) コンクリートの応力-ひずみ関係（図-4.2.8）および鉄筋の応力-ひずみ関係（図-4.2.9）を仮定する。
- ii) 橋脚を高さ方向に m 分割し、各断面について $M-\phi$ 関係（ M : 曲げモーメント、 ϕ : 曲率）を計算する。各断面は n 分割し、各微小面積内で応力度およびひずみは一定とし、かつ、断面の平面保持の法則が成り立つものとして各要素のひずみを求め、i) の仮定によって応力度を求め、式（4.2.18）および式（4.2.19）の釣合条件を満足する中立軸位置を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot dA_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot dA_{si} \quad \cdots \cdots (4.2.18)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot dA_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot dA_{si} \quad \cdots \cdots (4.2.19)$$

ここに、 N : 各断面に作用する軸力、

M : 各断面に作用する曲げモーメント、

σ_{ci} , σ_{si} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度、

dA_{ci} , dA_{si} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積、

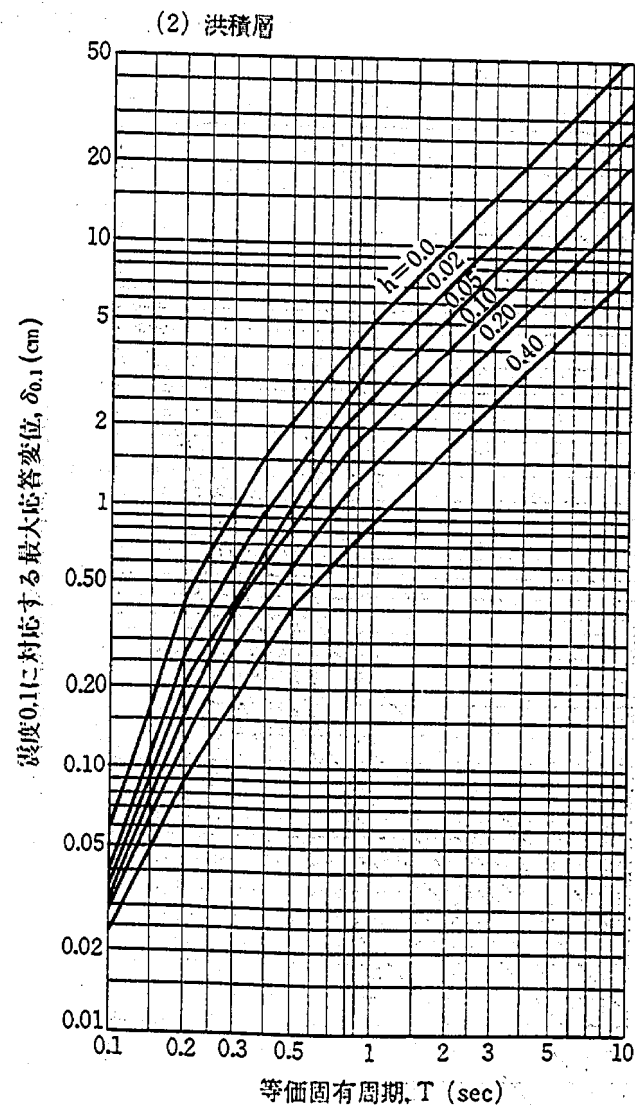
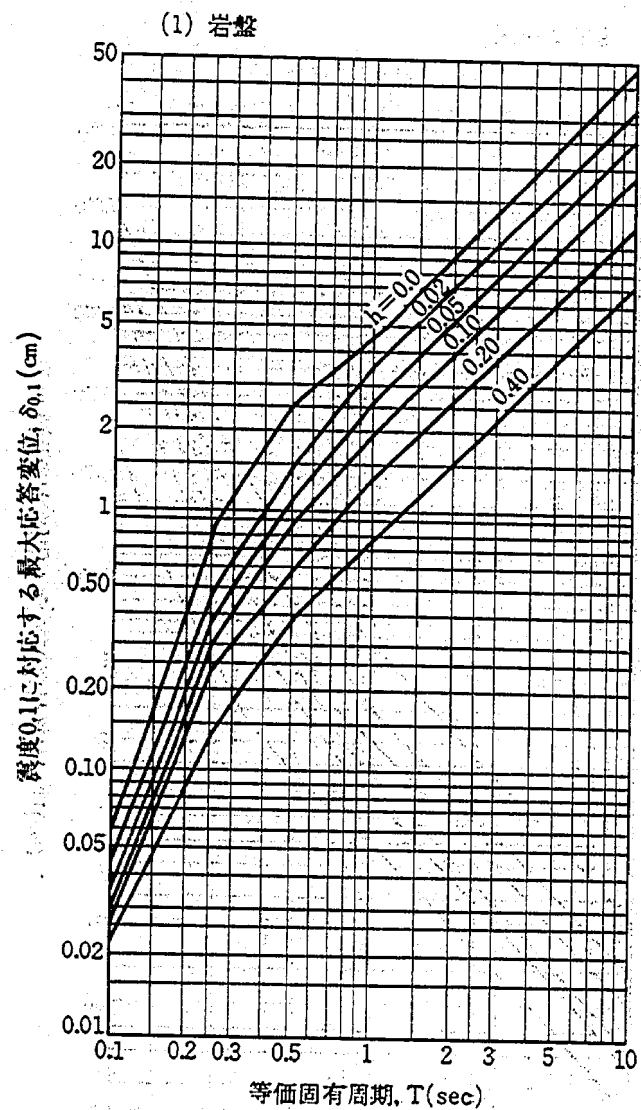


図-4.2.6 震度0.1に対応する平均応答スペクトル曲線

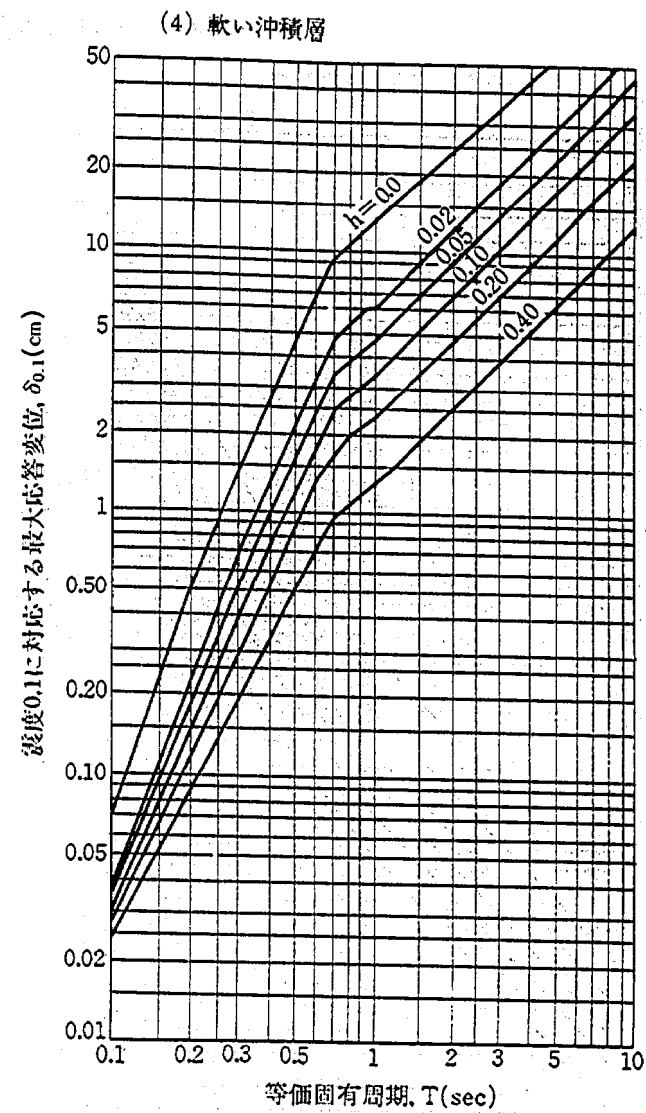
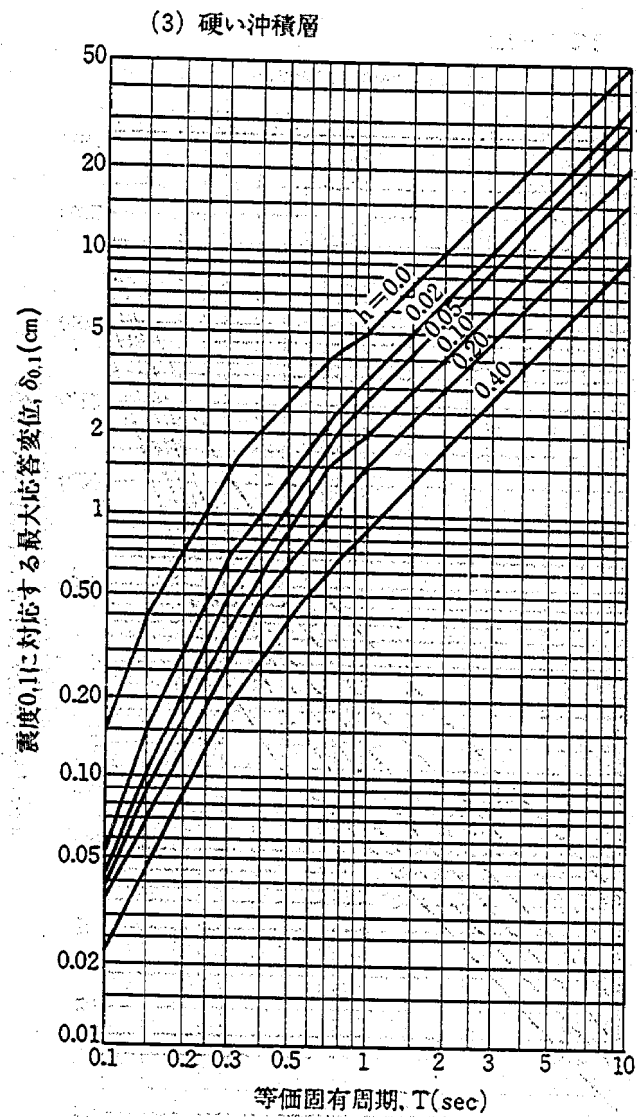


図-4.2.6 震度0.1に対応する平均応答スペクトル曲線

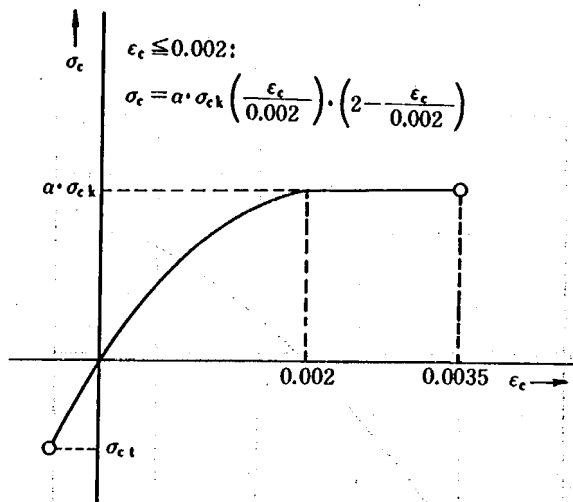


図-4.2.8 コンクリートの応力-ひずみ関係の仮定

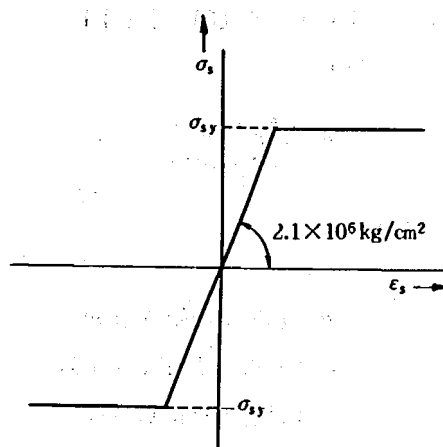


図-4.2.9 鉄筋の応力-ひずみ関係の仮定

x_i : 各要素内のコンクリートまたは鉄筋までの中立軸からの距離,
 n : 断面の微小要素への分割数。

中立軸位置が定まれば、曲げモーメントは式(4.2.19)より、曲率 ϕ は次式より求まる。

$$\phi = \frac{\epsilon_{co}}{x_o} \quad \dots\dots\dots (4.2.20)$$

ここに、 ϵ_{co} : コンクリートの縁ひずみ、

x_o : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

iii) 橋脚天端の変位 δ_1 を、次式より求める。

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot dy_i \quad \dots\dots\dots (4.2.21)$$

ここに、 δ_1 : 橋脚躯体の弾塑性変形にともなう天端の水平変位、

ϕ_i, ϕ_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面における曲率
 で、ii)で求めた $M-\phi$ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面までの距離。

dy_i : 橋脚底面から数えて $i-1$ 断面と i 番目の断面との間の距離。

2) δ_2 の計算
 1) 躯体底面位置における鉄筋のひずみ値から、図-4.2.10により平均付着応力度を求

める。
 2) 躯体底面位置における鉄筋のひずみ値から、図-4.2.10により平均付着応力度を求

ii) 躯体底面の回転角を、次式より求める (図-4.2.11 参照)。

$$\theta = \frac{A_s \cdot \epsilon_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs} \cdot x} \dots\dots (4.2.22)$$

ここに、

θ : 躯体の回転角 (rad),
 A_s : 鉄筋の断面積 (cm²),
 U : 鉄筋の周長 (cm),
 ϵ_s : 躯体底面位置における鉄筋のひずみ,

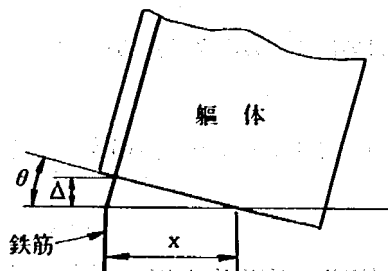


図-4.2.11 フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転

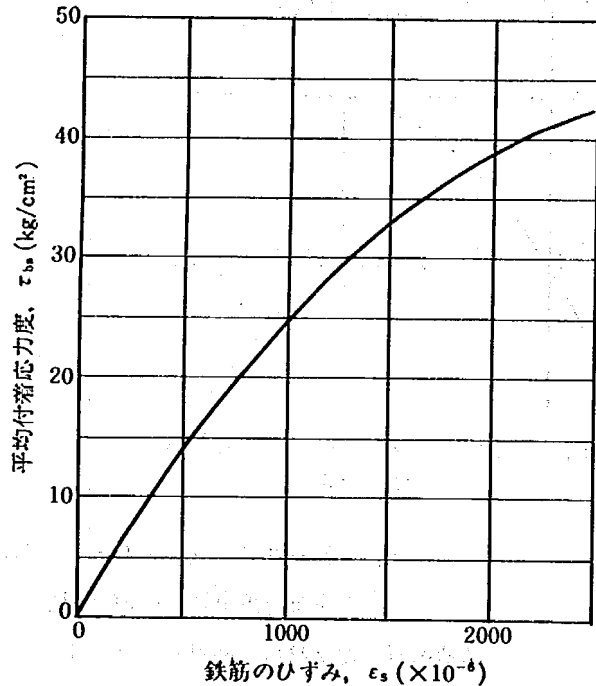


図-4.2.10 平均付着応力度

σ_s : 躯体底面位置における鉄筋の応力度 (kg/cm²),
 τ_{bs} : 平均付着応力度 (kg/cm²)。図-4.2.10 による。
 x : 中立軸から鉄筋までの距離 (cm)。

iii) 橋脚天端の変位 δ_2 を、次式より求める。

$$\delta_2 = \theta \cdot H \dots\dots\dots (4.2.23)$$

ここに、

δ_2 : 橋脚底面の回転による天端の水平変位 (cm),
 θ : 躯体の回転角 (rad),
 H : 橋脚の高さ (cm)。

変位塑性率 μ_{khd} の計算に必要な降伏変位 δ_y は、上記の逐次計算過程において鉄筋降伏点に対応する点までの $M-\phi$ 曲線より、また、終局曲げモーメント M_u は、コンクリートの終局ひずみ ($\epsilon_{cu} = 0.0035$) に対応する点までの式 (4.2.19) による積分値として、それぞれ求める。

(4) 終局せん断力の計算

終局せん断力は、次式より求める。

$$S_u = \frac{A_v \cdot \sigma_{sy} \cdot z}{s} \quad (4.2.24)$$

ここに、 S_u : 終局せん断力、

A_v : 区間 s における帯鉄筋の総断面積、

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点、

z : コンクリートの圧縮部に作用する圧縮力の作用位置と鉄筋位置との間の距離

s : 帯鉄筋の間隔。

(解 説)

(1)について：塑性域における変形性能の検討を目的とするものであるため、水平震度 k_{hd} の値は、震度法や修正震度法で用いる設計水平震度よりも大きい値とするのが適当で、ここでは標準の水平震度として $k_o' = 0.3$ を考えることとした。

(2)について：式 (4.2.13) 中の、水平震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求めるための図-4.2.6 は、わが国で発生した比較的大きい地震による水平方向の地震加速度記録44成分 (20 gal 以上) にもとづき、固有周期と絶対最大応答加速度との関係で示された平均応答スペクトル曲線 (1974)⁽⁴⁾ を、次式により固有周期と最大応答変位との関係に変換して得たものである。

$$S_D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_A \quad \dots\dots\dots (解 4.2.3)$$

ここに、 S_D : 変位スペクトル値、

S_A : 絶対加速度スペクトル値、

T : 固有周期。

モデルの質点重量 W を求める式 (4.2.15) は、道路橋耐震設計指針⁽⁴⁾ に準じて定めた。減衰定数を求める式 (4.2.16) は、Gulkan ら⁽¹⁵⁵⁾ の提案によるものである。

(3)について：橋脚の弾塑性曲げ変形の計算において仮定したコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係 (図-4.2.8 および図-4.2.9) は、文献 (24) によった。これは、これらが部材の終局状態の計算を対象として定められたもので、この項における計算条件に合致するものであったことによる。橋脚断面の終局状態を支配するのは一般にコンクリートの終局圧縮ひずみであるので、図-4.2.9 の鉄筋の応力-ひずみ関係には終局ひずみ値を設定していない。コンクリート終局ひずみの値は、既往の研究 (39) を参照して 0.0035 と仮定した。なお、橋脚の弾塑性計算において、コンクリート圧縮部のひずみがこの終局ひずみに達するときの曲げモーメントを終局曲げモーメント、そのときの変位を終局変位と定義する。

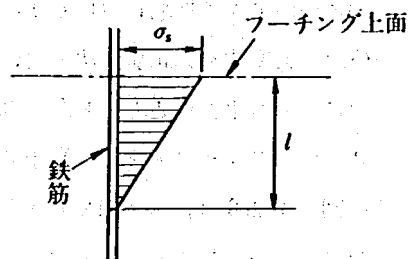
コンクリートの材料強度の低減係数 α は、当面は0.7～1.0程度の範囲で適当に定めるものとする。

式(4.2.22)は、つぎのような考えのもとに導かれた。フーチング上面における軸方向鉄筋の応力度を σ_s とし、応力度が0になる点の深さ ℓ まで鉄筋応力度は図一解4.2.9に示すように直線分布するものと仮定する。軸方向鉄筋の断面積を A_s 、周長を U 、区間 ℓ における平均付着応力度を τ_{bs} とすると、力の釣合条件より次式を得る。

$$\ell = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs}} \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 4.2.4)$$

フーチング上面における鉄筋のひずみを ϵ_s とすると、区間 ℓ における平均ひずみは $\epsilon_s/2$ 、したがってフーチング上面における鉄筋の伸び出し量 Δ は、次式より求まる。

$$\Delta = \frac{\epsilon_s}{2} \ell \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 4.2.5)$$



図一解4.2.9 フーチング内の鉄筋応力分布の仮定

2.1に示した実験結果等より、交番繰返し荷重を受ける場合の伸び出し量として、この2倍を考慮することになると、

$$\Delta = \epsilon_s \cdot \ell \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 4.2.6)$$

図一4.2.11より、橋脚躯体底面の回転角 θ は

$$\theta = \frac{\Delta}{x} \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 4.2.7)$$

式(解4.2.4)、式(解4.2.6)を式(解4.2.7)に代入すれば、式(4.2.22)を得る。

図一4.2.10は、既往の実験資料^{(38), (114)}によった。

なお、等価塑性を計算を行わずに推定する場合には、既往の箱脚における降伏時剛性(表一解4.2.1)を参照し、それより許容塑性率 μ_d に対応する剛性として等価剛性を求めればよい。

4.2.4 構造細目

(1) 一般構造細目

(1) 鉄筋の定着

- 1) 軸方向鉄筋のフーチング中への定着長さは、一般に次式より求まる長さ ℓ 以上とする。

$$\ell = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (4.2.23)$$

ここに、

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度、

τ_{oa} : 許容付着応力度

ϕ : 鉄筋の直径

- 2) フーチング中の鉄筋を中心とするコンクリートの円錐状のせん断破壊を防止するため、フーチング上側にはフーチングの設計荷重に対して必要とする量の水平鉄筋を配置し、かつ、橋脚躯体断面のフーチング上面における外縁線から少なくとも 2ℓ 以内の範囲には、橋脚の全軸方向鉄筋の全強に相当するせん断力を受け持つのに必要な腹鉄筋をその範囲に分散させて配置するのがよい。

- 3) 軸方向鉄筋を2段以上に配置する場合で、柱の設計計算上必要のなくなった軸方向鉄筋を柱中間部で定着する場合の定着長さは、鉄筋直径の45倍以上とする。

(2) 鉄筋の継手

- 1) 軸方向鉄筋に継手を設ける場合の継手長さは、次式より求まる ℓ_o 以上とする。

$$\ell_o = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (4.2.24)$$

ここに、

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度、

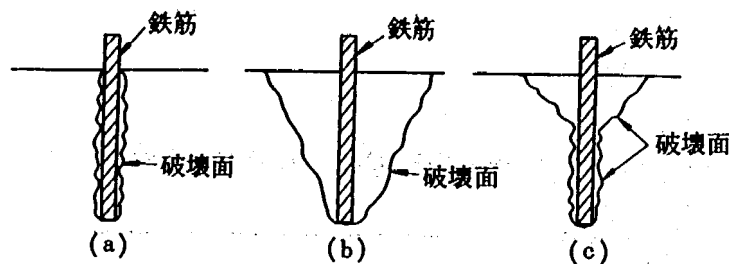
τ_{oa} : 許容付着応力度、

ϕ : 鉄筋の直径

- 2) 軸方向鉄筋の重ね継手部には、軸方向鉄筋1本の断面積の1/3以上の断面積に相当する量の横方向鉄筋(帯鉄筋)を配置して補強する。

(解説) 図4.2.10(a)～(d)は、鉄筋の定着に関する図である。

(1)について、現行の設計指針(土木学会・コンクリート標準示方書)に示されている定着長さの計算方法は、図一解4.2.10(a)に示すように鉄筋表面においてコンクリートと鉄筋との付着が破壊することを前提としたものとなっている。しかし、実験によれば(3.2.3参照)、定着長さが短い場合には図一解4.2.10(b)に示すようにコンクリート内に円錐状のせん断破壊面を生じ、定着長さが長い場合には図一解4.2.10(d)に示すように鉄筋表面



図一解 4.2.10 定着破壊の形式

の破壊と円錐状の破壊とが複合された形式の破壊を生じる傾向がある。また、軸方向鉄筋をフーチング内に定着する場合、複数の鉄筋がたがい近接して定着されるため、相互干渉の影響により鉄筋1本当りの定着効率が低下する。

以上のような定着部の性状は、比較的小型の供試体によって確かめられたものであり、今後、形状・寸法や軸方向鉄筋周囲の配筋状態など、より実橋脚にちかい状態での挙動を確かめることが必要であるが、当面の措置として、現在における知見の範囲で安全と考えられる定着部の構造細目を提示したものである。

柱の中間部で軸方向鉄筋を定着する場合は、地震時に交番繰返し水平力を受けることを想定すると、コンクリートが引張を受ける部分に軸方向鉄筋を定着することになるが、部材の引張部における所要定着長さについては不明の点が多い。そのため、躯体の中間部で止める鉄筋は計算上必要がなくなった位置から十分余裕をもって延長して止めておくのが安全である。また、鉄筋量が増加する断面では、地震時水平力による応答曲率が大きくなって、他の部分より塑性化が進行しやすく、応力集中が起りやすい（2.2.4参照）ことから、定着端は十分に延長しておくのが安全である。このようなことから、柱の中間部で軸方向鉄筋を定着する場合の定着長さは、一般部における所要定着長さ（鉄筋直径の約30倍以上）に50%程度の余裕をみて、鉄筋直径の45倍以上とすることとしたものである。

(2)について：重ね継手の継手長さは、現行の設計基準（土木学会・コンクリート標準示方書）に示されている値と同じである。

重ね継手に地震時に繰返し高応力が作用するとぜい性的な割裂破壊を生じるおそれがあるため、重ね継手部には十分な量の横方向鉄筋を配置して補強することが必要である。実験によれば、単一継手の場合（相隣る鉄筋の間隔が十分に大きい場合）には、継手長さを式（4.2.24）より定まる値とし、軸方向鉄筋1本の30%程度の鉄筋量の横方向鉄筋で補強すれば、鉄筋の実降伏点程度の大きさの応力の繰返しに対して十分な耐力と靱性を確保しうると考えられる。しかし、重ね継手が狭い間隔で並列して設けられるときは、相互干渉の影響により耐力および靱性が低下する傾向があるので、橋脚の一断面に継手が集中するような場

合は、継手長さを式(4.2.24)で与えられる値よりも大きくするか、または横方向鉄筋量をふやすかして、十分な耐力と靱性が保持されるようにする必要がある。継手間隔が広い場合には横方向鉄筋量をふやすことによる効果がないものの、継手間隔が狭い場合には横方向鉄筋量をふやすことの効果が現われることが実験的に確かめられている(3.2.2参照)。横方向補強鉄筋は、重ね継手区間の端部に重きをおいて配置すれば、いっそう効果的である。

(3) その他の一般構造細目

鉄筋の曲げ形状、鉄筋のあき、かぶり、束ね鉄筋、その他の一般構造細目は、土木学会・コンクリート標準示方書の規定による。

(2) 単一柱橋脚躯体の配筋

(1) 軸方向鉄筋

1) 軸方向鉄筋は、直径13 mm 以上とし、その断面積はコンクリート全断面積の0.05%以上とする。

2) 設計を震度法または修正震度法にもとづく方法で行う場合で、軸方向鉄筋を躯体中間部で定着する場合、応力度の算定における設計曲げモーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法または修正震度法によって求まる値とし、上部構造からの水平力の作用位置における値を0として、その中間部は直線的に変化するものとする。

(2) 帯鉄筋

1) 帯鉄筋は、直径13 mm 以上の鉄筋とし、その間隔は柱断面の最小寸法の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下で、かつ、30 cm 以下とする。⁽³⁾

2) フーチング上面より柱断面の最小寸法に等しい区間の橋脚躯体およびフーチング上面より柱断面の最小寸法の1/2に等しい深さまでのフーチング中の区間においては、帯鉄筋間隔は15 cm とする。

3) 躯体中間部で軸方向鉄筋を定着する場合の定着長さの区間についても、帯鉄筋は15 cm 間隔に配置するものとする。

(解 説)

(1)について：軸方向鉄筋量については、現行の学会規準によることとした。ただし、学会規準では12 mm 以上の鉄筋とされているのに対し、現在では異形鉄筋の使用が一般的であることから、その規格径に合わせて直径13 mm 以上を用いることとした。

つぎに、設計曲げモーメントに関して、高さ約20 mの単一柱橋脚の多質点モデルによる地震応答解析の結果によれば、最大応答曲げモーメントは、橋脚の高さ方向に等分布の震度を与えて静的計算で求めた最大曲げモーメントにくらべて直線に近い分布となる(図-解4.2.11)。また、日本建築学会の鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針⁽¹⁶⁾には、設計曲げモーメントは直線分布とすることが規定されている。これらを勘案して、単一柱橋脚の設計

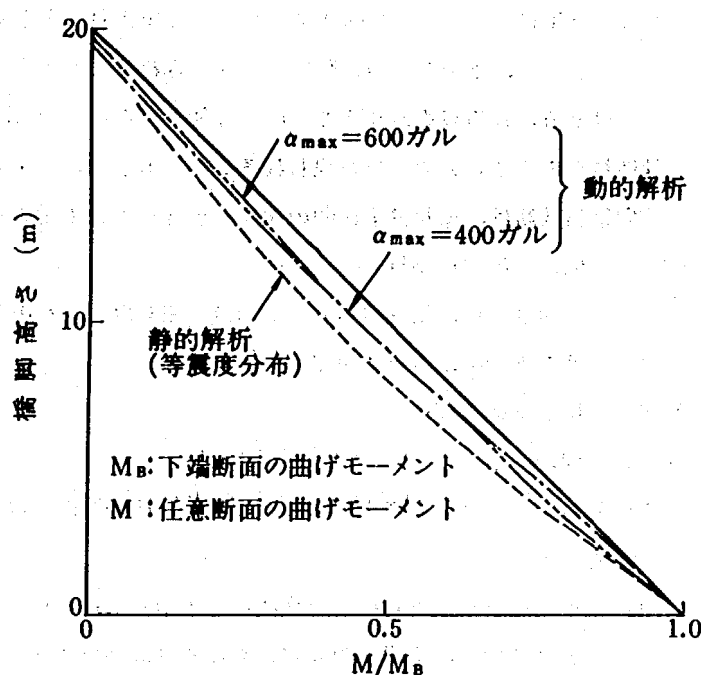
を震度法または修正震度法にもとづく方法によって行う場合の設計曲げモーメントは、直線分布と考えることとした。

(2)について：断面寸法の大きいR〇橋脚の帯鉄筋配置について、土木学会・コンクリート標準示方書・50条解説には、「帯鉄筋は直径12mm以上、その間隔は60cm以下、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋による軸方向鉄筋の支持間隔は柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋直径の45倍以下とする」こと

が示されているが、単一柱橋脚を対象とした柱の交番繰返し載荷実験（2.2参照）の結果によれば、帯鉄筋を柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した場合は、軸方向鉄筋位置から45°方向の斜めひびわれを生じた場合に、そのひびわれと交差する帯鉄筋が皆無となる状態も起り得て、その場合には靱性が著しく低下することが確かめられている。斜めひびわれは、柱底面の軸方向鉄筋位置付近または鉄筋を躯体中間部で定着する場合は定着部先端付近を起点として発達することが多いと考えられるが、ひびわれ発生位置を正確に予測することは困難であるため、かりに斜めひびわれが躯体のどの位置に生じたとしても、少なくとも1本の帯鉄筋が斜めひびわれと交差して、ひびわれ発生後のせん断力伝達の役割を果たしうるようにしておくのが安全であり、そのためには、帯鉄筋は柱断面の最小寸法の少なくとも1/2の間隔で配置しておく必要がある。また、R〇橋脚の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、柱に作用する応力の分布を改善することが本来の目的であり、そのためには間隔があまり大きすぎるのは好ましくない。既往の地震で著しい被害を生じたもののなかには、帯鉄筋量が過小であったり間隔が大きすぎたりしたものが多くみられる。このようなことから、帯鉄筋間隔は最大30cm程度にとどめるのが適当と考えられる。

道路橋示方書・コンクリート橋編の4.2.10「帯鉄筋配置」の規定は、このような条件に合致することから、本文1)はこの規定をそのままとりあげたものである。

柱下端部および躯体中間部での鉄筋定着位置付近は塑性ヒンジが形成されやすく、応力集



図一解 4.2.11 曲げモーメントの分布

中の大きい箇所であるので、このような部分は帯鉄筋を密に配置して補強しておく必要がある。本文 2), 3) は、日本道路公団における内規を参照したものである。

(3) 橋脚頭部の設計

(1) 落橋防止構造⁽⁴⁾

- 1) 可動支承部には、地震時に上沓が下沓から逸脱しないように、移動制限装置を設けるものとする。

移動制限装置の移動制限距離は、温度変化による桁の移動量、活荷重による桁のたわみに伴う移動量および施工誤差に対する余裕量の合計に、20 mm を加えた値とする。ただし、支承と離れて別に移動制限装置を設けるときは、このかぎりでない。

移動制限装置の設計に用いる設計水平震度は、式(4.2.1)または式(4.2.2)で求めた値の1.5倍とする。

- 2) 桁端部は、地震時に落橋しないように、つぎに示す構造のいずれかとする。

- i) 桁端と橋脚天端の壁面との間の距離 S を、次式より求まる値以上とする(図-4.2.11 参照)。

$$\begin{aligned} S &= 70 + 0.5 \ell \text{ (cm)} \\ &\quad (\ell \leq 100) \\ S &= 80 + 0.4 \ell \text{ (cm)} \\ &\quad (\ell > 100) \end{aligned} \quad \dots (4.2.25)$$

ただし、 ℓ : 桁の支間長 (m)

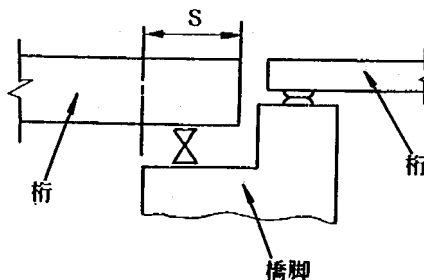


図-4.2.11 S のとり方

- ii) つぎの事項を満足する落橋防止装置を設ける。

- a) 落橋防止装置は、つぎに示す構造のいずれかとするのを原則とする。

- ① 桁と橋脚躯体とを連結する構造
- ② 桁または橋脚躯体に突起を設ける構造
- ③ 2 連の桁を相互に連結する構造

- b) 落橋防止装置は、支承の回転や移動等の機能を損なわないようなものとする。

- c) 落橋防止装置の設計に用いる設計水平震度は、式(4.2.1)または式(4.2.2)より求めた値の2倍以上とする。

(2) 桁座の設計

桁座は、地震による水平力によって生じるせん断力に対して安全なように設計する。

(解説)

(1)について：落橋防止構造については、道路橋示方書・耐震設計編(案)⁽⁶⁾に準じることとした。

(2)について：桁座の具体的な設計法の例として、国鉄の規準⁽¹¹⁾による方法を、付属参考資料 1.9 に掲げる。

5. 結 言

5. 結 言

本論文は、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計を、許容応力度にもとづく部材強度の照査を主体とする従来の方法から一步進めて、所要の強度とともに、地震時におけるぜい性的な破壊を防止もしくは軽減させるために適度の靱性をも付与しうるような方法に改善することを試みたものである。

まず、1.序論においては、わが国および諸外国における構造物の耐震設計法、とくに橋梁構造物の耐震設計法のすう勢、RC橋脚の既往の震害例にみる被害の特徴とそれより得られる教訓、耐震設計に関する既往の研究の概要、およびこれらを背景としての、わが国におけるRC橋脚の現行の耐震設計法の問題点を述べ、本研究が意図する新しい設計法への改善の必要性を確かめて、本研究の目的と意義ならびに研究範囲を示した。

2.単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討では、一般の道路橋橋脚で多用される中小規模の橋脚を対象とし、著者が行った模型実験にもとづく検討と、建設省の標準設計橋脚を対象に地震時における諸性状の解明を目的として行った解析的検討とについて述べ、その成果を設計に反映させるための提案を行った。

3.構造細目に関する検討では、地震時においてとくに弱点となることが懸念される主鉄筋の重ね継手と主鉄筋定着部に注目して著者らが行った実験的検討について述べ、その成果を設計に反映させるための提案を行った。

これらの成果にもとづいて、4.単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案では、具体的な耐震設計法の一試案を提示した。

一既に単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚といっても、高さ数メートルのものから数十メートルにおよぶものまでその規模は広範囲にわたるが、本研究の対象範囲は建設省標準設計における対象範囲、すなわち高さ20m程度未満の橋脚に限定した。一般の道路橋橋脚は大部分はこの範囲にあり、したがって本研究の成果の利用範囲もそれ相応のものであると考える。

建設省および地方自治体が公共事業として建設する道路橋の設計・施工は、すべて日本道路協会の道路橋示方書に準拠して行われている。道路橋示方書は、従来、鋼橋を主体としてⅠ.共通編、Ⅱ.鋼橋編として編成されていたが、1978年3月には旧・鉄筋コンクリート道路橋設計示方書および旧・プレストレストコンクリート道路橋設計示方書が改訂・統合されてⅢ.コンクリート橋編としてこれに編入され、現行の下部構造設計指針、道路橋耐震設計指針もそれぞれⅣ.下部構造編、Ⅴ.耐震設計編として編入されるべく、目下それぞれの改訂審議が行われている。

現行の道路橋耐震設計指針が道路橋示方書に編入されるのを機会に、その内容を最新の知見にもとづいて改訂するための審議が1978年3月より日本道路協会橋梁委員会・耐震設計分科会（栗林栄一分科会長）においてすすめられてきたが、この改訂にあたっては、本論文の研究にもとづく「靱性を考慮した設計」を新たに導入する方向で検討が行われている。

なお、本研究の成果のうち、構造細目にかかわる事項その他については、建設省標準設計の改訂などに活用してゆきたいと考えている。

謝 辭

謝 辞

本論文は、鉄筋コンクリート橋脚のなかでも標準設計の対象とされているような比較的規模の小さい橋脚を対象として、その耐震設計法を従来の方法よりもう一步合理的なものに推し進めることを意図してとりまとめたものであるが、この論文によってこの目的が完遂されたわけではなく、むしろこのような目標に向けての今後の研究の一端を開いたにすぎないともいえよう。しかし、最近の宮城県沖地震での多数の橋脚の被害は、中小規模の単一柱鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計が必ずしも万全でなかったことを物語っているともいえ、この地震を契機として橋梁構造物の耐震設計法について根本的に見直しをしようとの機運が高まっている折から、この論文が当初の趣意にいささかなりとも沿えるものとなり得れば、まことに幸いである。

本論文に盛られた資料の大半は、建設省の総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として、昭和48年度より昭和51年度まで活動が続けられた耐震技術研究開発研究委員会・コンクリート部会（伊東茂富部会長）における研究成果に負っている。すなわち、本論文2.2節の解析的検討における資料は、同・部会の4年間にわたる活動において断片的に得られた成果に、一部加筆を行って編成したものであり、また、3.2節の構造細目に関する実験の一部も同・部会の活動の一環として行われたもので、各実験シリーズごとに添記した参考文献の共同執筆者の方々との共同研究によるものである。同・部会に対し種々の資料を提供され、かつ、御討議いただいた同・部会の委員、幹事各位、ならびに間接的に同部会に御協力いただいた方々に対し、ここに深甚なる謝意を表する次第である。

本論文のとりまとめは、名古屋大学の成岡昌夫教授および福本昶士教授の御指導のもとに行った。何とかこの論文をまとめることができたのは、上記の諸先生方の御懇篤なる御指導、御鞭達（ごりょうだ）の賜物である。ここに厚く御礼を申し上げる次第です。

昭和54年7月

建設省土木研究所地質化学部コンクリート研究室長

太 田 実

参 考 文 献

参 考 文 献

- [1] 新耐震設計法 (案), 建設省, 1977 年 3 月
- [2] 昭和 49 年度版・コンクリート標準示方書, 土木学会, 1974 年 9 月
- [3] 道路橋示方書・同解説, I. 共通編, III. コンクリート橋編, 日本道路協会, 1978 年 1 月
- [4] 道路橋耐震設計指針・同解説, 日本道路協会, 1972 年 5 月
- [5] 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編 (案), 日本道路協会, 1979 年 1 月 (委員会審議資料)
- [6] 下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇, 日本道路協会, 1971 年 3 月
- [7] 道路設計基準, 第 2 卷, 高速道路調査会, 1970 年
- [8] 首都高速道路耐震設計基準, 首都高速道路公団工勢部, 1967 年
- [9] 設計基準, 第 3 部・構造物設計基準, 阪神高速道路公団, 1968 年
- [10] 耐震設計基準・同解説, 本州四国連絡橋公団, 1977 年
- [11] 国鉄建造物設計標準, 土木学会, 1974 年
- [12] 第 2 次改訂・ダム設計基準, 日本大ダム会議, 1978 年 8 月
- [13] 建築基準法施行令, 1950 年
- [14] 高層建築技術指針, 日本建築学会, 1963 年
- [15] 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1972 年 4 月
- [16] 鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針, 日本建築学会, 1976 年 8 月
- [17] 土木構造物標準設計, 第 9 卷~第 12 卷, 建設省, 1976 年 3 月
- [18] 主としてつぎによった。
 Earthquake Resistant Regulations — A World List 1973, International Association for Earthquake Engineering
- [19] Recommended Lateral Force Requirement, Structural Engineers' Association of California (SEAOC), 1968
- [20] Bridge Planning and Design Manual, California State Division of Highways
- [21] Highway Bridge Design — Design Brief, New Zealand Ministry of Works
- [22] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), American Concrete Institute, 1971
- [23] 同上・Appendix A — Special Provisions for Seismic Design
- [24] OEB/FIP コンクリート構造物設計施工指針, 鹿島出版会, 1970 年
- [25] Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, Applied Technology Council, August 1978

- [26] 武藤 清：構造物の動的解析，丸善，1976年
- [27] 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法，技報堂，1973年
- [28] 山田 稔（編著）：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性，技報堂出版，1976年8月
- [29] Hiroshi KAWAMURA：Seismic Capacity of Reinforced Concrete Structures, December 1977（名古屋大学学位論文）
- [30] 大正12年関東大地震震害調査報告（第三巻），土木学会，1972年12月
- [31] 岡本舜三：耐震工学，オーム社，1971年
- [32] 昭和23年6月28日北陸震災調査報告，建設省土木研究所報告，第78号，1949年3月
- [33] 新潟地震調査報告，土木研究所報告，第125号，建設省土木研究所，1965年6月
- [34] 1968年十勝沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第141号，建設省土木研究所，1971年6月
- [35] 宮城県沖地震道路橋被害調査分科会（日本道路協会）会議資料，建設省土木研究所，1978年10月（未公表）
- [36] サンフェルナンド地震（1971年2月）の震害について，土木学会耐震工学委員会，土木学会論文報告集，第195号，1971年11月，pp. 117～148
- [37] 小寺重郎：ロスアンゼルス地震の震害を見て，土木技術，26巻，6号，1971年6月，pp. 97～108
- [38] 国分正胤，岡村 甫：コンクリートに対する異形鉄筋の付着性状に関する研究，コンクリートライブラリー，第14号，土木学会，1965年12月，pp. 1～19
- [39] 角田与史雄：鉄筋コンクリート部材の諸性状——曲げおよび圧縮——，コンクリートライブラリー，第34号，土木学会，1972年8月，pp. 5～10
- [40] 檜貝 勇：鉄筋コンクリート部材の諸性状——せん断一般——，コンクリートライブラリー，第34号，土木学会，1972年8月，pp. 22～30
- [41] 太田 実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究（土木学会論文報告集に投稿中）
- [42] Y. Ozaka, M. Ohta：Experimental Study on the Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers under Seismic Alternating Loads, A.I.C.A.P. — O.E.B. Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, Rome, May 25～28, 1979
- [43] Y. Ozaka, M. Ohta：Laboratory Experiment on Dynamic Behavior of Pier Columns, Workshop on Research Needs of Seismic Problems Related to Bridges, San Diego, January 29～31, 1979
- [44] 尾坂芳夫，柳田 力，太田 実，小寺重郎：鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計

への応用（土木学会論文報告集に投稿中）

- [45] 池田尚治, 柳田 力, 太田 実: 鉄筋の重ね継手の耐力特性に関する研究, 土木学会第 30 回年次学術講演会講演概要集, 1975 年 10 月, pp.341~342
- [46] 狩野誠一郎, 太田 実, 石田博樹: 橋脚軸方向鉄筋の重ね継手に関する研究, 土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集, 1977 年 10 月, pp.206~207
- [47] 太田 実, 石田博樹, 佐藤孝志: 異形鉄筋の定着強さ, 土木学会第 30 回年次学術講演会講演概要集, 1975 年 10 月, pp.339~340
- [48] 石田博樹, 太田 実, 佐藤孝志: 異形鉄筋の定着強度, 土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集, 1976 年 10 月, pp.205~206
- [49] 大久保忠良, 栗林栄一, 飯田 裕: 高架構造橋梁の地震応答, 土木学会第 26 回年次学術講演会講演概要集, 1971 年 10 月, pp.281~284
- [50] 大久保忠良, 栗林栄一, 岩崎敏男: 高架橋の耐震性, 土木学会第 27 回年次学術講演会講演概要集, 1972 年 10 月, pp.463~466
- [51] 栗林栄一, 岩崎敏男: サンフェルナンド地震で被害をうけた高架橋等の地震応答解析, 同上, pp.467~470
- [52] 福岡正巳, 玉野治光, 玉置 脩, 小村 敏, 忍足 正: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋についての研究(その1) — 静的解析 —, 同上, pp.471~474
- [53] 福岡正巳, 玉野治光, 玉置 脩, 矢作 枢, 友沢武昭: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋についての研究(その2) — 動的解析 —, 同上, pp.475~478
- [54] 玉野治光, 小村 敏, 忍足 正: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋についての研究(その4) — 構造解析のまとめ —, 土木学会第28回年次学術講演会講演概要集, 1973 年 10 月, pp.509~511
- [55] 栗林栄一, 岩崎敏男, 佐竹正行: 高橋脚道路橋の地震応答解析, 同上, pp.507~508
- [56] 栗林栄一, 岩崎敏男, 飯田 裕: 道路橋の振動特性, 土木学会第 27 回年次学術講演会講演概要集, 1972 年 10 月, pp.453~456
- [57] 栗林栄一, 岩崎敏男: 橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ), 橋梁の振動減衰に関する実験結果, 土木研究所報告, 第139号, 建設省土木研究所, 1971年2月
- [58] 西山啓伸, 矢作 枢, 秋元泰輔: 高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験, 土木学会第29回年次学術講演会講演概要集, 1974年10月, pp.213~215
- [59] 秋元泰輔, 富沢修次: 高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験(その2), 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, 1976年10月, pp.156~157
- [60] 加藤茂美, 矢島哲司: PC 構造物の耐震性に関する研究, 土木学会第 22 回年次学術講演会

講演概要集, 1967年10月, pp.6-1~6-4

[61] 村田二郎, 神山行男: 鉄筋コンクリートの変形特性, 土木学会第23回年次学術講演会講演概要集, 1968年10月, pp.267~270

[62] 中野清司: プレストレストコンクリート建築物の問題点, プレストレストコンクリート, Vol.4, No.6, 1972年12月, pp.1~11

[63] 広沢雅也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の背景, コンクリートジャーナル, Vol.10, No.4, 1972年4月, pp.75~80

[64] 池田昭男: 軸力, 曲げ及び剪断力をうける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験, 日本建築学会論文報告集, 第83号, 1963年3月, pp.23~30

[65] 池田昭男: 塑性域において繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験, コンクリートジャーナル, Vol.8, No.12, 1970年12月, pp.1~13

[66] 池田昭男: 鉄筋コンクリート柱の塑性率及び軸圧縮力の限界値について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1968年10月, pp.769~770

[67] 池田昭男: 塑性域における多数回繰返し加力を受けるRC柱の性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1969年8月, pp.901~902

[68] 黒正清治, 松崎晋弘, 安部宏通, 深井 豊, 東端泰夫, 野口憲一: 曲げ降伏を対象とする鉄筋コンクリート骨組の繰返し水平荷重による変形性状, 日本建築学会関東支部第41回学術研究発表会概要集, 1970年, pp.97~100

[69] 黒正清治, 林 静雄, 中野孝義: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート柱の復元力特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1973年10月, pp.1393~1394

[70] 若林 実, 南 宏一: せん断力をうける鉄筋コンクリート柱の復元力特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1971年11月, pp.811~812

[71] 嶋津孝之, 山本浩二: 鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し特性について, 同上, pp.791~792

[72] 岡田恒男, 関松太郎, 伊藤秀夫, 他: 多数回繰返し応力をうける鉄筋コンクリート部材の復元力(I~V), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1972年10月, pp.1045~1050, 1973年10月, pp.1407~1410

[73] 黒正清治, 林 静雄: 鉄筋コンクリート部材の荷重変形履歴曲線の性状に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1971年11月, pp.775~776

[74] 深田泰夫: 鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究, 日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会概要集, 1969年, pp.121~124

[75] 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, 1973年2月, pp.1~9

- 〔76〕 青山博之：軸方向力と繰返し曲げを受けるRC部材の履歴特性，日本建築学会論文報告集，第103号，1964年10月，p.169
- 〔77〕 梅村 魁，青山博之，菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性について（その1），日本建築学会関東支部第47回学術研究発表会概要集，1967年
- 〔78〕 梅村 魁，青山博之，菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性について（その2），日本建築学会論文報告集，号外，1967年10月，p.358
- 〔79〕 梅村 魁，宮武恒男：自重を考慮した鉄筋コンクリート柱の倒壊に関する研究，日本建築学会論文報告集，第66号，1960年10月，pp.477～480
- 〔80〕 宮武恒男：自重を考慮した鉄筋コンクリート柱の倒壊に関する研究（実験的研究・その1），日本建築学会論文報告集，第69号，1961年10月，pp.549～552
- 〔81〕 梅村 魁，池田昭男，廖 慧明：軸力・曲げ及び剪断力を同時に受ける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験，日本建築学会関東支部第30回学術研究発表会概要集，1961年6月，pp.33～40
- 〔82〕 中田慎介，菅野俊介，青山博之，金 容孚：鉄筋コンクリート実大柱の曲げせん断実験（八戸高専実物実験の継続静加力実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，1970年9月，pp.723～724
- 〔83〕 青山博之：らせん鉄筋を持つ鉄筋コンクリート柱の復元力特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，1973年10月，pp.1411～1412
- 〔84〕 滝沢春男：鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析，コンクリートジャーナル，Vol.11，No.2，1973年2月，pp.10～21
- 〔85〕 山田 稔，河村 広：軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形状に関する研究（塑性疲労機構），日本建築学会論文報告集，号外，1967年10月，p.323
- 〔86〕 山田 稔，小西龍機：軸圧を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性2軸曲げ変形状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1970年9月，pp.731～732
- 〔87〕 青山博之，渡辺修鑑：鉄筋コンクリートフレームの履歴曲線の解析，日本建築学会論文報告集，号外，1966年10月，p.201
- 〔88〕 青山博之，伊藤 勝，谷 研一，岡本圭司：鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1970年9月，pp.667～668
- 〔89〕 谷 資信，永坂具也，平松 晃：鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol.10，No.2，1972年2月，pp.1～10
- 〔90〕 岡本 伸，広沢雅也：鉄筋コンクリート実大短柱のせん断実験（その1：耐力性状について），日本建築学会大会学術講演梗概集，1969年8月，pp.911～912
- 〔91〕 広沢雅也，岡本 伸：鉄筋コンクリート実大短柱のせん断実験（その2：変形状について），

- 日本建築学会大会学術講演梗概集，1969年8月，pp.913～914
- [92] 山田 稔，河村 広，イルファン：鉄筋コンクリート柱のせん断力に及ぼす軸筋比の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，1971年11月，pp.821～822
- [93] 山田 稔，八木貞樹：軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の交番繰返し剪断性状に関する研究（Ⅱ.定変位振幅交番剪断），日本建築学会大会学術講演梗概集，1972年10月，pp.1061～1062
- [94] 山田 稔，八木貞樹：軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の交番繰返し剪断性状に関する研究（Ⅲ.漸増変位振幅試験），日本建築学会大会学術講演梗概集，1973年10月，pp.1395～1396
- [95] 小阪義夫，小池狭千朗：正負繰返し荷重を受ける軽量RCばりのせん断耐力とじん性におよぼすあばら筋比と主筋比の影響について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1973年10月，pp.1365～1366
- [96] 藤本一郎，入江善久：鉄筋コンクリート柱のせん断性状に関する基礎実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1972年10月，pp.1073～1074
- [97] 野口 博：鉄筋コンクリート柱の破壊モードに関する研究，同上，pp.1075～1076
- [98] 服部高重，大野和男：繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の破壊性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1970年9月，pp.717～718
- [99] 服部高重，今野伸一，大和田精一，他：鉄筋コンクリート柱の剪断耐力と変形性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，1972年10月，pp.1091～1092
- [100] 青山博之：柱のせん断破壊をいかにして防ぐか——RC耐震設計の根本問題を探る——，コンクリートジャーナル，Vol.8，No.7，1970年7月，pp.57～60
- [101] 山田 稔，古谷嘉朗：コンクリートの塑性変形能力に及ぼすフープの効果に関する研究，日本建築学会論文報告集，号外，1967年10月，p.321
- [102] 黒正清治，花島 晃：拘束を受けるコンクリートの弾塑性性状に関する基礎研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1970年9月，pp.683～684
- [103] 吉岡研三，竹本 靖：鉄筋コンクリート柱のせん断補強に関する実験的研究，日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会概要集，1969年，pp.181～184
- [104] 山田 稔，久戸瀬一夫，高島広行：軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究（Ⅴ.剪断補強の効果），日本建築学会大会学術講演梗概集，1970年9月，pp.721～722
- [105] 服部高重，広瀬泰孝，柴田拓二，大野和男：鉄筋コンクリート柱の剪断補強効果（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，1972年10月，pp.1087～1088
- [106] 山田 稔，田村志郎：軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の握り耐力に関する研究（Ⅱ.フー

- ブの効果), 日本建築学会論文報告集, 号外, 1967年10月, p.324
- [107] 別所佐登志, 岡本公夫, 吉田新太郎: 帯筋拘束された鉄筋コンクリート柱の研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1971年11月, pp.785~786
- [108] 服部高重, 広瀬泰孝, 柴田拓二, 大野和男: 鉄筋コンクリート柱のせん断補強効果(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1972年10月, pp.1089~1090
- [109] 伊藤 勝, 中田慎介, 荻原銀蔵: ダブルスパイラルフープを使用した鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験, 同上, pp.1079~1080
- [110] 黒正清治, 福原正志: 鉄筋コンクリート部材のくり返し荷重下におけるせん断性状に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1971年11月, pp.885~886
- [111] 荒川 貞, 武田 寛: サブタイを有する鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1974年10月, pp.1339~1340
- [112] 矢代秀雄, 桜田智之, 町田修一: 重ね継手部分のあばら筋の効果に関する実験的研究(第2報~第4報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1972年10月, pp.1353~1354, 1973年10月, pp.1355~1356, 1974年10月, pp.1397~1398
- [113] 小阪義夫, 谷川恭雄: 正負繰返し荷重を受ける鉄筋とコンクリートとの付着性状, セメントコンクリート, No 306, 1972年8月, pp.33~37
- [114] 宮武恒男, 窪田敏行, 東 洋一: 鉄筋コンクリート柱に関する研究, I (降伏点の変形について), II (一定軸力と水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験), 日本建築学会関東支部第37回学術研究発表会概要集, 1966年, pp.116~120
- [115] 森田司郎, 角 徹三, 木口修二: 繰返し荷重下での定着部鉄筋の付着性状(その1: 定着域での鉄筋応力分布), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1975年10月, pp.1015~1016
- [116] 森田司郎, 角 徹三, 木口修二: 繰返し荷重下での定着部鉄筋の付着性状(その2: 荷重~たわみ履歴への影響), 同上, pp.1017~1018
- [117] 玉置 節, 秋元泰輔, 横溝幸雄: フーチング中における柱主鉄筋の定着に関する実験的研究, 土木学会第28回年次学術講演会講演概要集, 1973年10月, pp.105~106
- [118] 表佑太郎, 青山博之, 梅村 魁: 鉄筋コンクリート梁の模型振動実験(その1), 日本建築学会関東支部第38回学術研究発表会概要集, 1967年, pp.133~136
- [119] 志賀敏男, 柴田明德, 毛呂 真: 鉄筋コンクリート部材の振動特性に関する実験的研究(その2), 日本建築学会東北支部研究報告, 17号, 1971年3月, pp.77~80
- [120] 久保哲夫: 鉄筋コンクリート部材の強制外力振動実験(その2: 定常波入力実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1973年10月, pp.1433~1434
- [121] 南 忠夫: 鉄筋コンクリートラーメンの振動実験(その2), 日本建築学会論文報告集, 号外, 1966年10月, p.164

- [122] 小川淳二：鉄筋コンクリート骨組の動的特性，コンクリートジャーナル，Vol. 8，No 7，
1970年7月，pp.1～10
- [123] 後藤尚男，西頭常彦：弾性質量基礎にある橋脚の振動解析とその模型実験的考察，土木学
会誌，1972年7月，pp.123～124
- [124] 西村昭彦，村井隆男：高橋脚の振動性状について，構造物設計資料，No 38，日本鉄道施設
協会，1974年6月，pp.28～34
- [125] 梶田 善，小林芳正，川俣 淳：振動による橋梁下部構造物の健全度判定，鉄道技術研究報
告，No 390，日本国有鉄道・鉄道技術研究所，1964年1月
- [126] 高山線第一飛弾川橋梁・益田川橋梁橋脚振動調査，鉄道技術研究報告，No 58-289，日本国
有鉄道・鉄道技術研究所，1958年12月
- [127] 藤原俊郎：武蔵野西線多摩川橋梁振動試験，鉄道技術研究報告，No 748，日本国有鉄道・鉄
道技術研究所，1971年3月
- [128] 宮本 潔，藤原光寿，上村一郎：S R O高橋脚の施工について，コンクリートジャーナル，
Vol. 7，No 8，1969年8月，pp.20～30
- [129] T. Iwasaki, J. Penzien, R. Olough: Literature Survey — Seismic Effects
on Highway Bridges, EERO* 72-11, November 1972
- [130] H. Krawinkler, E. P. Popov: Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete
Rectangular and T-Beams, Proceedings, Fifth World Conference on
Earthquake Engineering, Rome, 1973, pp.249～258
- [131] V. V. Bertero, B. Bresler, H. Liao: Stiffness Degradation of Reinforced
Concrete Members Subjected to Cyclic Flexural Moments, EERO 69-12,
1973
- [132] S. A. Mahin, V. V. Bertero, M. B. Atalay, D. Rea: Rate of Loading Effects
on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members, EERO 72-9,
December 1972
- [133] M. Oelebi, J. Penzien: Experimental Investigation into the Seismic
Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as
Influenced by Moment and Shear, EERO 73-4, January 1973
- [134] V. V. Bertero, E. P. Popov: Hysteretic Behavior of Ductile Moment-
Resisting Reinforced Concrete Frame Components, EERO 75-16, April 1975

*EERO: Earthquake Engineering Research Center, California University,
Berkeley, California

- [135] J. Vallenias, V. V. Bertero, E. P. Popov : Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads, UOB/EERO-77/13, August 1977
- [136] M. B. Atalay, J. Penzien : The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force, EERO 75-19, December 1975
- [137] T. Y. Wang, V. V. Bertero, E. P. Popov : Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Framed Walls, EERO 75-23, December 1975
- [138] Ö. Küstü, J. G. Bouwkamp : Behavior of Reinforced Concrete Deep Beam-Column Subassemblages under Cyclic Loads, EERO 73-8, May 1975
- [139] S. A. Mahin, V. V. Bertero : An Evaluation of some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Building, EERO 75-5, February 1975
- [140] R. L. Mayes, R. W. Olough : A Literature Survey — Compressive, Tensile, Bond and Shear Strength of Masonry, EERO 75-15, June 1975
- [141] R. L. Mayes, Y. Omote, R. W. Olough : Cyclic Shear Tests of Masonry Piers — Volume 1. Test Results, EERO 76-8, May 1976
- [142] R. H. Brown, J. O. Jirsa : Reinforced Concrete Beams under Load Reversals, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 68, No 5, May 1971, pp. 380 ~ 390
- [143] P. Park, D. O. Kent, R. A. Sampson : Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST7, July 1972, pp. 1341 ~ 1360
- [144] G. L. Agrawal, L. G. Tulin, K. H. Gerstle : Response of Doubly Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loading, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 62, No 7, July 1965, pp. 823 ~ 835
- [145] G. N. Kartsidze, L. N. Avalishvili : Research on Behaviour of Reinforced Concrete Constructions under the Effect of Seismic Load, Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, 1969, pp. B-2 153 ~ 163
- [146] A. Parducci, A. Samuelli, Ferretti : Prismatic Reinforced Concrete Members Alternated Bending beyond the Yielding of the Reinforcement under Axial Loads, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973, pp. 1106 ~ 1116

- [147] V.V. Bertero, B. Bresler : Seismic Behavior of Reinforced Concrete Framed Structures, Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, 1969, pp.B-2 109 ~ 124
- [148] V.V. Bertero, E.P. Popov, T.Y. Wang : Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement, EERO 74-9, August 1974
- [149] S.W. Zagajeski, V.V. Bertero, J.G. Bouwkamp : Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns Subjected to High Axial and Cyclic Shear Forces, UOB-EERO-78/05, April 1978
- [150] P.D. Leslie : Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers, Road Research Unit Bulletin 27, National Roads Board, Wellington, New Zealand, 1974
- [151] D.O. Kent, R. Park : Flexural Members with Confined Concrete, Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, ST7, July 1971, pp.1969 ~ 1990
- [152] R. Park, R.A. Sampson : Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 69, No 9, September 1972, pp.543 ~ 551
- [153] M.A.F. Ismail, J.O. Jirsa : Bond Deterioration in Reinforced Concrete Subjected to Low Cycle Loads, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 69, No 6, June 1972, pp.334 ~ 343
- [154] R. Park, T. Paulay : Behaviour of Reinforced Concrete External Beam-Column Joints under Cyclic Loading, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973, pp.772 ~ 781
- [155] P. Gulkan, M.A. Sozen : Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 71, No 12, December 1974, pp.604 ~ 610
- [156] P. Hidalgo, R.W. Clough : Earthquake Simulator Study of a Reinforced Concrete Frame, EERO 74-13, December 1974
- [157] R.M. Stephen, J.P. Hollings, J.G. Bouwkamp, D. Jurukovski : Dynamic Properties of an Eleven Story Masonry Building, EERO 75-20, July 1975

付属参考資料

付属参考資料 1. わが国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料

- 1.1 日本道路協会の耐震設計基準の要旨
- 1.2 日本道路公団の耐震設計基準の要旨
- 1.3 首都高速道路公団の耐震設計基準の要旨
- 1.4 阪神高速道路公団の耐震設計基準の要旨
- 1.5 本州四国連絡橋公団の耐震設計基準の要旨
- 1.6 日本国有鉄道の耐震設計基準の要旨
- 1.7 構造物の固有周期の計算方法
- 1.8 下部構造に作用する水平荷重の計算方法
- 1.9 桁座の設計方法
- 1.10 道路橋示方書・同解説 — V. 耐震設計編(案)の内容構成

付属参考資料 2. わが国の建築関係耐震設計基準

- 2.1 建築基準法施行令の要旨
- 2.2 高層建築技術指針の要旨

付属参考資料 3. 外国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料

- 3.1 SEAOC基準の要旨
- 3.2 カリフォルニア州道路橋耐震設計基準の要旨
- 3.3 カリフォルニア州におけるサンフェルナンド地震後の構造細目の変更
- 3.4 ニュージーランド道路橋耐震設計基準の要旨

付属参考資料 4. 「新耐震設計法(案)」にかかわる資料

- 4.1 「新耐震設計法(案)」(昭和52年3月, 建設省)の要旨
- 4.2 コンクリート系建築物の耐震設計の現状と動向
- 4.3 「新耐震設計法(案)」(建築)における設計区分とその概要

付属参考資料 5. ATO 暫定規準の概要

付属参考資料 6. 構造細目規定の例

- 6.1 帯鉄筋柱に関する規定の例
- 6.2 鉄筋の重ね継手に関する規定の例
- 6.3 鉄筋の定着に関する規定の例

[illegible][illegible]

付属参考資料 1. わが国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料

1.1 日本道路協会の耐震設計基準の要旨⁽⁴⁾

機関名

日本道路協会注)

基準名

「道路橋耐震設計指針」, 1972

基
準
の
お
も
な
内
容

注) 法的には, 昭和46年3月, 建設省道路局長・都市局長通達「橋, 高架の道路などの技術基準」により所管の橋梁に対して施行された。

(1) 適用

高速自動車国道, 一般国道, 都道府県道および重要な市町村道における支間長200 m以下の道路橋に適用する。

(2) 基本方針

1) 比較的剛な構造系の耐震設計は, 原則として震度法による。

2) 高橋脚橋梁その他比較的長周期の構造系の耐震設計は, 応答を考慮した修正震度法による。さらに詳細な検討を行うときは, 地震応答解析を併用する。

(3) 震度法における設計水平震度

設計水平震度 (k_h) は, 次式による。

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0 \geq 0.1$$

ここに, k_0 : 標準設計水平震度 (=0.2),

ν_1 : 地域別補正係数 (表-A),

ν_2 : 地盤別補正係数 (表-B),

ν_3 : 重要度別補正係数 (表-O)

表-A 地域別補正係数, ν_1

地域	ν_1 の値
A	1.00
B	0.85
C	0.70

表-B 地盤別補正係数, ν_2

区分	地盤種別 ¹⁾	ν_2 の値
1種	(1) 第三紀以前の地盤 (岩盤) (2) 岩盤までの洪積層 ²⁾ の厚さが10 m未満	0.9
2種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10 m以上 (2) 岩盤までの沖積層 ³⁾ の厚さが10 m未満	1.0
3種	沖積層の厚さが25 m未満で, かつ軟弱層 ⁴⁾ の厚さが5 m未満	1.1
4種	上記以外の地盤	1.2

注) 1) 地層の厚さは, 地表面からの厚さ。2) 沖積層の締った砂層・砂礫層・玉石層を含む。3) かけ崩れなどによる新らしい堆積層を含む。4) 流動化する砂質土層, 圧縮強度0.2 kg/cm²以下の土層。

(1.1 つづき)

基
準
の
お
も
な
内
容

表-0 重要度別補正係数, ν_3

区分	重要度の区別	ν_3 の値
1級	高速自動車国道, 一般国道, 主要地方道の橋。 一般都道府県道および市町村道のうち, 重要な橋。	1.0
2級	上記以外の橋	0.8

(注) 1級の橋で特別な場合は, 係数を1.25まで増すことができる。

(4) 修正震度法における設計水平震度

設計水平震度 (k_{hm}) は, 次式による。

$$k_{hm} = \beta k_h \geq 0.05$$

ここに, k_h : 震度法における設計水平震度,

β : 構造物の固有周期による設計水平震度の補正係数 (図-A)。

固有周期が0.5秒未満の場合は, $\beta = 1.0$ とする。

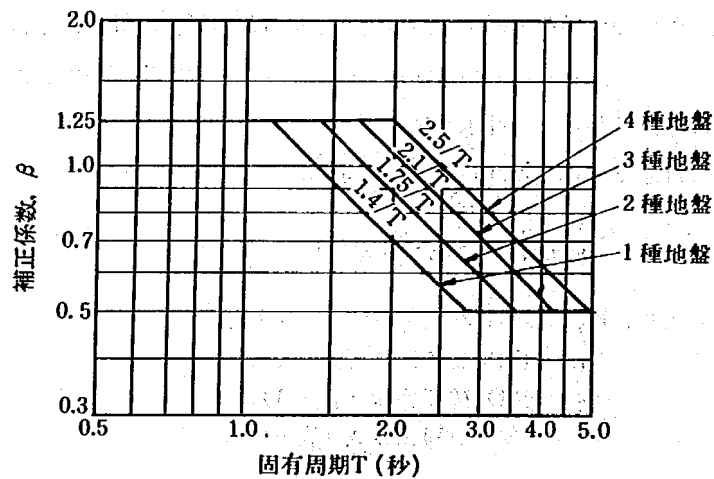


図-A 補正係数, β

(5) 一般

- 1) 上・下部構造の接点における支承部の設計には, 設計鉛直震度 $k_v = 0.1$ を考慮する。
- 2) 耐震設計上の地盤面より下方の構造部分, 土, 水に対しては, 設計水平震度は考慮しない。ただし, カルバートのように構造物主体が地中にあるものに準用するときは, この限りでない。
- 3) 土圧または水圧を受ける構造物については, 地震時土圧または地震時水圧を考慮

(1.1 つづき)

基準 の お も な 内 容	する。			
	4) 地震時に対する許容応力度の割増し率は、表-Dによる。			
	表-D			
	対 象	割増し 率 (%)	対 象	割増し 率 (%)
	コンクリート構造物	50	下部構造の鋼材	50
	鋼材	50	PO構造物のコンクリート(圧縮)	65
	上部構造の構造用鋼材	70	基礎地盤	50

1.2 日本道路公団の耐震設計基準の要旨⁽⁷⁾

機関名	日本道路公団
基準名	「道路設計基準」，第2巻，高速道路調査会，1970注)
基 準 の お も な 内 容	注) この基準は，1971 - 道路橋耐震設計指針 (日本道路協会) の施行と同時に廃止された。 (1) 一般 道路橋の耐震設計は，構造物単体および上・下部構造系，周囲地盤を含む各部が地震動に対して十分安定であるよう，架橋地点の地形・地質条件を考慮して行う。 (2) 設計震度 設計水平震度は，既往の地震歴，地質条件，関連耐震基準等を考慮して定める。 設計鉛直震度は，一般に0.10とする。 地表面下の構造部分および地表土15 m以下の部分に対する水平および鉛直震度は，上記の基本震度とする。 (3) 高架構造物に対する設計水平震度の割増し 1) 地表上15 m以上の構造部分に対する設計水平震度は，高さが5 m増すごとに基本震度を5%割増す。鉛直震度の割増しは行わない。 2) 上部構造がRC床版を有する連続構造で，支間が50~90 m程度で，RCまたはSRC構造の下部構造からなるものは，橋軸直角方向に対して割増した設計水平震度を適用する。その場合の設計水平震度は，地表面上の構造物の高さ(H)に応じて，つぎのように定める。 ① $0 < H < 15 \text{ m}$: 基本震度 ② $15 \text{ m} \leq H \leq 25 \text{ m}$: 高さ5 m増すごとに5%割増し ③ $25 \text{ m} \leq H \leq 40 \text{ m}$: 高さ5 m増すごとに14%割増し ④ $H \geq 40 \text{ m}$: ③の上限値 3) 橋軸方向に対する設計水平震度は，直角方向に対する値に準ずる。

1.3 首都高速道路公団の耐震設計基準の要旨⁽⁸⁾

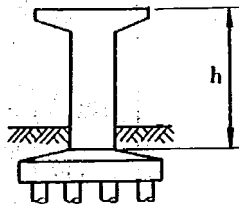
機関名	首都高速道路公団
基準名	「首都高速道路耐震設計基準」、首都高速道路公団工務部、1967年3月

(1) 設計震度

1) 一般高架橋

一般高架橋の上部構造および橋脚の設計水平震度は、橋脚の高さに応じて表-Aによる。一般高架橋のフーチングの設計震度は、フーチングの位置する地層に応じて表-Bによる。ただし、とくに重要な地点または重要な構造物では $\nu_3=1.25$ (ν_3 :重要度係数)とし、表-A、表-Bの値を $1.25/1.1=1.14$ 倍する。

地盤種別 ²⁾	1種	2種	3種	4種	備考
橋脚高(h) ¹⁾ (m)					
$h \leq 15$	0.20	0.22	0.24	0.26	$\nu_3=1.1, \beta=1.0$
$15 < h \leq 25$	0.22	0.24	0.26	0.29	$\nu_3=1.1, \beta=1.1$
$h > 25$	0.25	0.28	0.31	0.33	$\nu_3=1.1, \beta=1.25$

(注) 1) 橋脚高(h)のとり方


フーチングの位置	地盤種別 ²⁾	1種	2種	3種	4種	備考
I. 設計地盤面以下		震度を考慮せず				
II. 流動化に対し注意を要する地盤内 ³⁾		0.10	0.11	0.12	0.13	下欄の1/2
III. 流動化する地盤内 ²⁾		0.20	0.22	0.24	0.26	$\nu_3=1.1, \beta=1.0$

(注) 2) 地盤種別、流動化する地盤の定義は、道路橋耐震設計指針(日本道路協会)による。

3) 流動化の可能性があるので注意を要する砂層、またはN値5以下の沖積軟弱層内にフーチングが位置する場合。

なお、表-A、表-Bにおける地盤別は、表-Oによる。

沖積層および関東ローム層の地質性状 沖積層および関東ローム層の厚さ(m)	砂 礫	砂, 粘土, およびN値が5以上の関東ローム	軟弱地盤	
			N値=2~5	N値<2
0~3	(注)			
3~10	3(2)	3(2)	4(3)	4(3)
10~25	3(2)	4(3)	4(3)	4(4)
25以上	4(3)	4(3)	4(4)	4(4)

(注) 基礎がケーソン、ウエル等の剛性の大きなもので、その直径または底面の短辺の長さとは基礎の長さとの比が3以下の構造物については、左表の()内の地盤種別をとる。

(1.2 つづき)

基準の内容

4) その他の構造物

よう壁、盛土、掘割等、一般高架橋以外の構造物の設計水平震度は、表-Dによる。

表-D よう壁・盛土・掘割等の設計水平震度

地盤種別 ¹⁾	1 種	2 種	3 種	4 種	備 考
設計 震 度	0.18	0.20	0.22	0.24	$\nu_3 = 1.0$

1) 地盤種別の定義は、道路橋耐震設計指針(日本道路協会)による。

(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度

表-Eによる。

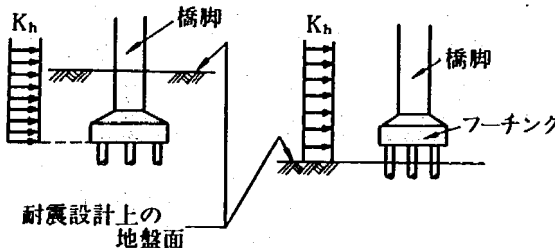
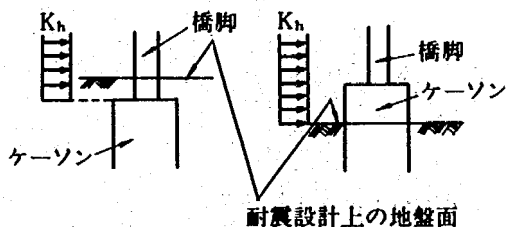
表-E 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率

構造物の種別		荷 重 の 組 合 せ	許容応力度の割増し率(%)	コンクリートの許容応力度
基礎 ¹⁾ よう壁	鉄筋コンクリート構造物	主荷重 ²⁾ +地震力	50	$\frac{\sigma_{28}}{3}$ または 100 kg/cm ²
		主荷重 ²⁾ +温度変化+乾燥収縮+地震力	65	
	鋼構造物	主荷重 ²⁾ +地震力	50	
上部構造 下部構造 ¹⁾	鉄筋コンクリート構造物	死荷重+地震力	50	$\frac{\sigma_{28}}{3}$
		死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震力	65	
	鋼構造物	死荷重+地震力	70	

(注) 1) 基礎とはフーチング・杭・ケーソン・等を、下部構造とはフーチングより上の橋脚・橋台をいう。

2) 主荷重とは、死荷重・土圧・水圧・浮力および揚圧力をいう。

1.4, 阪神高速道路公団の耐震設計基準の要旨⁽⁹⁾

機関名	阪神高速道路公団												
基準名	設計基準, 第3部 構造物設計基準, 阪神高速道路公団												
基 準 の お も な 内 容	(1) 設計震度												
	橋脚の設計水平震度は, 橋脚高さに応じて表-Aによる。												
	表-A 設計水平震度 ¹⁾												
	<table><tr><th>橋脚高さ, h (m) \ 地盤種別²⁾</th><th>3 種</th><th>4 種</th></tr><tr><td>h < 15</td><td>0.22</td><td>0.24</td></tr><tr><td>15 ≤ h < 25</td><td>0.25</td><td>0.27</td></tr><tr><td>h ≥ 25</td><td colspan="2">道路橋耐震設計指針 4.4 による。ただし, 最大 0.30 とする。</td></tr></table>	橋脚高さ, h (m) \ 地盤種別 ²⁾	3 種	4 種	h < 15	0.22	0.24	15 ≤ h < 25	0.25	0.27	h ≥ 25	道路橋耐震設計指針 4.4 による。ただし, 最大 0.30 とする。	
	橋脚高さ, h (m) \ 地盤種別 ²⁾	3 種	4 種										
h < 15	0.22	0.24											
15 ≤ h < 25	0.25	0.27											
h ≥ 25	道路橋耐震設計指針 4.4 による。ただし, 最大 0.30 とする。												
(注) 1) 上表の値は, $K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$において, $K_0 = 0.2$, $\nu_1 = 0$, $\nu_2 = 1.1$ (3種地盤), 1.2 (4種地盤), $\nu_3 = 1.0$, $h \geq 15$ m に対しては $\nu_3 = 1.1$ として定めた。 2) 地盤種別の定義は, 道路橋耐震設計指針 (日本道路協会) による。													
	フーチングの水平震度は, 杭基礎および直接基礎の場合のみ考慮する (図-A)。ケーソン基礎の場合, 耐震設計上の地盤面以下の地中震度は考慮しないものとする (図-B)。												
	 図-A 杭基礎・直接基礎の地中震度												
	 図-B ケーソン基礎の地中震度												

(1.4 つづき)

基準
の
おも
な
内
容

(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度

表-Bによる。

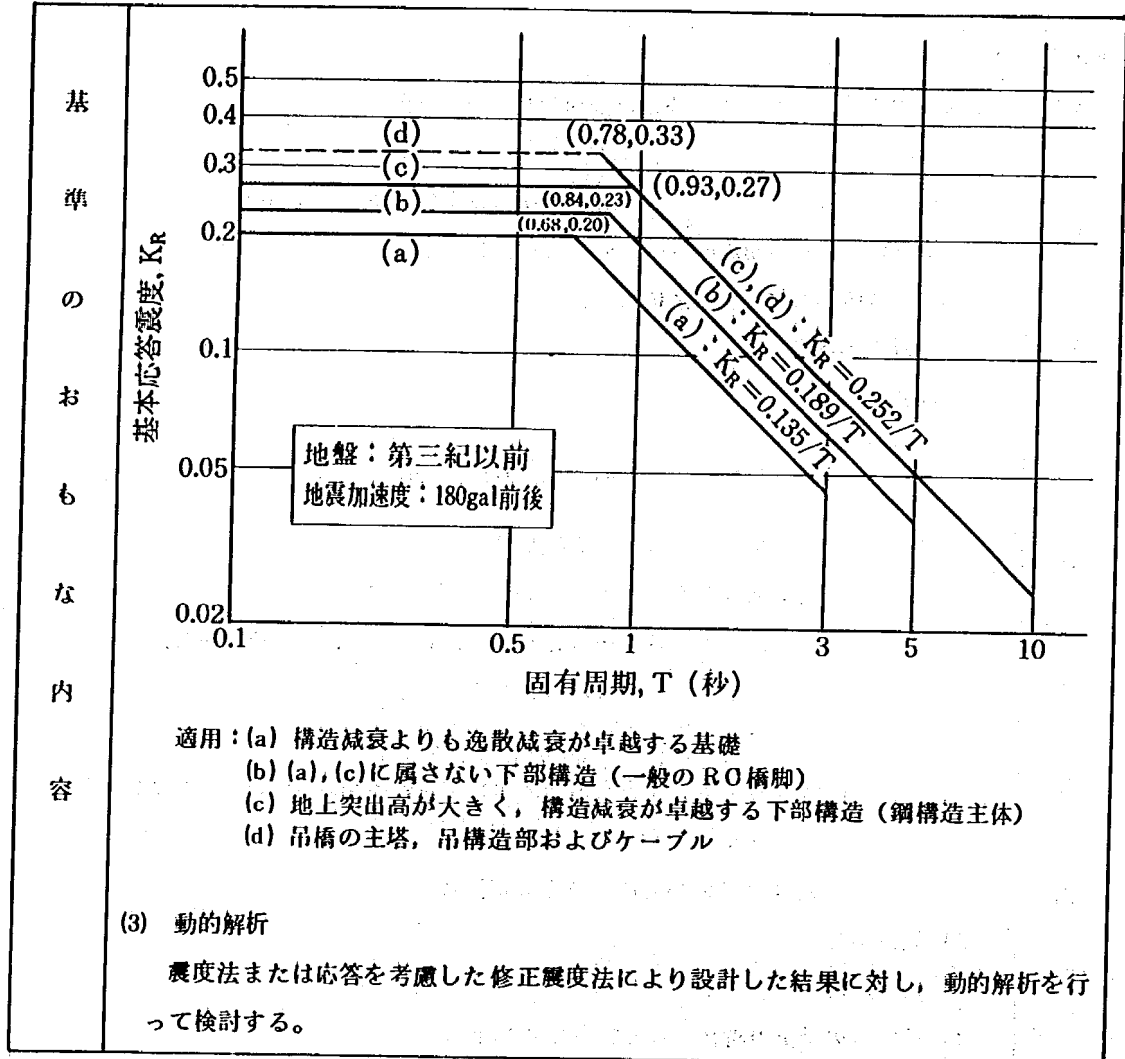
表-B 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率

荷 重 の 組 合 せ	許容応力度の割増し率(%)
死荷重+地震力	50
死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震力	65

1.5 本州四国連絡橋公団の耐震設計基準の要旨⁽¹⁰⁾

機関名	本州四国連絡橋公団					
基準名	「耐震設計基準・同解説」，本州四国連絡橋公団，1977年。					
基準の内容	(1) 適用 支間 200 m 以上の本四連絡橋（道路単独橋および道路鉄道併用橋）に適用する。支間 200 m 以下の橋の耐震設計は，道路橋耐震設計指針（日本道路協会）による。 (2) 応答を考慮した修正震度法による設計 1) 設計水平震度 次式による。 $K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4 \cdot \mu_5 \cdot K_R$ ここに，K_D：応答を考慮した設計震度， K_R：基本応答震度（図-Aによる）， μ_1：地震動の設計加速度が 180 gal でないときの補正係数， μ_2：高次モードの影響による補正係数， μ_3：等分布震度に換算するための補正係数， μ_4：地震の作用方向と構造主系部材の運動の方向が直交している場合の補正係数， μ_5：経験的事実に基づく補正係数。 2) 鉛直震度 鉛直方向の基本応答震度は，水平方向の 1/2 とする。 3) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度 荷重の組合せ（下部構造）：死荷重＋土圧＋水圧＋浮力または揚圧力＋地震の影響 許容応力度の割増し率(%) <table><tr><td rowspan="2">{</td><td>吊橋および長径間（支間長 300～400 m 以上）</td><td>橋梁：50 %</td></tr><tr><td>その他の橋梁</td><td>：70 %</td></tr></table>	{	吊橋および長径間（支間長 300～400 m 以上）	橋梁：50 %	その他の橋梁	：70 %
{	吊橋および長径間（支間長 300～400 m 以上）		橋梁：50 %			
	その他の橋梁	：70 %				

(1.5 つづき)



1.6 日本国有鉄道の耐震設計基準の要旨⁽¹¹⁾

機関名
基準名

日本国有鉄道
「国鉄建造物設計標準」，土木学会，1974

基
準
の
お
も
な
い
内
容

(I) 設計震度

1) 水平震度

1) 設計水平震度は，地域，地盤種別，重要度（線区別）に応じて，表-Aによる。
この値は，表-Bの基準震度に表-Oおよび表-Dの地盤別係数および重要度係数（線区係数）を乗じて定めたものである。

表-A 設計水平震度

重要度 (線区別)	地域 地盤 I)	A			B		
		軟弱	普通	岩盤	軟弱	普通	岩盤
I		0.25	0.20	0.15	0.20	0.15	0.15
II		0.25	0.20	0.15	0.20	0.15	0.10
III		0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10

(注) 1) 直接基礎または杭基礎においてはフーチング下部の地盤を，
ウェルまたはケーソンを基礎とする構造物においては基礎側面
の地盤を対象とする。

表-B 基準震度

表-O 地盤別係数

区分	地 域	基 準 震 度
A	北海道：根室，釧路，十勝 東北 関東 中部 近畿 中国：鳥取，島根 四国：徳島，高知 九州：大分，宮崎 全地域	0.20
B	A以外の地域	0.15

地盤種別	地 盤 の 性 質	地盤別係数
軟弱	N = 0 で層厚 2m 以上， N ≤ 2 で層厚 5m 以上， N ≤ 4 で層厚 10m 以上	1.2
普通	洪積層および軟弱地盤を除く沖積層	1.0
岩盤	第三紀以前の古期岩層	0.8

表-D 重要度係数（線区係数）

重要度	線 路 等 級	重要度（線区）係数
I	1 級線，2 級線，新幹線	1.1
II	3 級線	1.0
III	4 級線	0.9

(1.6 つづき)

基
準
の
お
も
な
内
容

Ⅱ) 地上 10 m 以上の部分に対する設計水平震度は、高さ 1 m を増すごとにその値を 1 % 増加させる。

Ⅲ) 地中構造物、またはウェル、ケーソンなどの地中部分における設計水平震度は、表-B の基本震度に表-E の地盤別および深さ別係数を乗じた値の、小数第 2 位で 2 捨 3 入して得た小数点以下 2 桁の値とする。

表-E 地盤別および深さ別係数

地盤別	深さ別	層の上面	層の上面から 20 m の位置
軟 弱 層		1.2	次の層の上面の値
普 通		1.0	
岩 盤		0.8	0.6

2) 鉛直震度

鉛直震度を考慮する必要がある場合、設計鉛直震度は設計水平震度の 1/2 とする。

(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度

表-F による。

表-F 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率

構造物の種類	荷 重 の 組 合 せ	許容応力度の割増し率(%)
橋 脚	死荷重 + (水圧) + 地震の影響	50
橋 台	死荷重 + (土圧) + 地震の影響	
沓および桁座	死荷重 + 地震の影響	
カルバート	死荷重 + 土圧 + (水圧) + 地震の影響	
よ う 壁	死荷重 + 土圧 + 地震の影響	
ラーメン橋, アーチ	死荷重 + 温度変化 + 乾燥収縮 + 地震の影響	65

1.7 構造物の固有周期の計算方法⁽⁴⁾

(1) 直接基礎またはくい基礎で支持される橋

固有周期は式(付-1.7.1)、(付-1.7.2)および(付-1.7.3)より求める。これらの各式は、直接基礎の基礎底面またはくい基礎のフーチング底面が耐震計算上の地盤面(耐震計算上、粘着力および内部摩擦角を0と考える土層の下面)より下方にあり、橋脚躯体部の弾性変形が下部構造全体の変形のうち主要な部分を占める場合を想定して定めたものである。基礎底面が耐震計算上の地盤面より上方にあるときには適用しない。

- 1) 上部構造が図-付1.7.1に例示するように主として連続桁構造で、かつその支承が多く、橋脚で固定支承であるか、もしくは可動支承であっても十分な移動制限装置を有し、さらに両橋台が剛で、しかも少なくとも桁の一端は橋台上の固定支承で連結される場合。

$$\text{橋軸直角方向: } T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3 W_p + W_u}{3 E I_g}} \cdot h^3 \quad \text{..... (付-1.7.1)}$$

$$\text{橋軸方向: } T = \frac{\pi}{8} \sqrt{\frac{W_p}{E I_g}} \cdot h^3 \quad \text{..... (付-1.7.2)}$$

- 2) 1)以外の構造系:たとえば単純桁が連続するような場合。

$$\text{橋軸直角方向および橋軸方向: } T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3 W_p + W_u}{3 E I_g}} \cdot h^3 \quad \text{..... (付-1.7.3)}$$

ここに、 T :対象とする橋脚と上部構造とを一つの構造系と考えた場合の固有周期(秒)、

W_p :対象とする橋脚躯体の重量(t)、

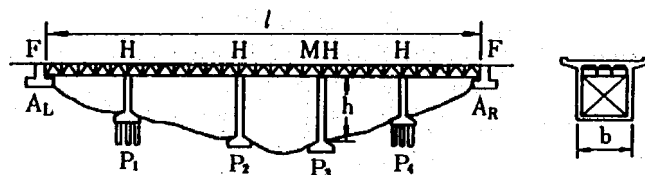
W_u :対象とする橋脚躯体が支持する上部構造の重量(t)、

E :対象とする橋脚躯体の弾性係数(t/m²)、

I :対象とする橋脚躯体の計算方向の平均断面2次モーメント(m⁴)。ただし、充腹構造でない場合は、平均換算断面2次モーメント(m⁴)。

h :対象とする橋脚躯体の高さ(m)、

g :重力の加速度(9.8 m/sec²)



F:固定支承
M:可動支承
H:ヒンジ固定

図-付1.7.1 「構造系¹⁾」の一例

(2) ケーソン基礎で支持される橋

固有周期は、つぎによる。

1) (I)-1) の構造系の場合

橋軸直角方向：式(付-1.7.1)と式(付-1.7.4)のうち、大きい β 値(本文図-4.2.1)を与えるもの。

橋軸方向：式(付-1.7.2)による。

2) (I)-2) の構造系の場合

橋軸直角方向および橋軸方向：式(付-1.7.3)と式(付-1.7.4)のうち、大きい β 値を与えるもの。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(h + \frac{2}{3}\ell)^2 W_u + (\frac{1}{3}h^2 + \frac{2}{3}h\ell + \frac{4}{9}\ell^2)W_p + \frac{1}{9}\ell^2 W_c}{g(K_H \frac{p\ell^3}{36} + K_S \frac{A\ell^2}{9} + K_V I)}} \dots\dots (付-1.7.4)$$

ここに、 W_c ：対象とするケーソンの重量(t)。

b ：対象とするケーソンの計算する方向に直角な幅(m)。

ℓ ：対象とするケーソンの長さ(m)。

A ：対象とするケーソンの底面積(m^2)。

I ：対象とするケーソンの計算する方向の底面の断面2次モーメント(m^4)。

K_H ：ケーソン底面位置での水平方向の地盤反力係数(t/m^3)。

K_V ：ケーソン底面の鉛直方向の地盤反力係数(t/m^3)。

K_S ：ケーソン底面の水平方向のせん断ばね係数(t/m^3)。

その他の記号の意味は、(I)の場合に同じ。

1.8 下部構造に作用する水平荷重の計算方法⁽⁴⁾

地震時に、上部構造から下部構造に伝達される水平荷重の具体的な計算法として、2連の単純桁橋における橋軸方向の場合を例示すると、つぎのようである（図-付 1.8.1 参照）。

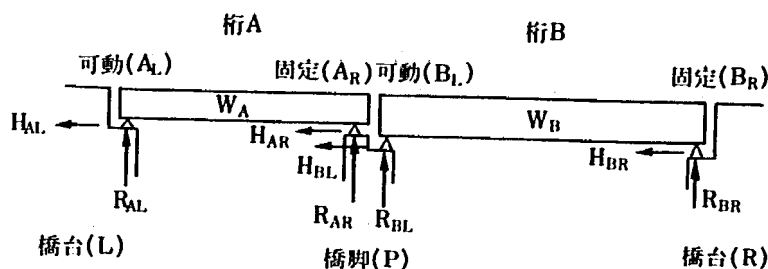


図-付 1.8.1 慣性力の負荷方法

- (1) 橋台 (L) に作用する水平方向の慣性力または摩擦力

$$\left. \begin{array}{l} H_{AL} = R_{AL} \cdot f_{AL} \\ \text{ただし, } H_{AL} \leq \frac{1}{2} k_h \cdot W_A \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{付-1.8.1})$$

- (2) 橋脚 (P) に作用する水平方向の慣性力または摩擦力

$$\left. \begin{array}{l} H_{AR} + H_{BL} = k_h \cdot W_A \text{ (この場合は } H_{BL} = 0 \text{ とする)} \\ \text{または, } \frac{1}{2} \cdot k_h \cdot W_A + R_{BL} \cdot f_{BL} \\ \text{のうち大きい方。ただし, } R_{BL} \cdot f_{BL} \leq \frac{1}{2} k_h \cdot W_B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{付-1.8.2})$$

- (3) 橋台 (R) に作用する水平方向の慣性力

$$H_{BR} = k_h \cdot W_B \dots\dots\dots (\text{付-1.8.3})$$

ここに、

k_h : 設計水平震度。震度法による場合は本文の式 (4.2.1), 修正震度法による場合は本文の式 (4.2.2) による。

W_A, W_B : 上部構造 A および B の死荷重,

R_{AL}, R_{AR} : W_A による橋台 (L) および橋脚 (P) 上の反力,

R_{BL}, R_{BR} : W_B による橋脚 (P) および橋台 (R) 上の反力,

H_{AL} : W_A により橋台 (L) に作用する慣性力または摩擦力,

H_{AR} : W_A により橋脚 (P) に作用する慣性力,

H_{BL} : W_B により橋脚 (P) に作用する慣性力または摩擦力,

H_{BR} : W_B により橋台 (R) に作用する慣性力,

f_{AL}, f_{BL} : 可動支承 A_L および B_L の静摩擦係数

橋軸直角方向の慣性力は、各支承に作用する死荷重反力に当該橋脚に考慮する設計水平震度を乗じた値とする。

1.9 桁座の設計方法⁽¹¹⁾

(1) 地震による水平力によって桁座に生じるせん断力に対して、以下の各項にしたがって所要の鉄筋を配置する。ただし、一般に桁座の寸法がつぎに示す値以上の場合には、水平せん断力に対する鉄筋の算定を行わなくてよい（図-付 1.9.1 参照）。

1) R O 桁の場合

鉄板沓または合成ゴム沓の場合：

$$a = 10 \text{ cm } (\ell < 12)$$

$$a = 15 \text{ cm } (12 \leq \ell < 15)$$

鋳鉄沓の場合：

$$a = 15 \text{ cm } (\ell < 15)$$

$$a = 20 \text{ cm } (15 \leq \ell < 25)$$

$$a = 25 \text{ cm } (\ell \geq 25)$$

2) P O 桁、合成桁の場合

$$a = 20 \text{ cm } (15 \leq \ell < 20)$$

$$a = 25 \text{ cm } (20 \leq \ell < 30)$$

$$a = 35 \text{ cm } (30 \leq \ell < 40)$$

$$a = 40 \text{ cm } (\ell \geq 40)$$

3) プレートガーダーの場合

$$a = 20 \text{ cm } (\ell < 25)$$

$$a = 25 \text{ cm } (\ell \geq 25)$$

4) トラスの場合

$$a = 30 \text{ cm}$$

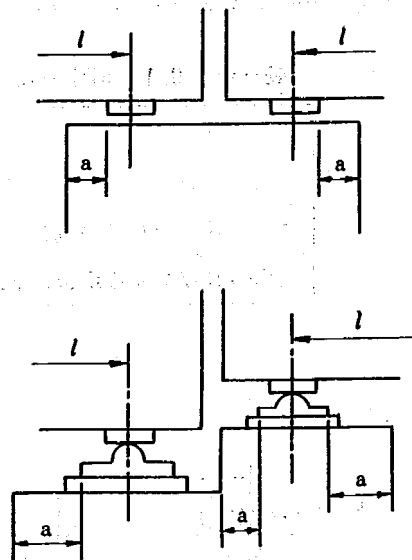


図-付 1.9.1. a のとり方

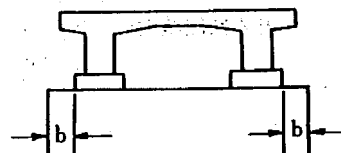


図-付 1.9.2 b のとり方

以上において、 ℓ ：桁またはトラスの支間長（m）

橋軸直角方向における沓縁端から桁座縁端までの距離 b は、上記の a の値以上とする（図-付 1.9.2 参照）。

(2) 桁座における鉄筋の計算をしない場合は、次式より求まる桁座におけるせん断応力度が表-付 1.9.1 に示す τ_{a1} の値以下となるようにする。

$$\tau = \frac{F}{A_r}$$

$$\text{ただし、} A_r = \sqrt{2} \cdot x \cdot (2x + 2a + b)$$

..... (付-1.9.1)

ここに、 τ ：せん断応力度（kg/cm²）， F ：水平力によって生じるせん断破壊面の面積（cm²）， x ：せん断破壊面の長さ（cm）

τ ：せん断応力度（kg/cm²）， F ：水平力によって生じるせん断破壊面の面積（cm²）， x ：せん断破壊面の長さ（cm）

A_r ：水平力によって生じるせん断破壊面の面積（cm²）， x ：せん断破壊面の長さ（cm）

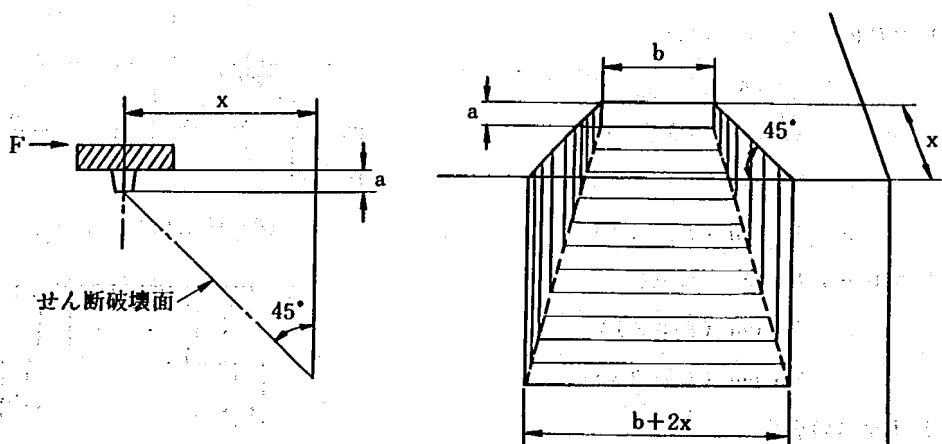
F : 沓に作用する水平力 (kg)。震度法または修正震度法にもとづく設計においては、
桁重量×設計水平震度。

x, a, b : 図一付 1.9.3 参照。

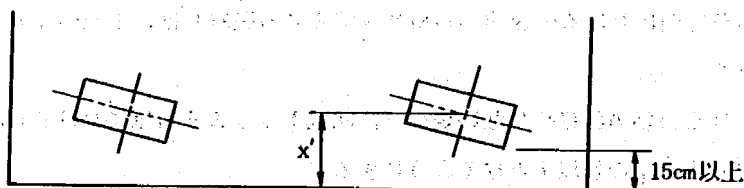
つぎの(3)項にしたがって鉄筋の計算を行う場合でも、せん断応力度は表一付 1.9.1 に示す τ_{a2} の値をこえないようにする。

表一付 1.9.1 桁座の設計に用いる許容せん断応力度 (kg/cm²)

区 分	設計基準強度, σ_{ck} (kg/cm ²)			
	180	240	300	400
鉄筋の計算をしない場合, τ_{a1}	2.0	2.3	2.7	3.0
鉄筋の計算をする場合, τ_{a2}	17	20	22	24



図一付 1.9.3 桁座のせん断破壊面



図一付 1.9.4 斜角桁の沓の配置

斜角桁において、沓が桁座に対して図一付 1.9.4 に示すように配置される場合には、式 (付 1.9.1) 第 2 式中の x として x' の値を用いる。ただし、この場合沓縁端から桁座までの橋軸方向の最小距離は、一般に 15 cm 以上とするのがよい。

(3) せん断応力度が表一付 1.9.1 に示す τ_{a2} の値以下の場合には、本項により求めた鉛直荷重に

対する鉄筋のほか、つぎの(4)項に示す最小鉄筋量を配置するのがよい。

前(2)項で求めたせん断応力度が表-付 1.9.1 に示す τ_{a1} の値をこえる場合には、次式によって鉄筋量の算定を行う。

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{sa}} \dots\dots\dots (\text{付-1.9.2})$$

ここに、

A_s : 鉄筋量 (cm^2),

F : 沓に作用する水平力 (kg),

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)。本文の表-4.2.7 による。

鉛直荷重による支圧力に対する補強鉄筋量は次式によってこれを求め、図-付 1.9.5 に示す範囲に、上部に密に下部に粗に配置する。

$$A_s = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \right) \frac{P}{\sigma_{sa}} \dots\dots\dots (\text{付-1.9.3})$$

ここに、

A_s : 鉄筋量 (cm^2),

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度
(kg/cm^2)。

本文の表-4.2.7 による。

P : 支圧力 (kg),

b_1 : 支圧力の作用幅
(cm),

b_c : 支圧力の分布幅
(cm),

$b_2 : \frac{1}{2} b_c$,

$b_2 \leq 5 b_1$ (cm)。

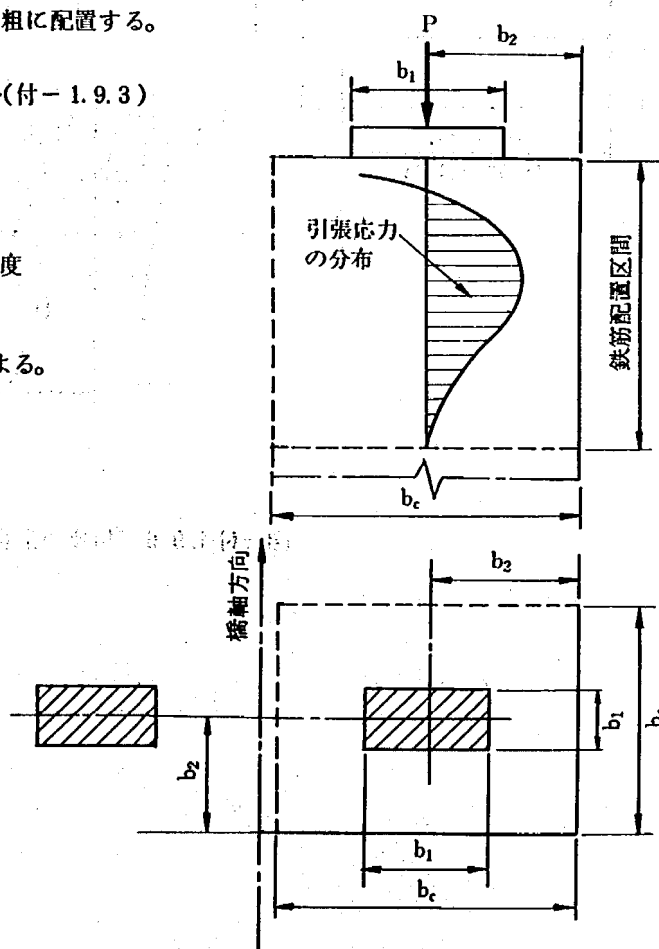
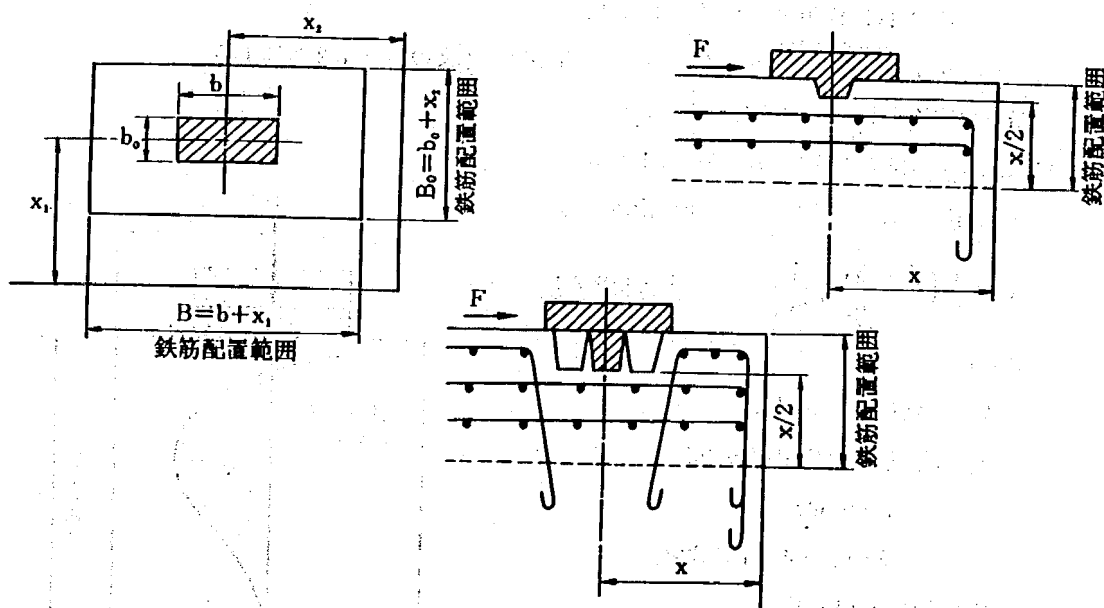


図-付 1.9.5 支圧力に対する補強鉄筋

(4) 桁座の配筋

- 1) 桁座に作用する水平せん断力に対する鉄筋は、図一付 1.9.6 に示す範囲に配置し、その範囲外に十分延ばして定着する。
- 2) 桁座には、水平せん断力に対して直径 13 mm 以上の鉄筋を 20 cm 以下の間隔に橋軸方向および橋軸直角方向の両方向に配置する。



図一付 1.9.6 桁座の配筋

1.10 道路橋示方書・同解説－V. 耐震設計編(案)の内容構成⁽⁶⁾

項 目	内 容 構 成
1. 総 則	1.1 適用の範囲 1.2 用語の定義
2. 耐震設計の基本方針	
3. 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件	3.1 一 般 3.2 地震の影響 3.3 地震時に上部構造から下部構造に作用する水平荷重 3.4 地震時土圧 3.5 地震時動水圧 3.6 耐震設計上の地盤種別 3.7 耐震設計上土質定数を低減させる土層 (1) 砂質地盤の流動化, (2) 粘着土層, シルト質土層, (3) 土質定数を低減させる土層の取扱い
4. 設計震度および設計地震入力	3.8 耐震設計上の地盤面 4.1 一 般 4.2 震度法における設計震度 4.3 標準設計水平震度の補正係数 (1) 地域別補正係数, (2) 地盤別補正係数, (3) 重要度別補正係数 4.4 応答を考慮した修正震度法における設計震度 (1) 設計震度, (2) 固有周期の算定方法 4.5 動的解析法における設計地震入力 (1) 一般, (2) 応答スペクトル法に用いる設計地震入力, (3) 時刻歴応答解析法に用いる設計地震入力 4.6 地震時変形性能の照査に用いる設計震度
5. 設計一般	5.1 一 般 5.2 落橋防止構造 (1) 一般, (2) 可動支承部における移動制限装置, (3) けた端と下部構造頂部縁端間の長さ, (4) 落橋防止装置 5.3 上部構造・下部構造の接点の設計に用いる鉛直方向地震力 5.4 支承部における上下部構造間の地震力の伝達方法 5.5 地震力の低減を期待する構造
参 考 資 料	I. 流動化に関する資料, II. 地盤種別の実例, III. 設計水平震度の算定例, IV. 設計地震入力に関する資料, V. 応答を考慮した修正震度法における固有周期の算定例および実測例, VI. 地震時変形性能の照査方法の例, VII. 関連示方書・指針の地震時安全度の主な規定, VIII. 設計細目集, IX. 架設時地震荷重の実例

付属参考資料 2. わが国の建築関係耐震設計基準

2.1 建築基準法施行令の要旨⁽¹³⁾

機関名	(法 令)								
基準名	建 築 基 準 法 施 行 令								
基 準 の お も な 内 容	(I) 地 震 力								
	1) 建 物								
	地震力Vは、次式による。								
	$V = k \cdot W$								
	ここに、k：表-Aに示すよりも大きな値、								
	W：固定荷重と積載荷重との和（多雪地域については積雪荷重も考慮）								
	表-A 建物の地上部分に対する水平震度								
	<table><tr><th>建 物 また は そ の 部 分</th><th>k</th></tr><tr><td>(1) 高さ 16 m 以下の部分</td><td>0.2</td></tr><tr><td>(2) 高さ 16 m をこえる部分</td><td>高さ 4 m 以内を増すごとに (1)の数値に0.01を加えた値</td></tr><tr><td>(3) 地盤が著しく軟弱な区域¹⁾にお ける木造の建築物</td><td>0.3</td></tr></table>	建 物 また は そ の 部 分	k	(1) 高さ 16 m 以下の部分	0.2	(2) 高さ 16 m をこえる部分	高さ 4 m 以内を増すごとに (1)の数値に0.01を加えた値	(3) 地盤が著しく軟弱な区域 ¹⁾ にお ける木造の建築物	0.3
	建 物 また は そ の 部 分	k							
	(1) 高さ 16 m 以下の部分	0.2							
(2) 高さ 16 m をこえる部分	高さ 4 m 以内を増すごとに (1)の数値に0.01を加えた値								
(3) 地盤が著しく軟弱な区域 ¹⁾ にお ける木造の建築物	0.3								
(注) 1) 「地盤が著しく軟弱な区域」は、特定行政庁が建設大臣 の定める基準に基づいて規則で指定する。									
2) そ の 他									
屋上から突出する水槽、煙突、その他これらに類するものに作用する水平震度は、 0.3 以上とする。									
3) 水平震度の低減									
表-A および 2) に示す水平震度の値は、その地方における過去の震害の程度、 および地震活動の状況等に応じて建設大臣が定める基準によって、1/2 以内を減ず ることができる。									
(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度：表-Bによる。									
表-B 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率									
<table><tr><th>区 分</th><th>荷重の組合せ¹⁾</th><th>許容応力度の 割増し率(%)</th></tr><tr><td>(1) 一 般</td><td>G + P + K</td><td>鉄 材： 50 コンクリート： 100</td></tr><tr><td>(2) 特定行政庁が指定 する多雪区域</td><td>G + P + S + K</td><td>木 材： 100 地 盤： 100</td></tr></table>	区 分	荷重の組合せ ¹⁾	許容応力度の 割増し率(%)	(1) 一 般	G + P + K	鉄 材： 50 コンクリート： 100	(2) 特定行政庁が指定 する多雪区域	G + P + S + K	木 材： 100 地 盤： 100
区 分	荷重の組合せ ¹⁾	許容応力度の 割増し率(%)							
(1) 一 般	G + P + K	鉄 材： 50 コンクリート： 100							
(2) 特定行政庁が指定 する多雪区域	G + P + S + K	木 材： 100 地 盤： 100							
(注)	1) G：固定荷重 P：積載荷重 S：積雪荷重 K：地 震 力								

2.2 高層建築技術指針の要旨⁽¹⁴⁾

機関名	日本建築学会
基準名	高層建築技術指針
基 準 の お も な 内 容	(1) 耐震計算の手順^(注) 1) 設計用ベースシャー係数O_B (建物基部における設計用せん断力と全重量との比) の仮定。 2) 各層に対する設計用層せん断力係数O (建物のある層に加わるせん断力とその層より上の建物全重量との比) の分布の決定。 3) 部材および接合部の設計。剛性、降伏時の強度・変形、降伏後の性状の評価。 4) 動的解析による検討。設計の修正。 (2) 設計用ベースシャー係数, O_B O_B は、建物の1次固有周期の増大に伴って双曲線的に減少する値とし、下限値は0.05とする。 一般に、 $O_B = \frac{0.15}{T} \sim \frac{0.30}{T}$ ここに、T : 1次固有周期 (秒) T は、建物の規模に応じて妥当な工学的判断により求める。資料がないときは、下記の微振動時の固有周期T_Sをもとに推定する。このT_Sの、係数の小さい方は鉄骨鉄筋コンクリート造、大きい方は鉄骨造に相当するもので、大地震の場合、TはT_Sより伸びると考えた方がよい。 $T_S = (0.06 \sim 0.10) N \quad (\text{秒})$ ここに、N : 全層数 (注) この方法は、現行の建築基準法に適合しないので、建築確認申請に先だって建設大臣の特認を受ける必要がある。

付属参考資料 3. 外国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料

3.1 SEAOC基準の要旨⁽¹⁹⁾

機関名 Structural Engineers' Association of California (U.S.A.)

基準名 Recommended Lateral Force Requirement, 1968

(1) 建物一般

つぎの水平地震力に抵抗しうるように設計する。

$$V = K O M$$

ここに、V：地盤面における全水平力またはせん断力

K：水平力係数 表-Aに示す値以下とする。

O：構造物の剛性に関する係数。 $O = \frac{0.05}{\sqrt{T}} \leq 0.10$

T：考えている方向の構造物の1次固有周期(秒)

$$\text{一般に、 } T = \frac{0.05 h_n}{\sqrt{D}}$$

D：力の作用方向の建物の長さ(ft)

h_n：地盤面から注目するレベルまでの高さ(ft)

M：建物または構造物の地盤面における転倒モーメント

表-A 水平力係数, K

構 造 形 式	K
ボックスシステム(水平力が耐震壁またはその他の水平力抵抗系で支持される構造系)のある建物	1.33
靱性曲げ抵抗系立体フレームと耐震壁とによって構成される建物	0.80
靱性曲げ抵抗系立体フレームからなる建物	0.67
上記以外のすべての建物の骨組形式	1.00
建物以外の構造物および表-Bに示す以外の構造物	

(2) 構造部分

建物または他の構造物の部分は、

次式で与えられる水平力に対して設計する。

$$F_p = O_p W_p$$

ここに、F_p：考えている方向で、構造物の注目部分に作用する水平力

O_p：表-Bによる。

W_p：注目部分に作用する死荷重

表-B 構造部分に対する水平力係数, O_p

構 造 部 分	O _p
耐力壁, 非耐力壁, 仕切り壁	0.20
片持ち壁(パラベット, よう壁を除く)	1.00
装飾的な付属物	1.00
建物の一部としての塔, 槽, 煙突, 等	0.20
地上に建つ水槽(内容物とも)	0.10
床, 屋根板	0.10

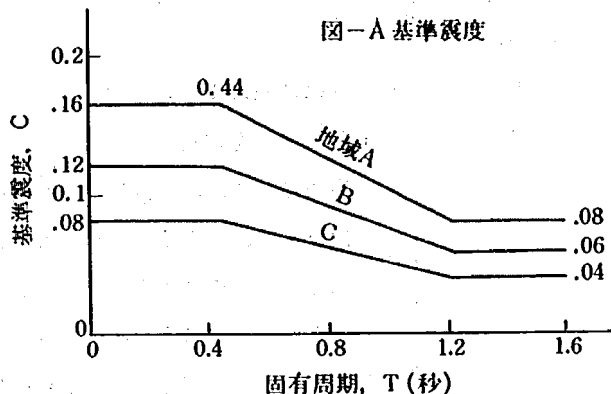
3.2 カリフォルニア州道路橋耐震設計基準の要旨⁽²⁰⁾

機関名	California State Division of Highways (U.S.A.)
基準名	Bridge Planning and Design Manual, Vol.1-Design Specifications, Section 2-25
基 準 の お も な い 内 容	(1) 設計地震力 地下構造物およびよう壁を除くすべての構造物は、次式で与えられる地震力(EQ)に耐えるように設計しなければならない。 $EQ = KOD, \quad KO \geq 0.02$ ここに、EQ：構造物の重心に水平に作用する地震力。EQは各支持点の剛性に応じて配分するものとする。 K：構造物のエネルギー吸収能力を表わす係数で、つぎによる。 K = 1.33 高さ/長さ ≤ 2.5 の壁が、壁の方向に作用する水平力を受持つ場合 K = 1.00 高さ/長さ > 2.5 の単一柱または橋脚が水平力を受持つ場合 K = 0.67 連続ラーメンが、その方向に作用する水平力を受持つ場合 $O = \frac{0.05}{\sqrt{T}} \leq 0.10, \quad O: \text{構造物の剛性を表わす係数}$ ここに、T：構造物の固有振動周期。1層の構造物では、$T = 0.32 \sqrt{\frac{D}{P}}$ D：構造物の死荷重反力 P：構造物に1インチの水平変位を生じさせるのに必要な力 (2) 許容応力度 地震時に対する許容応力度の割増し率：1.33 ○サンフェルナンド地震(1971-2-9)以後、上記基準の一部改訂がなされ、橋脚柱に対する設計地震力はつぎのように改められた。 EQ = 2KOD (フーチング上のラーメン) EQ = 2.5KOD (杭基礎上のラーメン) KO ≥ 0.04

3.3 カリフォルニア州におけるサンフェルナンド地震後の構造細目の変更

機関名	California State Division of Highways
基準名	(規格外の手引き書)
基準 の お も な 内 容	1. 桁連結装置 従来型（図-A）を，図-Bのように改める。設計震度は，0.25とする。 改良型の特徴は，①ケーブルが長いので，大きな相対移動が弾性範囲内で吸収できること，②鉛直連結材をも加えたこと。 図-A 旧 型 図-B 改良型 2. 鉄筋コンクリート柱 1) 帯鉄筋またはらせん鉄筋は，13mm鉄筋を $3\frac{1}{2}$\" (約9 cm) 間隔に設ける。 2) 帯鉄筋柱の帯鉄筋は，水平間隔2' (約60 cm) 以内で軸方向鉄筋と結ぶ。柱の上下端では，すべての軸方向鉄筋に帯鉄筋を設ける。帯鉄筋端には135°フックをつけて軸方向鉄筋に掛け，余長をつけて定着する。 3) #11 (35 mm) 以下の軸方向鉄筋の重ね継手長さは，柱の上下10' 区間をのぞき60φとする。高さ30' (約9 m) 以下の柱には重ね継手を設けない。柱の主鉄筋の接合には，州の規準に適合する溶接突合せ継手または機械的突合せ継手を用いて差支えない。

3.4 ニュージーランド道路橋耐震設計基準の要旨⁽²¹⁾

機関名	New Zealand Ministry of Works (New Zealand)																					
基準名	Highway Bridge Design, Design Brief																					
基 準 の お も な 内 容	(1) 靱性構造物（鋼構造物）	図-A 基準震度  図-A 基準震度 表-A 重要度係数, F <table><tr><th>区 分</th><th>F の 値</th></tr><tr><td>交通量2500台/日以上 of 橋, すべての跨道橋・跨線橋</td><td>1.0 以上</td></tr><tr><td>交通量250～2500台/日の橋</td><td>0.85 以上</td></tr><tr><td>交通量250台/日以下の橋</td><td>0.70 以上</td></tr></table>		区 分	F の 値	交通量2500台/日以上 of 橋, すべての跨道橋・跨線橋	1.0 以上	交通量250～2500台/日の橋	0.85 以上	交通量250台/日以下の橋	0.70 以上											
	区 分			F の 値																		
	交通量2500台/日以上 of 橋, すべての跨道橋・跨線橋			1.0 以上																		
	交通量250～2500台/日の橋			0.85 以上																		
	交通量250台/日以下の橋			0.70 以上																		
1) 水平地震力																						
次式による。																						
$V = OFW$																						
ここに、																						
V：基部における全せん断力、																						
O：基準震度（図-A）、																						
F：重要度係数（表-A）、																						
W：全死荷重（付加死荷重を含む）。																						
2) 靱性率																						
原則として6.0を確保する。経済的に困難なときは4.0まで下げることができる。																						
3) 鉛直震度																						
支承の浮上りの検討には、鉛直震度0.1を考慮する。																						
(2) 半靱性構造物および非靱性構造物（鉄筋コンクリート構造物など）																						
水平地震力算定におけるOFの最小値は、表-Bに示す値とする。																						
	表-B OFの最小値 <table><tr><th rowspan="2">区 分</th><th colspan="3">地 域</th></tr><tr><th>A</th><th>B</th><th>C</th></tr><tr><td>1</td><td>0.24</td><td>0.18</td><td>0.12</td></tr><tr><td>2</td><td>0.20</td><td>0.15</td><td>0.10</td></tr><tr><td>3</td><td>0.17</td><td>0.13</td><td>0.09</td></tr></table>			区 分	地 域			A	B	C	1	0.24	0.18	0.12	2	0.20	0.15	0.10	3	0.17	0.13	0.09
区 分	地 域																					
	A	B	C																			
1	0.24	0.18	0.12																			
2	0.20	0.15	0.10																			
3	0.17	0.13	0.09																			

付属参考資料 4. 「新耐震設計法(案)」にかかわる資料

4.1 「新耐震設計法(案)」(昭和52年3月、建設省)の要旨⁽¹⁾

項 目	内 容 要 旨
I. 基本事項	
1. 対 象	○土木構造物および建築物
2. 用 語	○下記の用語を定義: 耐震設計法, 耐震計算法, 地盤の特性, 構造物系, 地震応答, 地震荷重, 震度法, 修正震度法, 応答変位法, 動的解析法, 構造規定, 構造規定による設計, 地震動強度, 設計水平震度, 標準設計水平震度, ベースシヤ係数, 地盤種別, 地震活動, 強震記録, 模擬地震波, 部材の保有耐力, 流動化
3. 耐震設計の基本方針	○構造物の耐震設計にあたっては, 当該構造物の構造諸特性, 用途, 種別, 規模, 立地条件, 類似構造物および地盤の震害経験等を考慮し, 本耐震設計法に示す耐震計算法を用いて安全性の照査を行う。 (1) 耐震設計の基本手順 原則として, 以下の手順で行う: 1) 地域特性を考慮した工学的地震強度の設定, 2) 建設地点の地盤特性および構造物系の地震応答を考慮した地震荷重の設定, 3) 構造物の諸元の決定, 4) 安全性の照査 (2) 耐震計算法 1) 耐震計算法の種類: 下記のいずれか, あるいはこれらを組合せたものによる。 Ⅰ) 震度法, Ⅱ) 修正震度法, Ⅲ) 応答変位法 Ⅵ) 動的解析法 { 応答スペクトル法 時刻歴応答解析法 2) 耐震計算法の選択: 構造物の設計にあたっては, 当該構造物の用途, 種別, 規模, 立地条件, 類似構造物および地盤の震害経験, 構造諸特性の解明の度合, 構造規定の整備状況, 施工精度等を勘案して耐震計算法を選定する。ただし, 構造規定のみによって所要の耐震性を確保

(4.1 つづき)

4. 標準設計地震入力および地震荷重	しうることが明らかなものは、構造規定による。 3) 耐震計算上の注意事項：当該計算法の規定のほか、次の事項を配慮する。 Ⅰ) 当該構造物の構造形式上の特殊性， Ⅱ) 当該構造物の変形性能， Ⅲ) 地震荷重の作用方向 (3) 安全性の照査 耐震設計の計算過程において、許容応力度、許容変位、終局耐力、終局変位などにより安全性を照査する。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは、それによる。 (1) 既往の地震 地震動強度の設定に際しては、必要に応じて既往の地震発生状況を考慮する。 (2) 地震動の工学的特性 1) 地震動の工学的特性の設定：強震記録等を勘案して設定する。 2) 地震動強度の地域特性：比較的広範囲の地域を対象とした地震活動を考慮して、地域係数によって表わす。 3) 建設地点における工学的な地震強度：地域係数および地盤の特性を考慮して設定する。 (3) 設計に考慮する地震荷重 1) 震度法に用いる設計震度：次式による。 $K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot d_3 \cdot K_0$ ここに、K_H：設計水平震度， K_0：標準設計水平震度， d_1：地域係数， d_2：地盤の特性による補正係数， d_3：その他の補正係数 2) 修正震度法に用いる設計震度：次式による。 $K = d_1 \cdot d_2 \cdot d_4 \cdot d_5 \cdot d_6 \cdot K_0$
---------------------------	--

(4.1 つづき)

5. 地盤調査および 地盤の耐震性	ここに、K：設計水平震度，またはベースシヤ係数， K_0：標準設計水平震度，または標準ベースシヤ係数， d_1：地域係数，d_2：地盤の特性による補正係数， d_4：地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数， d_5：構造特性格別補正係数， d_6：その他の補正係数 3) 応答変位法に用いる振幅：地震時の地盤の変位を基準として設定する。 4) 動的解析に用いる地震入力： ⅰ) 4-(2)に基づいて設定する。 ⅱ) 応答スペクトル法に用いる設計震度は，当該構造物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動について，その固有振動数，固有関数，刺激係数および各次固有振動数に対応する応答スペクトルの値等から算出する。 ⅲ) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は，建設地点の地盤条件に適した過去の地震記録，またはそれらを修正したもの，または適切な模擬地震波のうちのいくつかとする。ただし，用いられた地震波による当該構造物の弾性応答の下限值は，各種構造物ごとに定められた最低値がある場合は，それを下まわってはならない。 (目次のみ示す) (1) 総 説 (2) 土質調査 1) 概 説 2) 動的土質定数を求める試験 (3) 地盤調査 1) 概 説 2) 地盤の動的特性の調査 3) 地盤の動的解析 4) 地盤種別の調査 (4) 地盤の地震時安定性
------------------------------	--

(4.1 つづき)

6. コンクリート部材の耐震性能	1) 概 説 2) 砂質地盤の安定性の調査 3) 粘性土地盤の安定性の調査 (1) コンクリートおよび鋼材の材料特性 1) コンクリート：コンクリートは、所要の強度と耐久性を有するものとする。設計計算に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、弾性定数等は、コンクリートの品質および耐震計算の目的に応じて定める。 2) 鉄筋およびP O 鋼材：鉄筋およびP O 鋼材は、所要の引張強さ、降伏点および変形性能（伸び、曲げ等）を有するものとする。設計計算に用いる応力-ひずみ関係、弾性定数等は、鉄筋およびP O 鋼材の品質に応じ、かつ耐震計算の目的に応じて定める。 (2) 鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能 1) 概説：設計にあたっては、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を満足し、かつ、地震に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは、それによつてよい。 2) 設計上配慮すべき基本事項：設計にあたっては、つぎの事項について配慮する。 i) 地震時における各部材の応力度が、所定の値をこえないこと、 ii) 曲げ耐力に比して十分なせん断耐力を付与すること、 iii) できるだけ振りを受けにくい構造とすること、 iv) 地震により有害なひびわれや残留変形を生じないようにすること、 v) 基礎地盤の影響を無視できないときは、それを適正に評価すること。 3) 耐力および変形性能：4 - (3) に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでにぜい性破壊を生じないような靱性をもたせるよう考慮する。 (3) 鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能 1) 概説：常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を有し、かつ、地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。
-------------------------	--

(4.1 つづき)

	2) 設計上配慮すべき基本事項：つぎの事項について配慮する。 Ⅰ) 柱およびはり部材は、せん断および付着破壊が曲げ破壊に先行しないこと、 Ⅱ) 柱・はり接合部は、柱またははり材が曲げ終局状態に達した時に、十分な余力をもつようにすること、 Ⅲ) 柱、はり、およびその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持しうる変形性能を保有すること、 Ⅳ) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力下において、せん断破壊をせずに必要な変形性能を保有すること、 Ⅴ) 床を構成する部材およびその接合部は、地震時に生ずる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること。 3) 耐力および変形性能：4-3)に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでにぜい性破壊を生じないような靱性をもたせるよう考慮する。 (4) 鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能 (略) (5) プレストレストコンクリート建築構造部材の耐震性能 (略)
7. 鋼部材の耐震性能	(目次のみ示す) (1) 鋼材の材料特性 (2) 鋼土木構造部材の耐震性能 1) 概 説 2) 設計上配慮すべき基本事項 3) 耐力および変形性能 (3) 鋼建築構造部材の耐震性能 1) 概 説 2) 設計上配慮すべき基本事項 3) 耐力および変形性能
8. その他の構造部材等の耐震性能	(目次のみ示す) (1) 総 説 (2) 在来工法木造建築部材の耐震性能 1) 概 説

(4.1 つづき)

II. 土木構造物関係

1. 総 説

- 2) 設計上配慮すべき基本事項
 - 3) 耐力および変形性能
 - (3) 建築非構造部材の耐震性能
 - 1) 概 説
 - 2) 設計上配慮すべき基本事項
 - 3) 耐力および変形性能
 - (4) 埋設管の耐震性能
- (1) 総 説 (略)
 - (2) 耐震設計における構造物の用途・種別 (略)
 - (3) 耐震設計に用いる各種の係数等
 - 1) 概説: I-4-(3)に示す地震荷重を求める際の各種の係数等は、つぎに示すそれぞれの値を下まわらない値とする。
 - 2) 震度法に用いる係数等
 - i) 標準設計水平震度 (K_0) は 0.2 とする。
 - ii) 地域係数 (d_1) は図示 (略) の区分に従い、表-A の値とする。
 - iii) 地盤の特性による補正係数 (d_2) は、表-B の値とする。
 - vi) その他の補正係数 (d_3) は、構造物の用途・種別等を考慮して設定する。構造物の種別による補正係数は、表-O の値とする。

表-A 地域係数, d_1

地域区分	地域係数, d_1
A	1.0
B	0.85
C	0.7

表-O 構造物の種別による補正係数

種 別	係数
鋼構造物, コンクリート構造物, 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物, 土構造物	0.5

表-B 地盤の種別による補正係数, d_2

区分	地 盤 種 別	係数, d_2
1 種	(1) 第三紀以前の地盤 (以下, 岩盤と称す)。 (2) 岩盤までの洪積層 ¹⁾ の厚さが 10 m 未満。	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが 10 m 以上。 (2) 岩盤までの沖積層 ²⁾ の厚さが 10 m 未満。	1.0
3 種	沖積層の厚さが 25 m 未満で, かつ, 軟弱層の厚さが 5 m 未満。	1.1
4 種	上記以外の地盤。	1.2

(4.1 つづき)

- 注) 1) 沖積層の締った砂層, 砂れき層, 玉石層を含む。
2) がけ崩れなどによる新らしい堆積層を含む。

3) 修正震度法に用いる係数等

i) K_0 , Δ_1 , Δ_2 は, II-1-(3)-2) による。

ii) 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (Δ_4) は, 図-Aによる。ただし, 固有周期 T が 0.5 秒未満の場合には, Δ_4 は 1.0 とする。

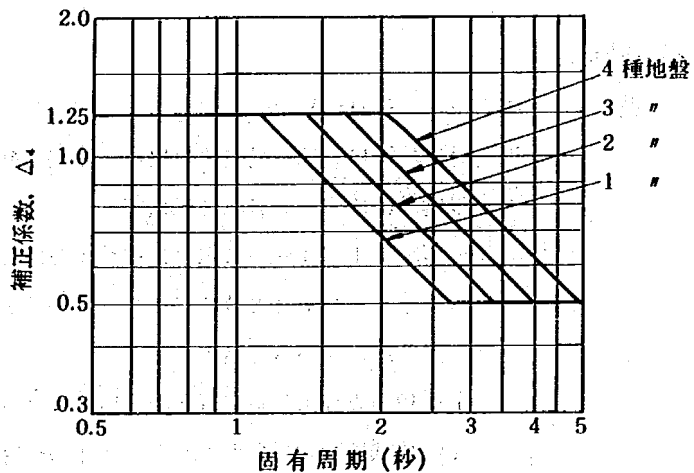


図-A 補正係数, Δ_4

iii) 構造特性格補正係数 (Δ_5) は, 許容応力度法による設計を行なう場合には $\Delta_5 = 1.0$ とするが, 保有耐力を推算する場合には期待される塑性後の靱性の程度に応じて定める。

vi) その他の補正係数 (Δ_6) は, 構造物の用途, 種別等を考慮して設定する。とくに考慮する必要がない場合には Δ_6 を 1.0 とする。

4) 応答変位法に用いる振幅等 (略)

(4) 建設時における地震の影響 (略)

2. 基礎の耐震設計
法

(目次のみ示す)

- (1) 総 説
- (2) 地震の影響
- (3) 支持地盤および許容支持力
- (4) 応力, 変位および安定計算法

(4.1 つづき)

	1) 概 説 2) 直接基礎 3) ケーソン基礎 4) くい基礎 5) 矢板式基礎 6) 多柱式基礎
3. コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法	(1) 総 説 コンクリート構造物および鋼構造物の耐震計算は、構造物の種類に応じて(3)-1)～(3)-5)に示す方法によって行う。 (2) 地震の影響 地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。 Ⅰ) 構造物の自重に起因する慣性力, Ⅱ) 負載重量に起因する慣性力, Ⅲ) 地震時土圧, Ⅵ) 地震時動水圧 (3) 応力および変位の計算法 1) 橋梁(鉄筋コンクリート橋脚・橋台) Ⅰ) 一般: R〇橋脚・橋台の耐震計算は、その構造系、規模等に応じて、a)のいずれか適当な方法による耐力の検討および靱性の検討の組合せによって行う。 a) 耐力の検討 ① 震度法, ② 修正震度法, ③ 動的解析法 b) 靱性の検討 Ⅱ) 震度法: 3-(2)に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度をこえないように部材断面を定める。ただし、設計震度は1-(3)-2)による。 Ⅲ) 修正震度法: 3-(2)に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度をこえないように部材断面を定める。ただし、設計震度は1-(3)-3')による。 Ⅵ) 動的解析法: 動的解析の結果得られる部材の応力度をこえないように断面を定める。解析に用いる地震動は、I-4-(3)-5)による。 V) 靱性を考慮した安全性の検討: Ⅱ), Ⅲ), Ⅵ)のいずれかにより

(4.1 つづき)

	応力度の検討を行なったのち、原則として靱性を考慮した安全の検討を行う。
	2) 橋梁 (鋼製橋脚)
	Ⅰ) 一般 (略)
	Ⅱ) 耐震計算法
	3) コンクリートダム (略)
	4) 槽 類 (略)
	5) その他 (略)
4. 土構造物の耐震設計法	(略)
5. 地中構造物の耐震設計法	(略)
6. 既存構造物の耐震安全度	(略)
7. 構造細目	(略)
Ⅲ. 建築構造物関係	
1. 総 説	(1) 対象の範囲：建築構造物 (2) 耐震設計の目標：予想される地震に対して、人命・建築物の機能・財産の保全をはかること。 (3) 耐震設計の基本手順：つぎの手順による。 ① 耐震設計区分の選定 ② 1次設計による部材断面・配置の決定および安全性の照査 ③ 2次設計を行う耐震設計区分については、2次設計による安全性の照査 (4) 耐震設計区分：つぎの6種類に区分する。 I-A：構造規定による1次設計を行うもの I-B：震度法および構造規定による1次設計を行うもの Ⅱ-A：修正震度法による1次設計および修正震度法による略算的な2次設計を行うもの Ⅱ-B：修正震度法による1次設計および修正震度法による精算的な2次

(4.1 つづき)

(4.1 つづき)	設計を行うもの Ⅲ-A：修正震度法による1次設計および応答スペクトル法による2次設計を行うもの Ⅲ-B：修正震度法による1次設計および応答スペクトル法と時刻歴応答解析法による2次設計を行うもの (5) 耐震設計の方法：設計区分に応じて、つぎのように行う。 I-A：部材の断面およびその配置を、構造規定に適合するように定める。 I-B：1) 設計震度：$K_H = A_1 \cdot K_0$ K_H：設計水平震度。以下、E_{OB1}で表わす。 A_1：地域係数。以下、Zで表わす。 K_0：標準設計水平震度。以下、標準ベースシヤ係数E_{O0}で表わす。 2) 安全性の照査：① 各層に作用するせん断力による部材応力度が許容応力度以下であること。 ② 部材断面およびその配置が、構造規定を満足すること。 Ⅱ-A：1) 1次設計 ⅰ) 設計震度：$K = A_1 \cdot (A_2 \cdot A_4) \cdot K_0$ K：ベースシヤ係数。以下、E_{OB2}で表わす。 $(A_2 \cdot A_4)$：地盤の特性による補正係数。以下、地盤スペクトル係数$G_0(T)$で表わす。 ⅱ) 安全性の照査：① I-Bの2)と同じ。 ② 各層間の相対変位角δ_1、全体の相対変位角δ_Tがそれぞれの許容値以下であること。 2) 2次設計 ⅰ) 設計震度：$K = A_1 \cdot (A_2 \cdot A_4) \cdot A_5 \cdot K_0$ K：ベースシヤ係数。以下E_{OB2}で表わす。 A_5：構造特性格別補正係数。構造特性係数K_1で表わす。 ⅱ) 安全性の照査：各層の作用せん断力が、各層の保有耐力の略算値をこえないこと。
------------------	--

(4.1 つづき)

Ⅱ-B : 1) 1次設計

ⅰ) 設計震度：Ⅱ-Aの場合に同じ。ただし、 $(A_2 \cdot A_4) = G(T)$ とする。

$G_1(T)$ ：地盤スペクトル係数。ただし、 $0.7 \cdot G_0$ (T)以上とする。

ⅱ) 安全性の照査：Ⅱ-Aの場合に同じ。

2) 2次設計

ⅰ) 設計震度：Ⅱ-Aの2次設計の場合に同じ。ただし、 $(A_2 \cdot A_4) = G_1(T)$ 、 $A_5 = K_5$ 。

K_2 ：構造特性係数。

ⅱ) 安全性の照査：Ⅱ-Aの2次設計に準ずる。ただし、保有耐力は精算値を用いる。

Ⅲ-A : 1) 1次設計

ⅰ) 設計震度：Ⅱ-Bの1次設計の場合に同じ。

ⅱ) 安全性の照査：Ⅱ-Bの1次設計の場合に同じ。

2) 2次設計

ⅰ) せん断力係数： $P_0j = Z \cdot G_1(T_j) \cdot K_2 \cdot P_0 \geq 0.1$

T_j ：j次の固有周期

ⅱ) 安全性の照査：主要次数の固有振動数について、層せん断力が保有せん断力の精算値をこえないことをたしかめる。

Ⅲ-B : 1) 1次設計：Ⅱ-Bの場合に同じ。

2) 2次設計：Ⅲ-Aに準ずる。ただし、時刻歴応答解析法による照査を加える。

(6) 耐震設計に用いる各種の係数等

表-D 地域係数

1) 地域係数：図示(略)の区分にしたがい、表-Dの値とする。

2) 標準ベースシヤ係数：

1次設計用 $E_0 = 0.2$

2次設計用 $P_0 = 1.0$

3) 地盤種別：1種～4種(定義は略)

4) 1次固有周期の算定：

地域区分	地域係数, Z
A	1.0
B	0.9
C	0.8

(4.1 つづき)

2. 鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法 3. 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法 4. 鋼構造建築物の耐震設計法 5. プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計法	Ⅰ) Ⅱ-Aの1次, 2次設計, Ⅱ-Bの1次設計では, 次式より推定してよい。 $\left\{ \begin{array}{l} \text{鋼構造建築物} : T = 0.09 N \\ \text{上記以外の建築物} : T = 0.06 N \end{array} \right.$ T : 1次固有周期 (秒) N : 地上階数 Ⅱ) Ⅱ-Bの2次設計, Ⅲ-A, Ⅲ-Bの設計に用いる1次固有周期は, 適切な資料にもとづいて推定する。 5) 水平力分布 (略) 6) 用途係数 (略) 7) 構造特性の分布の不均一度の許容値 (略) 8) 変形制限: Ⅱ-A, Ⅱ-B, Ⅲ-A, Ⅲ-Bの1次設計における層間相対変位角は $1/200 \text{ rad}$ 以下, 全体の相対変位角は $1/250 \text{ rad}$ 以下とする。 9) 構造特性係数 (略) 10) 保有耐力の算定 (略) 11) 許容応力度および許容断面力 (目次のみ示す) (1) 総 説 (2) 設計区分 (3) 構造特性係数 (4) 保有層せん断力の算定 (5) 部材設計および構造規定 (目次内容: 2.と同じ) (目次内容: 2.と同じ) (目次内容: 2.と同じ) (目次内容: 2.と同じ)
--	--

(4.1 つづき)

6. 在来工法木造建 (目次内容：2.と同じ)

築物の耐震設計法

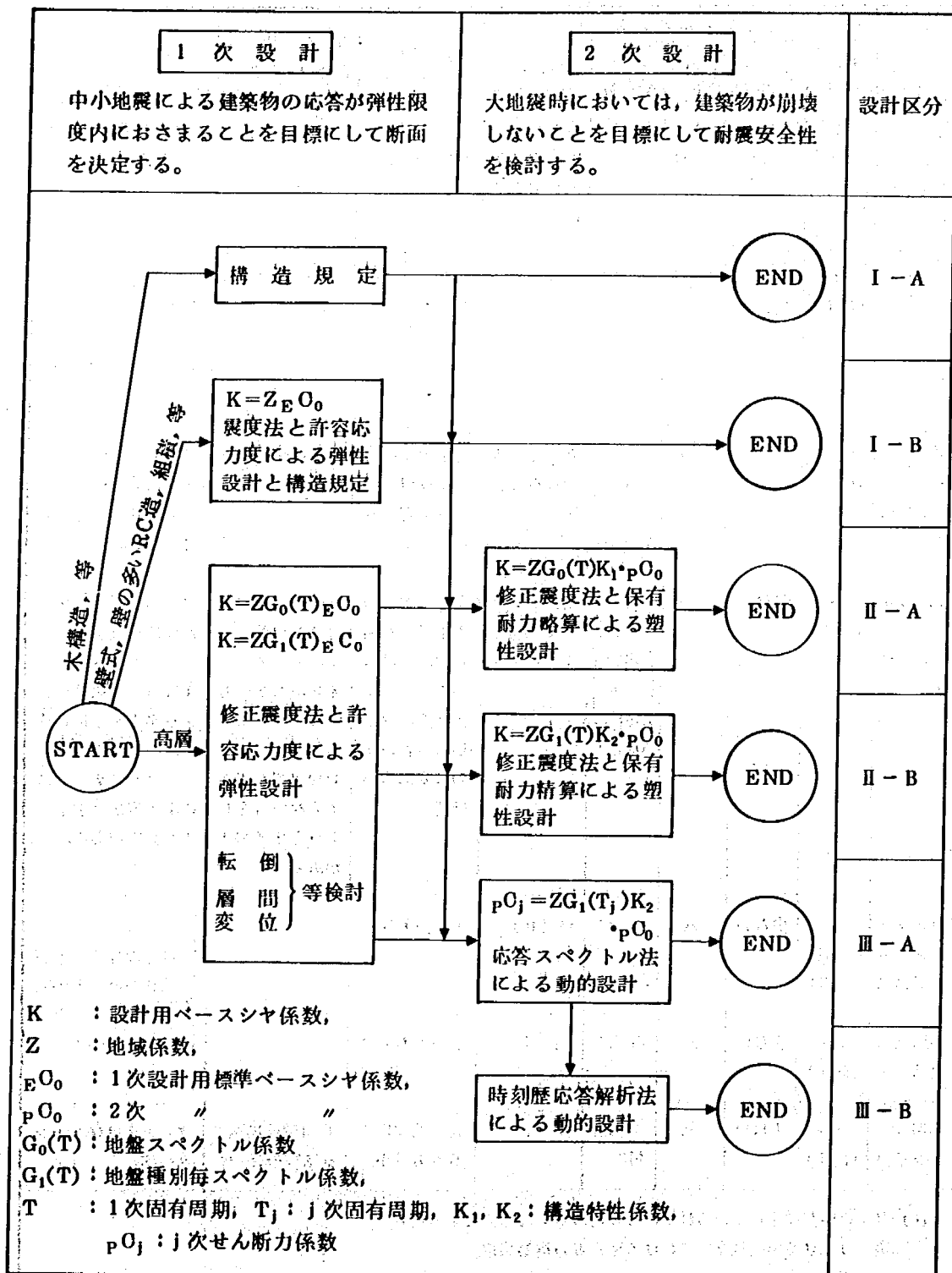
- | | | |
|------------------|---|-----|
| 7. 建築非構造部材の耐震設計法 | } | (略) |
| 8. 基礎および擁壁の耐震設計法 | | |
| 9. 既存建築物の耐震安全度 | | |

4.2 コンクリート系建築物の耐震設計の現状と動向⁽¹⁾

区分	構造種別	上限数 (主要用途)	建築実績	慣用設計法		震害経験の有無と程度	推定耐震性能	設計法にかかわる動向	備考
				1次(住)	2次(評価)				
1	補強コンクリートブロック造	3 (住宅、倉庫等)	地方等に多い	基+構	なし	地震のたびにある程度の被害を受ける。	強度、変形能ともに疑問あり。	不明点を明確にしようとする動き(震度や学会規準の検討)	*臥梁の設計のみ基準法震度による。
2	プレハブ住宅	2 (住宅)	次第に増大	基+構	あり*	無(新)	同上。ただし問題は少ない*	最低保有耐力の保証。	*工業化住宅認定基準により、降伏せん断力係数が0.5以上であるかについて検討。
	プレキャストを含む壁式構造	3~5 (住宅)	多い	基+構	なし* (プレキャストはあり)	新潟地震等で軽微な被害。	構造規定により1G以上の強度を有するものが多い。	高層化への動き(強度+変形能)	*同上。ただしプレキャストのみについてであり、耐力の検討はない。
3	1, 2, 4をのぞく一般RC構造	6~7 (一般)	非常に多い	基	なし (既存建物の判定法など)	中以上の地震で被害率10%内外	主として壁の大小により耐震強度のばらつきが非常に大きく、建設年次の古いものは変形能が疑問	壁の多いものについては強度について、純ラーメンにちかいかいものについては変形性能について動的効果を考慮して2次設計をしようとする動きがある。	*動的影響を加味した静的検討法 (建研案) 1質点系の規準応答スペクトルを用いる方法 (東大案) モーダルアナリシスによる方法(学会第1案)等がある。
4	中層ラーメンプレハブ構造	— (住宅等)	少ない	基	あり*	無(新)	不明点あり		耐震設計理念の明確化がのぞまれる。 *動的解析などが行われている。
	高層壁式構造	6~ (同上)	少ない	基	あり*	同上	強度かなり大		
	高層ラーメン構造	8~ (同上)	少ない	基	動的解析*	同上	長周期化による入力減小。	動的解析に関する見解の統一化*	*たとえば建築センター案。

(注) 基：建築基準法に定められている地震荷重をはじめとする規定。
構：日本建築学会規準等における壁量等の構造規定。

4.3 「新耐震設計法(案)」(建築)における設計区分とその概要⁽¹⁾



付属参考資料 5. ATC 暫定規準の概要⁽²⁵⁾

基 準 名	Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings		
制定機関	Applied Technology Council (Associated with SEAOC)		
1. 目 的：現在の耐震工学と建築技術の知見を総合的にまとめること。被害防止の見地から、土地利用計画，建築物規制に地方自治体の本規準を活用することを意図している。			
2. 耐震の目標：① 小規模地震に対しては無被害とする。 ② 中規模地震に対しては，主構造部材は小被害程度にとどめる。 ③ 大規模地震に対しては，人命を損なわない範囲の主構造部材の被害を容認する。			
3. 規準の内容（目次）			
序 論		8. 非構造部および機械電気設備	
1. 行 政		9. 木造建築物	
2. 定義および記号		10. 鉄骨造建築物	
3. 構造設計規定		11. 鉄筋コンクリート造建築物	
4. 等価水平力算定法		12. 組積造構造物	
5. モーダルアナリシスの方法		13. 既存建物に対する緩和	
6. 地盤と建物の相互作用		14. 既存建物の補修・補強指針	
7. 基礎の設計規定		15. 緊急震後調査および建物の震害評価の手引き	
4. 鉄筋コンクリート造建築物に対する規定の特徴			
○耐震性能等級（Seismic Performance Category）としてA～Dの4ランクを定め，D，O，B，Aの順に架構形式の条件等をきびしく定めている。			
○部材強度の計算は，原則として終局強度設計法を規定したAOI 318-71 による。ただし，強度低減係数はつぎのように改める。			
区 分		基 準	AOIATO
全荷重による圧縮応力が0.1fc'以上で，かつ，地震力による圧縮応力が0.05fc'以上の部材で特別補強筋をもたないものの，圧縮強度または曲げと組合わされた圧縮強度			0.70.5
耐震性能等級O，Dの建物における部材のせん断強度	曲げが支配的な部材	0.85	0.85
	せん断が支配的な部材	0.85	0.60

付属参考資料 6. 構造細目規定の例

6.1 帯鉄筋柱に関する規定の例

規 準	土 木 学 会 ⁽²⁾	建 築 学 会 ⁽¹⁵⁾	建 築 基 準 法 ⁽¹³⁾ 施 行 令	国 鉄 ⁽¹¹⁾
材 料		地震時曲げモーメントが増大する恐れのある柱では、 (短期軸方向力/ A_c) を $F_c/3$ 以下とするのが望ましい。		
柱の最小寸法(d)	$d \geq 20 \text{ cm}$			〔土木学会〕に同じ。ただし、荷重に対して断面の大きい柱（曲げ圧縮応力度が許容値の $1/2$ 以下）では、つぎによる：
軸 方 向 鉄 筋 (直径 ϕ , 本数 n) (鉄筋比 A_s/A_c)	$\phi \geq 12 \text{ mm}$ $n \geq 4 \text{ 本}$ $0.8\% \leq A_s/A_c \leq 6\%$	$\phi \geq 13 \text{ mm (D13)}$ $n \geq 4 \text{ 本}$ $A_s/A_c \geq 0.8\%$	$n \geq 4 \text{ 本}$ $A_s/A_c \geq 0.8\%$ (A_c は必要断面積)	軸方向鉄筋 $\phi \leq 12 \text{ mm}$ 間隔 $\leq d$ $\leq 45 \phi$ $A_s/A_c \geq 0.05\%$
帯 鉄 筋 (直径 ϕ' , 間隔 t)	$\phi' \geq 6 \text{ mm}$ $t \leq d$ $\leq 12 \phi$ $\leq 48 \phi'$	$\phi' \geq 9 \text{ mm or D10}$ $t \leq 15 \text{ cm } (\phi'=9, \text{D10})$ $\leq 20 \text{ cm } (\phi' > 9, \text{D10})$ 帯鉄筋比 $\geq 0.2\%$	$\phi' \geq 6 \text{ mm}$ $t \leq 15 \text{ cm}$ $\leq 15 \phi$	帯鉄筋 $t \leq d$ $\leq 45 \phi$ 接合部 横方向鉄筋 $\phi \geq 12 \text{ mm}$ $t \leq 60 \text{ cm}$
梁 その他との 接 合 部	梁その他と交わる柱の部分には、とくに十分な帯鉄筋を配置する。	柱の上下端から柱の最大径の 1.5 倍に等しい範囲内では、帯鉄筋間隔を 10 cm 以下 ($\phi'=9, \text{D10}$) とする。 $\phi' > 9, \text{D10}$ のときもこれに準ずる。	柱に接続する壁、梁その他の横架材から上方または下方に 2 d 以内の部分は、帯鉄筋間隔を 10 cm 以下とする。	
帯鉄筋の形状、 組 立 て	異形鉄筋の直角フック、135°フックは、端部の長さを 6ϕ または 6 cm 以上とする。	帯鉄筋は主筋を包含し、主筋内部のコンクリートを十分拘束するように配置し、その端部は135°以上に曲げて定着する。せん断力のとくに大きい柱では、端部を溶接した閉鎖形帯鉄筋を使用する。		
そ の 他	荷重に対して断面が大きい柱の場合（解説）： 軸方向鉄筋：直径 12 mm 以上、間隔は柱の最小横寸法以下で 45 cm 以下、鉄筋比 0.05 % 以上。 横方向鉄筋：直径 12 mm 以上、間隔 60 cm 以下、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋による軸方向鉄筋の支持間隔は柱の最小横寸法以下で軸方向鉄筋直径の 45 倍以下。			

A O I (22)	S E A O O (19)	A O I - 付録 A (23)	
		$P_e \leq 0.4 P_b$	$P_e > 0.4 P_b$
	コンクリート： $\sigma_{28} \geq 210 \text{ kg/cm}^2$ 軸方向鉄筋： $\sigma_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$	(注) P_e : 地震時最大設計軸力 P_b : 柱の終局耐力	
	短辺/長辺 ≥ 0.4 短辺 $\geq 12''$		
$n \geq 4$ 本 (長方形) $1\% \leq A_s/A_c \leq 8\%$	$1\% \leq A_s/A_c \leq 6\%$	最大引張鉄筋比は鈎合鉄筋比の 0.5 以下, $200/f_y$ 以上とする。 (f_y : 降伏点 (psi))	
$\phi' \geq 9.5 \text{ mm } (\phi \leq 32 \text{ mm})$ $\phi' \geq 12.7 \text{ mm } (\phi > 32 \text{ mm})$ $t \geq 16\phi'$ $t \geq 48\phi'$ $t \geq d$	$\phi' \geq 9.5 \text{ mm}$	$\phi' \geq 9.5 \text{ mm}$ $t \leq d_0/2$ (d_0 : 有効高さ)	$t \leq d_0/2$
すべての隅筋, 他の軸方向鉄筋は 1 本おきに開角 135° 以下のタイの折曲り角で支持させる。軸方向鉄筋は横方向に支持された鉄筋から 15 cm 以上離れていてはならない。	柱の上下端から柱の最大径または (純高さ/6, ただし $18''$ 以上) の部分, 梁~柱接合部全長には, 特別補強筋を設ける。 $t \leq 4''$	材端から $4 d_0$ の間には, $A_v d_0/t = 0.15 A_s'$ または $0.15 A_s$ (A_s, A_s' は, それぞれ引張および圧縮鉄筋の断面積, A_v はせん断補強筋) のいずれか大きい方の鉄筋を配置する。 $t \leq d_0/4$ 鉄筋が圧縮鉄筋のとき材端から $2 d_0$ の間は, $t \leq 16\phi, t \leq 12''$	材端から断面の長辺の長さまたは直径, または $18''$, または純高さ/6 以上の範囲に拘束鉄筋を設ける。 $t \leq 4''$ 所要フープ筋量: A_{sh} $A_{sh} = l_h \cdot \rho_s \cdot S_h / 2$ l_h : 長方形フープの非支持長 $\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$ S_h : フープ中心間隔
	$10\phi'$ の余長のついた 135° フックをもつ閉鎖型帯鉄筋を使用するが, 必要断面積の 25% までは, フープと縦筋とに結束する標準フック付きの補助フープを用いてよい。		
	フレームの水平部材についても, 靱性を保つための細目規定がある。		

6.2. 鉄筋の重ね継手に関する規定の例

土木学会 ^[2]	建築学会 ^[15]	A C I ^[22]	S E A O C ^[19]	A C I - 付録 A ^[23]	
				$P_e \leq 0.4 P_b$	$P_e > 0.4 P_b$
一般規定 - 引張鉄筋の重ね継手は、次式のℓ以上で、かつ20ϕ以上とする。 $\ell = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \tau_{oa}}$ ここに、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 ϕ : 鉄筋直径 - 圧縮鉄筋の重ね継手は、上記のℓの80%以上で、かつ20ϕ以上とする。 柱の規定 - 継手は、突合わせ溶接とする。さもなくば、軸方向鉄筋数の1/2を継がずに通す。	一般規定 $\ell \geq \frac{\sigma_t \cdot d}{4 f_a}$ ここに、 ℓ : 継手の重ね長さ σ_t : 鉄筋の最大存在応力度 f_a : 許容付着応力度 d : 鉄筋の公称直径	圧縮部材の重ね継手一般 - 継手長さは、全強伝達長ℓ_dとする。ただし、$0.0005 f_y \cdot d_b$ (in) [$f_y \leq 60,000$ psi] ($0.009 f_y - 24$) d_b (in) [$f_y > 60,000$ psi] 以上で、かつ、12" 以上とする。 $\sigma_{ck} < 3000$ psi (210 kg/cm²) のときは、継手長さを1/3だけ割増す。 帯鉄筋柱 全継手長にわたって $0.0015 \cdot h \cdot S$ (in²) 以上の帯鉄筋が配置されるときは、継手長さは上記の0.83倍としてよい。ただし、12" 以上とする。 d_b : 鉄筋の公称直径 (in) f_y : 鉄筋の降伏点 (psi) h : 部材の厚さ (in) S : 帯鉄筋間隔 (in)	- 重ね継手は、柱の中央部1/2の範囲に設ける。 - 継手長さは30ϕ以上、かつ、16" 以上とする。 - 同一断面における継手は、鉄筋2本当たり1本の割合以下とする。 - 相となる継手の縦方向の間隔は24" 以上とする。	- 主鉄筋径の16倍以下、または12" 以下の間隔で帯鉄筋が配置されている部分には、引張鉄筋の重ね継手を設けてもよい。ただし、継手長さは24ϕ以上、かつ、12" 以上とする。 (一般には、引張または交番応力作用部には引張鉄筋の重ね継手は設けてはならない)。 - 塑性ヒンジからd以内には溶接継手を設けてはならない。 d : コンクリート圧縮縁から鉄筋図心までの距離。	- 重ね継手はA C I 本文規定を満足するもので、継手長さは30ϕ以上、かつ16" 以上とする。 - 溶接継手、機械的継手の場合、同一断面で接合する鉄筋本数は鉄筋全数の1/4以下とする。 - 相となる継手の縦方向の間隔は、12" 以上とする。

6.3 鉄筋の定着に関する規定の例

土木学会 ^[2]	建築学会 ^[15]	A C I ^[22]
$\ell_o \geq \frac{\sigma_{sa} \phi}{4\tau_{oa}} \quad (\text{フックのないとき})$ $\ell_o \geq \frac{\sigma_{sa} \phi}{6\tau_{oa}} \quad (\text{フックをつけるとき})$ ここに、 ℓ_o : 定着長さ σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 τ_{oa} : コンクリートの許容付着 応力度 ϕ : 鉄筋の直径	$\ell \geq \frac{\sigma_t d}{4f_a} \quad (\text{フックのないとき})$ $\ell \geq \frac{\sigma_t d}{6f_a} \quad (\text{フックをつけるとき})$ ここに、 ℓ : 定着長さ σ_t : 鉄筋の最大存在応力度 f_a : 許容付着応力度 d : 鉄筋の公称直径	<u>引張を受ける異形鉄筋の定着長さ</u> ①の基本定着長に②、③の補正係数を乗じた値とする。 ① 基本定着長 (単位は lb, in) #11 ($\phi 36$)以下の鉄筋 : $0.04 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$, ただし $0.0004 d_b f_y$ 以上 #14 ($\phi 43$)の鉄筋 : $0.085 f_y / \sqrt{f'_c}$ #18 ($\phi 57$)の鉄筋 : $0.11 f_y / \sqrt{f'_c}$ ② $f_y \geq 60,000$ (psi) の鉄筋に対して : $2 - (60,000 / f_y)$ ③ 場合に応じて、さらにつぎの係数を乗じてよい。 • 曲げ部材で所要量以上の鉄筋を用いる場合 : $\frac{\text{所要鉄筋量}}{\text{使用鉄筋量}}$ • 直径 $1/4"$ (6.4 mm) 以上の鉄筋によるピッチ 4 in (10.2 cm) 以下のらせん鉄筋に囲まれた内部の鉄筋について : 0.75 <u>圧縮を受ける異形鉄筋の定着長さ</u> $\ell_d \geq 0.02 f_y d_b / \sqrt{f'_c}$, ただし $0.003 f_y d_b$ 以上で、かつ 8in 以上とする。 所要量以上の鉄筋を用いる場合は、(所要量 / 使用量) の割合で低減してよい。

単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚
の耐震設計法に関する研究

土研資料第1513号
昭和54年7月(1979)
太 田 実

キーワード：鉄筋コンクリート，橋脚，耐震設計

要 旨：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計を，許容応力度にもとづく部材強度の照査を主体とする従来の方法から一步すすめて，所要の強度とともに，地震時におけるぜい性的な破壊を防止もしくは軽減させるために適度のじん性を付与しうるような方法に改善することを試みたもので，鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計の現状と問題点，橋脚の地震時挙動に関する実験的・解析的検討，鉄筋の継手および定着の耐震性の検討，ならびにこれらの成果にもとづく耐震設計法の試案についてのべたものである。

郵便はがき

20円切手を
はって下さ
い。

3 0 0 - 2 6

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

コンクリート研究室 御中

No. _____

No. _____

土研資料 1513 号

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1513 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印