

土 木 研 究 所 資 料

平成 8 年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

平成 9 年10月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright©(1997)by P.W.R.I.

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

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

平成8年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書

耐震研究室	前室長	大塚 久哲 ¹⁾
	室長	運上 茂樹
	主任研究員	寺山 徹
	主任研究員	足立 幸郎
	研究員	星隈 順一
	研究員	長屋 和宏
	研究員	大住 道生
		佐藤 貴志 ²⁾

要 旨

平成8年度に耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験および研究として行った各種土木構造物の耐震設計法、橋脚の耐震補強技術、構造部材の動的耐力に係わる調査試験成果の概要報告である。

キーワード：耐震設計法、信頼性理論、インテリジェントマテリアル、合成構造、壁式橋脚、耐震補強、超多径間連続橋、橋梁システム、鋼製橋脚、動的耐震設計法、道路トンネル、免震、長大橋梁、大規模橋梁、RCラーメン橋脚、RC橋脚

1) 現九州大学工学部教授

2) 現中部地方建設局沼津工事事務所



目 次

1. 信頼性理論に基づく耐震設計法に関する研究	1
(行政部費)	
2. インテリジェント耐震構造技術に関する日米共同研究	7
(行政部費)	
3. 合成構造の耐震設計法に関する試験調査	13
(道路事業調査費〈一般調査〉)	
4. 橋脚の耐震補強技術に関する試験調査	15
(道路事業調査費〈特定調査〉)	
5. 共同溝の地震時限界状態設計法に関する試験調査	17
(道路事業調査費〈特定調査〉)	
6. 超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査	19
(道路事業調査費〈大規模〉)	
7. 橋梁システムの地震時限界状態設計法に関する試験調査	23
(道路事業調査費〈大規模〉)	
8. 鋼製橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査	25
(道路事業調査費〈大規模〉)	
9. 道路トンネルの耐震性に関する試験調査	27
(道路事業調査費〈大規模〉)	
10. 長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査	29
(道路事業調査費〈新交通軸〉)	
11. 大規模橋梁の耐震設計法に関する試験調査	35
(受託工事〈本州四国連絡橋公団〉)	
12. 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力照査に関する研究	41
(受託工事〈首都高速道路公団〉)	
13. 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究	47
(科学技術振興調査費〈重点基礎研究〉)	
14. RC橋脚の耐力・変形性能に関する調査	53
(一般国道直轄改修費〈測量及び試験費〉)	

1. 信頼性理論に基づく耐震設計法に関する研究 (行政部費)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
室 長 運上 茂樹
研究員 大住 道生

1. まえがき

平成7年1月の兵庫県南部地震では、土木構造物が甚大な被害を受けた。従来の土木構造物の耐震設計法は、各種の不確定性の内在する事象を一義的に定義し、これに対してある安全率を有するように設計する手法がとられてきた。しかしながら、諸外国では設計規範が限界状態設計法に移行しようとしており、こうした構造設計法では、設計変数の不確定性を合理的に設計に取り込むことができ、構造物の信頼性を高めることが可能になる。本研究では、構造信頼性理論を背景にし、構造物のより合理的な耐震設計体系の基礎となるべき設計方法の確立を目的とするものである。

そこで本課題では、耐震設計法に信頼性設計法を取り入れる場合の課題、問題点を検討し、その基礎を作ることとする。初年度である平成8年度は、信頼性設計法及び信頼性理論の研究の現状を調査し、また耐震設計法に信頼性設計法を導入する場合の不確定要素の調査を行った。

2. 研究目的

材料、外力、耐力、計算手法等各種の不確定性を合理的に考慮した信頼性設計理論に基づく構造物の耐震設計体系の確立を図り、限界状態設計法等を用いた将来の耐震設計基準の改定に反映させる。

3. 研究方法

先進各国の構造設計規範の以下の項目について調査し、我が国の耐震設計規範に取り入れるべき設計体系、及び設計パラメータについてとりまとめた。

- (1) 設計規範に取り入れられている設計法の概要、および耐震設計に関する特記事項
- (2) 信頼性設計法を取り入れている設計規範に用いられている部分安全係数

4. 研究結果

4. 1 海外の構造設計基準

先進各国の構造設計規範について、設計規範概要（設計法分類、破壊確率・信頼性指標、安全係数等）および耐震設計に関する特記事項についてまとめたものが表-1である。ただし、設計法の分類は表-2の定義による。

表 - 1 海外の設計基準と日本の設計規準の比較

国名	アメリカ	カナダ	ヨーロッパ	ニュージーランド	イギリス	国際	日本	日本
基準名 (発行年)	AASHTO (1994 年)	オンタリオ州道路設計基準 (1983 年)	Eurocode (1994 年)	ニュージーランド建築基準 (1992 年)・ニュージーランド道路橋設計基準	BS 5400 (1982 年)	ISO 3010 (1988 年)	道路橋示方書 (1996 年)	コンクリート標準示方書 (1996 年)
設計基準概要	・限界状態設計法 ・4つの限界状態を規定 (使用、終局、疲労、極限) ・他に比較して、安全係数の設定が細かい。将来的にデータがそろったときに安全係数を設定	・信頼性設計法 ・部分安全係数法 ・基準の背景にある検討はレベル II (信頼性指標) であるが、基準自体はレベル I (部分安全係数法) を採用 ・2つの限界状態を規定 (使用、終局) ・目標安全性指標 $\beta=3.5$ (破壊確率 0.02% 相当)	・信頼性設計法 ・部分安全係数法 ・目標信頼性指標 $\beta=3.8$ (部材崩壊) ・1.5 (使用限界) ・供用期間を5つにクラス分け (1-5 年から 120 年) ・要求信頼度の設定は、重要性、経済性、人命の安全性を考慮して決定	・限界状態設計法 ・2つの限界状態を規定 (使用、終局) ・材料強度の上限、下限を設定 ・重要度を5段階、部材の致命度を3種類に分類 ・許容塑性率設計	・限界状態設計法 ・使用限界、終局限界について照査	・ISO2349 構造物の信頼性に関する一般原則では確率論的設計法が採用されている。	・許容応力度法が基本 ・各種荷重の組合せに対する照査 ・2段階の重要度	・信頼性設計法 ・部分係数法 ・3つの限界状態を定義 (使用、終局、疲労) ・統計的に判断できる部分を特性値として、できない部分を安全係数として与える
耐震設計に関する特記事項	・耐用年数 50 年で超過確率 10% を基本 ・再現期間 475 年の地震動	・耐用年数 50 年、限界状態確率を 1% オーダーとしたコードキャリブレーションにより係数を決定 ・荷重の相互確率を考慮	・耐震設計に関しては限界状態設計法 ・係数の決定方法については不明	・再現期間 150 年の地震動 ・起こりうる最大地震を考慮した一段階設計 ・荷重の相互確率を考慮	・設計寿命 120 年 ・再現期間 120 年の地震動 ・係数により超過確率 5% の設計荷重	・ISO3010 構造物への地震作用では終局限界、使用限界の荷重について規定 (改訂作業中)	・地震時保有水平耐力法 (許容塑性率設計) ・地震動のレベルを2段階 (関東大震災、兵庫県南部地震クラスの地震動に対応) ・荷重の相互確率を考慮 (活荷重、温度の影響)	・地震動のレベルを2段階 ・プレート型、直下型を考慮し、影響の大きい方 ・耐震性能として3段階を規定。(補修無し、短時間で回復・補強無し、崩壊しない)

表－２ 設計法の分類

許容応力度設計法 (allowable design, service load design)	構造物の耐力を公称値を用いて確定的に計算し、様々な要因によるばらつきを、個々には評価せず全体として安全率をかける。これと設計荷重による応力とを比較し、設計する方法。弾性範囲内の挙動から塑性部分は係数で考慮。
終局強度設計法（極限荷重設計法） (ultimate strength(load) design)	塑性理論により終局強度を算定し、係数によりこれを割り引き、荷重についても安全係数を乗じて比較する設計法。
限界状態設計法 (limit state design)	使用限界、終局限界、疲労限界等の限界状態を定義し、それぞれについて耐力が荷重による応力を上回るように設計する方法。各要素のばらつきを考慮し、設計式中のばらつきが考えられるそれぞれの部分に安全係数を導入する。信頼性理論が取り入れられていることが限界状態設計法の条件であるとする考え方もあるが、本稿では、限界状態設計法の条件として信頼性理論が含まれている必要はないものとする。
信頼性設計法 (reliability based design)	「構造物が耐用期間において安全性に関する終局限界状態と機能性に関する使用限界状態の２つの限界状態を考えることにして、それらのいずれかに相当する複数個の危険状態、すなわち破壊モードを抽出し、不確定要因のもとで各破壊モードを確率的にどの程度の発生頻度におさめたらよいか、に基づいた設計法」（構造物の信頼性設計法）「安全性・使用性・耐久性等の機能を支障なく遂行する度合い（＝信頼性）が、ある合理的な水準以上に保てるように、確率統計理論を何らかの形で取り入れて、設計を行うこと」（構造物のライフタイムリスクの評価） 通常、限界状態設計法に信頼性理論が導入されたものをいう。現状では、部分安全係数法（＝耐力、荷重を確率密度関数で表すのではなく、各部分に安全係数という形で係数をかけることにより、目標とする安全確率にする方法。レベルⅠの信頼性設計法とも言われる。）が主流。その場合、許容安全率を決め、その安全率になるように各係数を決定する。係数の設定法に①データを収集し、その分布より母集団の分布を推定して係数を求める方法②ある確率分布（例えば正規分布）を仮定して係数を決定する方法③現行基準とのキャリブレーションにより係数を決定する方法がある。 ばらつき（誤差）を考慮すべき要素として、材料、施工、測定、数値計算、モデル化、荷重、地盤支持、等がある。このうち、材料強度、荷重については特性値（超過確率がある一定値である値）という形でもばらつきが考慮されているが、その他は係数のみで考慮されるのが一般的なようである。 表面上、設計式に安全係数がかかっている形は、限界状態設計法と変わりがないが、安全係数の決定手法が確率的な考え方によっているかどうか、目標安全性が定められているかどうかが決定的な違いであるといえる。 また、信頼性理論にはさらにレベルⅡ、レベルⅢの設計法のレベルが考えられている。レベルⅢの信頼性設計法とは、各パラメータの確率分布関数が既知である場合に用いられる設計法で、破壊確率関数により表される。レベルⅢの設計法を単純化したのがレベルⅡの信頼性設計法で、各パラメータの平均値、分散値のみから分布を推定し、設計するものである。しかし、これらの設計法は、現在の構造設計法では実用化には至っていない。

4. 2 不確定要素の調査

現在信頼性設計法を取り入れている構造基準はすべて部分安全係数法により記述されており、この係数を調べることで各基準がどのような不確定要素について考慮し、どのような値を設定しているのかわかる。そこで、ISO 2394、コンクリート標準示方書設計編、AASHTO、CSA Limit States Design of Steel Structures について、限界状態、限界状態関数、考慮する荷重、および主な部分安全係数について調査、比較した。

表－3は各規準の限界状態を比較したものであるが、規準により考慮している項目が異なっていることがわかる。これは、例えば CSA は鋼構造の基準であるのでひび割れについての規定がないという扱う構造による違いもあるが、若干の設計思想の違いもあるといえる。例えば AASHTO では、通常の使用状態ではごくまれにしか発生しないような荷重は究極限界として、終局限界と区別して設計することを考えている。

表－3 各規準の限界状態の比較

	ISO 2394	土木学会 コンクリート標準示方書	AASHTO	CSA
使用限界状態	変形	変形・変位	変形	変位・永久変形
	振動	振動		振動
	局所破壊(クラック)	ひび割れ	クラック幅	
		損傷	応力	
終局限界状態	剛体転倒	剛体安定	安定性	転倒・滑動
	断面破断	断面破断	強度	強度
	崩壊			
	安全性喪失			
		変位変形		
疲労限界状態		疲労	疲労	疲労
究極限界状態			大地震・洪水・衝突等に対する限界状態	

表－4は、各規準の限界状態関数を比較したものである。ここに示した規準を含めて、現在実用化に至っている信頼性設計規準はすべてレベルⅠと呼ばれる部分安全係数法を用いており、基本的にはどの関数も設計耐力に安全係数を乗じたものが、設計荷重に安全係数を乗じたものより大きくなるように設計するという体系をとっている。

ただし、 S, Q : 荷重関数

R : 抵抗関数

f : 特性値

γ, η, ϕ : 部分安全係数

表－４ 各規準の限界状態関数の比較

	限界状態関数
ISO 2394	$\gamma_n S(\gamma_f F_f a_d \gamma_{sd}) \leq R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, a_d, C, \gamma_{rd}\right)$
土木学会 コンクリート標準示方書	$\gamma_i \sum \gamma_a S(\gamma_f F_k) \leq R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right) / \gamma_b$
AASHTO	$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad \eta = \eta_D \eta_R \eta_i$
CSA	(Effect of factored loads) $\leq$ (Factored resistance)

表－５は各規準の想定荷重を比較したものである。実際に数値を示す ISO 以外の 3 つの規準に大差はないが、ISO は多くの荷重を考慮することが定められており、他の規準が ISO に準拠しようとした場合、検討する必要があるものと考えられる。

表－５ 各規準の想定荷重の比較

	ISO 2394	土木学会 コンクリート標準示方書	AASHTO	CSA
永久荷重	死荷重	死荷重	死荷重	死荷重
	土圧	土圧	土圧	土圧
	クリープ	クリープ	クリープ	クリープ
	収縮	収縮	収縮	収縮
	水圧	水圧		
	支点沈下			沈下
	プレストレス	プレストレス		プレストレス
変動荷重			水圧	水圧
			沈下	
	使用 架設			
	動荷重	活荷重	活荷重	活荷重
	風	風	風	風
	雪	雪		雪
	氷		氷	
	地震		地震	雨 地震
	水面変動			
	温度	温度	温度	温度
	波			
			摩擦	
偶発荷重	衝突	衝突	衝突	衝突
	爆発			
	地盤沈下			
	竜巻			
	地震	地震		
	火事			
	極度の腐食			

注：ただし、AASHTO は永久荷重と瞬時荷重に、CSA は別の分類がされています。

表-6は、一例として各規準の荷重に関する安全係数を比較したものである。各規準で係数の分け方が様々であるので、一概に安全係数の数値を比較することはできないが、海外の規準では発生確率が低いものについてはかなり大胆に設計荷重を軽減しているが、発生確率の高いものについては大幅に設計荷重を増している。

表-6 各規準の荷重に関する安全係数の比較

	荷重に関する安全係数			
	荷重係数	終局	永久荷重 死荷重	1.0~1.1
土木学会 コンクリート標準示方書			永久荷重 付加死荷重	1.1~1.2
			不利なとき	0.9~1.0
			変動荷重(主)	1.1~1.2
			変動荷重(従)・偶発荷重	1.0
		使用・疲労		1.0
AASHTO	荷重係数 γ	終局	死荷重	0.90~1.25
			活荷重	1.35~1.75
			風荷重	0.40~1.40
			温度・クリープ・収縮	0.50~1.20
		究極	死荷重	0.90~1.25
			活荷重	0.50
			地震・衝突・氷荷重	1.00
		使用	死荷重	1.00
			活荷重	0.80~1.30
			風荷重	0.30
			温度・クリープ・収縮	1.00~1.20
		疲労	活荷重	0.75
CSA	荷重係数 α	終局・使用	死荷重	下記以外 1.25
			死荷重が転倒・浮上がり に抵抗する場合	0.85
			活荷重	1.50
			風荷重	1.50
			温度荷重	1.25
	組み合わせ係 数 Ψ	終局・使用	活荷重、風荷重、温度荷重 の内1つが作用	1.00
			活荷重、風荷重、温度荷重 の内2つが作用	0.70
			活荷重、風荷重、温度荷重 の内全部が作用	0.60

5. 今後の問題点

- ①材料、外力、耐力、計算手法等の各種の種類異なる不確定性を合理的に考慮する設計式の検討
- ②材料特性の調査等に基づく、設計パラメータの設定方法の検討
- ③現行基準等とのキャリブレーションによる設計パラメータの設定方法の試算による検討
- ④信頼性理論を導入した設計規範の書き換えと試算による影響の評価

以上について、今後研究する必要があると考えられる。

2. インテリジェント耐震構造技術に関する日米共同研究 (行政部費)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
室 長 運上 茂樹
主任研究員 足立 幸郎

1. まえがき

阪神大震災の教訓にも示されたように、橋梁構造物は震災後復旧のための緊急輸送路などとしての重要な役割を担っている。したがって、このような橋梁は、被災しにくくかつ震後の修復が容易な構造物であることが望ましい。しかしながら、現在の耐震設計は鉄筋コンクリートや鋼材を用いて地震力に耐えられるように行っているが、全く無被害の構造物を造ることは非常に困難である。さらに、免震支承等エネルギーを吸収する部材も開発されてきたが、地震後残留変位やゴム自体の損傷といった被災は免れない。このような背景のもと、近年開発がめざましいインテリジェント・マテリアル（自己診断材料、自己修復材料）を活用することにより、震後に容易に被害状況を診断でき、さらに復旧が容易なインテリジェント耐震構造技術を開発することを目的として研究を行っており、本年度は2年目にあたる。

平成7年度は、インテリジェント・マテリアルに関する橋梁への適用手法に関する調査を行い、自己修復機能、自己診断機能材料の耐震技術への適用手法について検討を行った。平成8年度は、平成7年度において抽出された新材料のうち、形状記憶合金を用いた免震装置に関する検討を行い、橋梁構造物への適用手法、期待できる効果について調査研究を行った。

2. 研究目的及び研究内容

インテリジェント・マテリアルを活用し、従来の耐震技術の延長では期待できない抜本的な耐震性向上技術を開発する。容易な震後の診断・修復を実現する自己修復機能、自己診断機能を有するインテリジェント耐震構造といった独創技術の開発を図ることを目的としている。平成8年度は、形状記憶合金をターゲットとしてダンパー構造としての橋梁耐震技術への応用手法に関する検討を行った。まず、橋梁用免震構造として必要とされる性能を検討し、さらに形状記憶合金としての材料特性から実現可能なダンパー構造の提案を行い、考案したダンパーの特性について検討を行った。

3. 研究成果

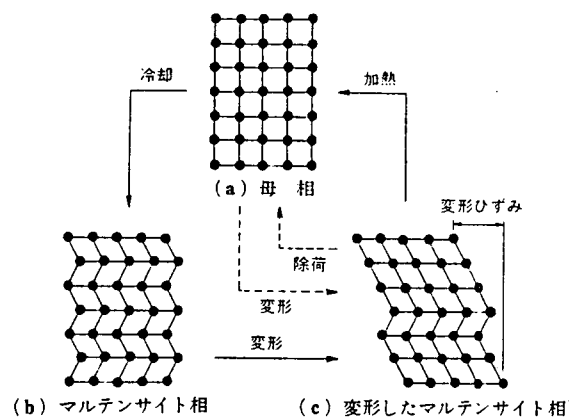
3. 1 形状記憶合金の特性

(1) 概要

形状記憶合金には、形状記憶特性と超弾性特性とがある。形状記憶特性は、疑似塑性変形した金属が熱エネルギーを与えられることにより元の形状に戻る特性をいい、超弾性特性は熱エネルギーを与えることなく応力励起状態で元の形状に戻る特性をいう。形状記憶特性は、クーラー等のフラップバネなどに応用されており、超弾性特性は携帯電話のアンテナ等に利用されている。

(2) 形状記憶特性、超弾性特性の原理

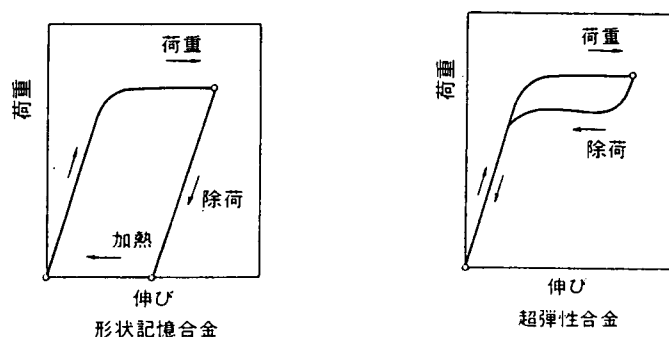
金属の結晶構造の変化においては、マルテンサイト変態（M変態）とオーステナイト変態（A変態）が存在する。M変態とは金属の個々の原子が自分の位置から移動せずに自分自身の位置の近くで他の原子と一緒に位置を少しずつずれる変態であり、A変態とは原子が他の原子と占める位置が入れ替わりながら移動する変態を指す。形状記憶合金を高温のオーステナイト相（A相）から冷却してある特定の温度を（M変態開始温度：Ms点）を通過させると、M変態してA相からマルテンサイト相（M相）へと変化する。またこのM相を加熱して、M相がA相に逆変態する温度（冷却時のMs点より若干高温側にある：Af点）以上にすると再びA相に戻る。M相において変形が加わった場合、応力が降伏応力を超えると疑似塑性変形を起こすが、これはM相にあるためあくまでも見かけ上の降伏であり金属の原子同士のつながりは同じ関係が保たれる。したがって、疑似降伏変形した状態で加熱して温度エネルギーを加えるとA相の逆変態をおこし、結晶間のつながりを保ってA相に戻るため結晶全体が元に戻るようになる。これを冷却すればM相に戻る。これが形状記憶特性と呼ばれる。さらに、超弾性特性は、温度がAf点より若干高い状態にある場合、熱エネルギーを介さずM相とA相を一気に移行する特性をいう。したがって、Ms点、Af点の設計温度（具体的には合金の組成配合）及び使用温度を調節することによって、様々な特性を利用できることになる。図－1にM相とA相の関係を示す。



図－1 マルテンサイト相とオーステナイト相の関係図

（3）耐震制御部材として有利な特性

- ①高い減衰特性： 形状記憶合金は、通常の合金と比較して高い減衰特性を持つことは従来から知られている。さらに、疑似降伏特性を利用した履歴減衰特性を生かすことにより、より高い減衰効果を持つダンパーとしての効果を期待できる。したがって、免震支承と同等の効果をえられる可能性がある。
- ②自己修復特性： 形状記憶特性を利用することにより疑似塑性変形を起こした部材を熱エネルギーを与えることにより自己修復が可能である。また、超弾性特性を利用すれば常に残留変形はなくなり、常に原点指向型の履歴減衰特性を得ることが出来る。したがって、地震後において早期復旧が可能となる。



図－2 形状記憶合金の自己修復特性

3. 2 対象橋梁の設定

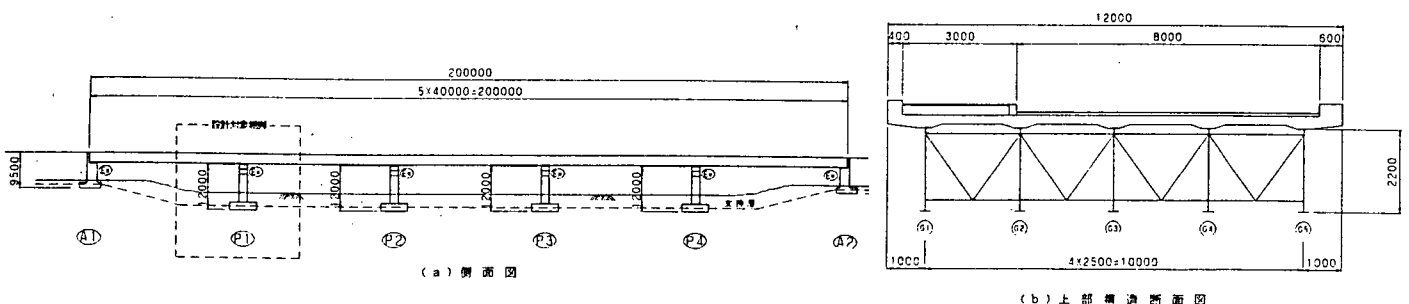
形状記憶合金を用いた免震構造を設計するにおいて、対象橋梁を図－3、表－1に示すような設計諸元を持つものとした。免震支承であるLRBを用いて、平成8年道路橋示方書第V編に準拠して設計した場合の、LRBの設計諸元を表－2に示す。この設計用値より、SMAダンパーの設計目標を、設計変位250mm、剛性1295tf/mmと設定することとした。しかしながら、高い減衰特性が期待できることさらに、設計上の下限値を用いない場合のことを想定し、様々なケースにおけるSMAダンパーの設計を行うこととした。

表－1 設計条件

上 部 工		下 部 工	
形式	5径間連続鋼1けた橋	橋脚	T型橋脚
支間割	40m×5径間	基礎	直接基礎
幅員	全幅員 12m	使用材料	コンクリート $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$
活荷重	B活荷重		

表－2 対象橋梁におけるLRB免震設計の一例

	震度法	保耐法（タイプⅠ）	保耐法（タイプⅡ）
橋の固有周期（s）	1.01	1.52	1.52
設計震度	0.2	0.66	0.71
免震橋梁の設計水平震度	—	0.46	0.60（下限値）(0.50)
橋脚の許容塑性率	—	1.79	3.62
等価水平震度	—	0.4（下限値）(0.29)	0.4（下限値）(0.2)
免震支承の設計変位	3.7	23.1	23.1
免震支承の等価剛性	3110	1295	1295



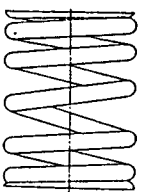
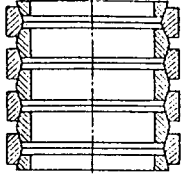
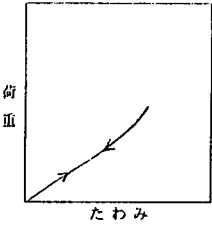
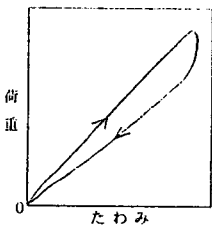
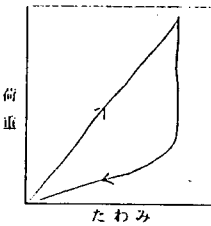
図－3 検討対象橋梁

3. 3 形状記憶合金を用いた免震構造（免震ダンパー）の構造検討

形状記憶合金を用いた支承構造、ダンパー構造の形状としては、コイルバネ、板バネ、トーションバー等が考えられる。表－3にコイルバネと板バネの実橋に应用する場合の特性比較を示す。今回の場合のように、橋梁が対象となる場合は、大型コイルバネを使用することになる場合に問題となるのがその成型である。冷間加工では困難なため、熱間加工でコイルバネに成型した端面は平行にするよう研削加工を行う必要がある。しかしながら、Ni-Ti合金は成形性および研削加工困難な金属材料であるため、コイルバネ等の製作は実用上非常に困難が予想される。板バネは形が単純で、積層することにより容易にバネ定数が選定できることと、板間の摩擦による減衰特性にも優れている。したがって、コイルバネはほとんどヒステリシスを示さないが、重ね板バネは板間摩擦によりヒステリシスを生じる。板間の摩擦係数が大きくなるほどヒステリシスも増大し、減衰効果も大きくなる。

以上のことより、形状記憶合金を利用した構造としては重ね板バネとし、ダンパー的な効果をねらった構造が効果的であることが検討の結果得られた。さらに板バネ間にはゴム等の摩擦係数の高いシート材料を挟むことにより更に減衰効果を高める構造を検討できる。

表-3 考えられる形状記憶合金を用いた免震構造（免震ダンパー）の構造比較

	圧縮コイルバネ	重ね板バネ	輪バネ
形状			
荷重-たわみ特性			
免震構造への適用性	△	○	×
備考	ヒステリシスがなく、バネ単体でのダンパー効果は低い。	板間の摩擦によりヒステリシスを示す。	材料の単位堆積当りに蓄えられるエネルギーが最も大きいバネである。内輪と外輪の接触面の摩擦により大きなヒステリシスを示す。しかし断面形状、加工精度の面でSMAでの製作が困難。

3. 4 形状記憶合金の応力ひずみ特性

オーステナイト相領域での形状記憶合金のごく標準的な応力ひずみ特性を図-4に示す。先にも述べたように、この特性は、合金の組成や温度によって変化をするが、ごく一般的には、0.8%ひずみまでは弾性的な挙動を示し、弾性係数はほぼ4000kgf/mm²である。しかし、その後弾性係数が小さくなり、ひずみが2%近くになるとほぼ超弾性領域になり、応力の値は一定となる。既往の研究ではひずみが2%以内であれば、疲労に関する問題がないとされていること、形状回復機能も十分存在する領域とされている。

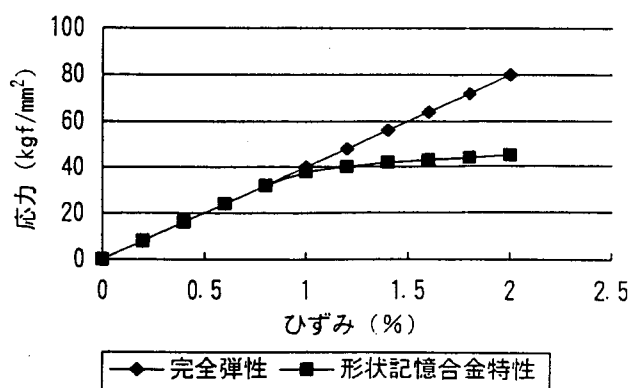
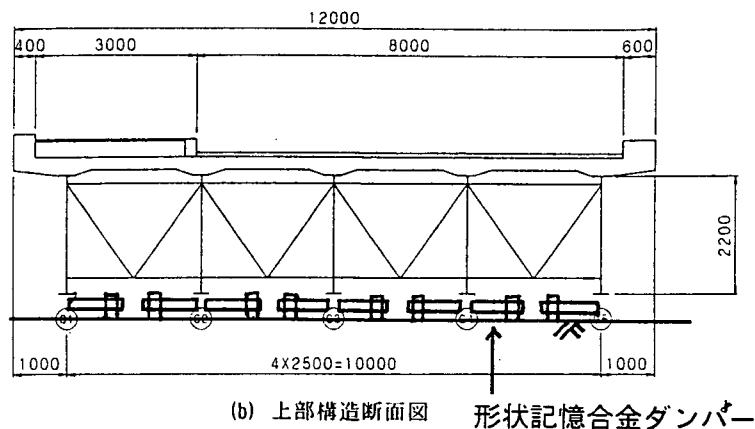


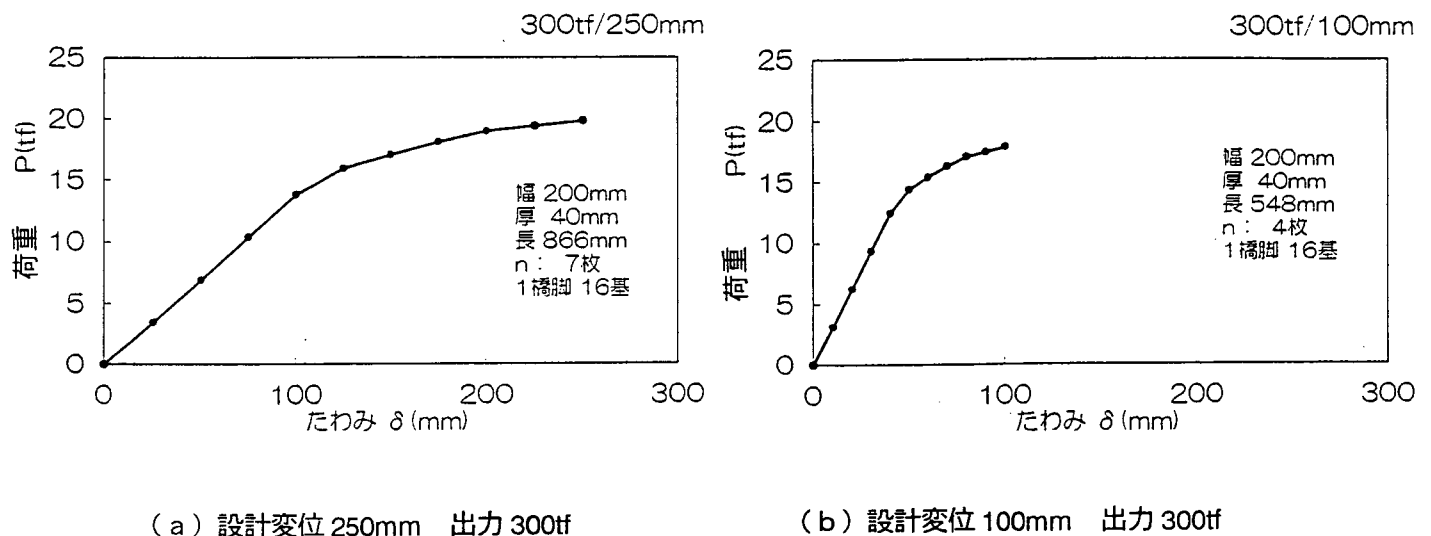
図-4 形状記憶合金の応力-ひずみ曲線

3. 5 形状記憶合金を用いた免震構造（免震ダンパー）の試設計

対象橋梁において、図－5のような設置場所、個数を想定した場合における、ダンパーの試設計を行った。橋脚上の5本の主桁に両片側径間に8個、計16個のダンパー設置を想定した。この場合の1装置あたりの荷重－変位関係を図－6に示す。図－6においては想定したダンパー性能とダンパーの形状も併せて示す。



図－5 形状記憶合金を用いた免震構造（免震ダンパー）の設置可能場所



図－6 オーステナイト相領域重ね板バネの荷重変位曲線

図－4に示す形状記憶合金の純引張り状態における応力ひずみ関係を用いて、合成板バネ構造の荷重変位関係を求めたものが図－6である。図－6の想定設計状態におけるダンパーの荷重－変位関係を見た場合部材が降伏しているように見えるが、これは形状記憶合金の疑似降伏特性によって生じた見掛け上の剛性劣化であり、塑性変形とは異なる。疲労や形状回復機能を十分満足するひずみ2%以内という設計上の条件を考慮した場合は、対象橋梁の設計条件を満たすためには、200mm×40mm×866mmの板バネを7枚重ねたものを16装置装備することになる。しかし、形状記憶合金の有する高減衰機能を考慮し設計変位を小さくした設定した場合（設計変位を100mm）には、200mm×40mm×548mmの板バネを4枚重ねたものを16装置装備することになる。

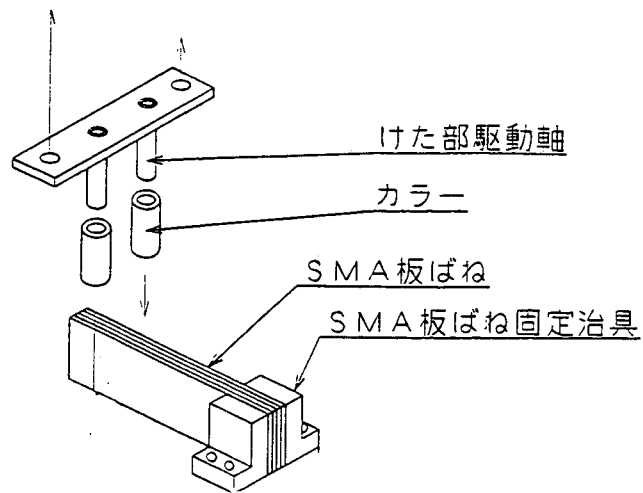


図-7 形状記憶合金を用いた免震構造（免震ダンパー）の模式図

4. おわりに

4. 1 本検討の成果

実橋における、形状記憶合金を利用したダンパーの作成により、高いエネルギー吸収特性(High Damping)と自己修復機能(Self-centering)特性を有するダンパー装置製作の可能性が示された。また、実橋において想定される形状記憶合金ダンパーの概略形状を検討し、十分実用可能であることを示した。

4. 2 今後の問題点

本検討では、概略的な性能評価を行ったものである。今後曲げ状態における形状記憶合金の基礎的機械的特性を把握した後、橋梁用自己修復ダンパーとしての実物に近い模型の製作を行い、諸特性の検証を行っていく必要がある。特に、荷重載荷実験による自己修復機能、履歴減衰機能を定量的に検討し、さらに振動実験によりその検証を行う必要がある。

実験時における着目点としては、形状記憶合金（超弾性合金）の温度依存性、形状記憶合金の擬似降伏特性と履歴特性の定量的把握などが挙げられる。

【参考文献】

- 1) "Shape Memory Alloys as New Material for Aseismic Isolation", Vol.117, No.11, ASCE, 1991
- 2) S. Sweeney, and J. Hayes: "Shape Memory Alloy Dampers for Seismic Rehabilitation of Existing Bridges", 27th Joint Meeting of UJNR, Tsukuba, 1995
- 3) "Shape Memory Alloys for Seismic Isolation of Bridges", Paper No. 1443, 11th WECC, 1996
- 4) "Case Studies of Smart Materials to Civil Structures", US-Japan workshop on smart structures technology, 1996, 11

3. 合成構造の耐震設計法に関する試験調査

(道路事業調査費〈一般調査〉)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
室長 運上 茂樹
研究員 星隈 順一
研究員 長屋 和宏

1. まえがき

現在、鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚については、部材の非線形域の特性を考慮した地震時保有水平耐力法により耐震設計されている。鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)など鋼材とコンクリートを合成した構造については、鋼材とコンクリートの両者の利点を兼ねることが可能となり、耐震設計上も高強度または高じん性の構造を設計することも可能と考えられる。しかし、合成構造の動的耐力や変形性能を始め、地震時の非線形域の挙動については、必ずしも十分明らかにされていないのが実状である。

表-1 模型供試体主要緒元

供試体No.	SRC-3	SRC-4
断面(cm)	60×60	
軸方向鉄筋	使用鉄筋	SD295, D10
	本数	16
	鉄筋比(%)	0.317
I型鋼材	使用鋼材(mm)	SS400 460*50*6*9
	本数	2
	鋼材比(%)	2.303
横筋	使用鉄筋	SD295, D6
	間隔(mm)	75
	鉄筋比(%)	0.243
曲げ降伏耐力(tf)	14.9	14.5

2. 調査方法

本調査は、合成構造の繰返し載荷実験データの蓄積を図るとともに、その動的耐力や変形性能を検討し、合成構造の耐震設計法の開発を目的とするものである。8年度は、SRC橋脚模型の動的耐力、変形性能に及ぼす鋼材の配置方法の影響を大型模型供試体を用いた載荷実験により検討した。

2.1 実験供試体 実験供試体は、実物の約1/5程度の寸法とし、断面が60cm×60cm、基部から載荷点までの高さは301cm(せん断支間比:5.02)であり、主要緒元を表-1に示す。鋼材は、図-1に示す

ようにSS400材のI型鋼を充腹面が載荷方向と平行になるように配置し、鋼材の配置方法(本数)をパラメータとして2体(SRC-3, SRC-4:番号は耐震研究室における一連番号)製作し、それぞれの模型供試体は、曲げ降伏耐力が同一となるように鋼材量を設計した。鋼材を断面の図心寄りに配置した模型供試体では、同じ断面のひずみに対して鋼材のひずみを小さくでき、その分変形性能を大きくすることが可能になるが、同等の耐力を得るためには鋼材量が多くなる。

2.2 載荷方法 載荷実験は、模型供試体を横にした状態で、死荷重反力に相当する軸力を与えながら、反力壁に取り付けた動的加振機により水平荷重を加えた。なお、導入軸力は47.2tfとした。

これは、13.1kgf/cm²の圧縮応力度に相当する。降伏変位は供試体基部最外縁の軸方向鉄筋が降伏した時の水平変位とし、その整数倍の変位を変位制御により正負交番で載荷した。今回の実験では予備載荷の結果から、それぞれの供試体共に $1\delta_y=14.5\text{mm}$ とした。載荷速度は30mm/sec、各載荷ステップでの載荷繰返し回数は3回とした。

3. 調査結果

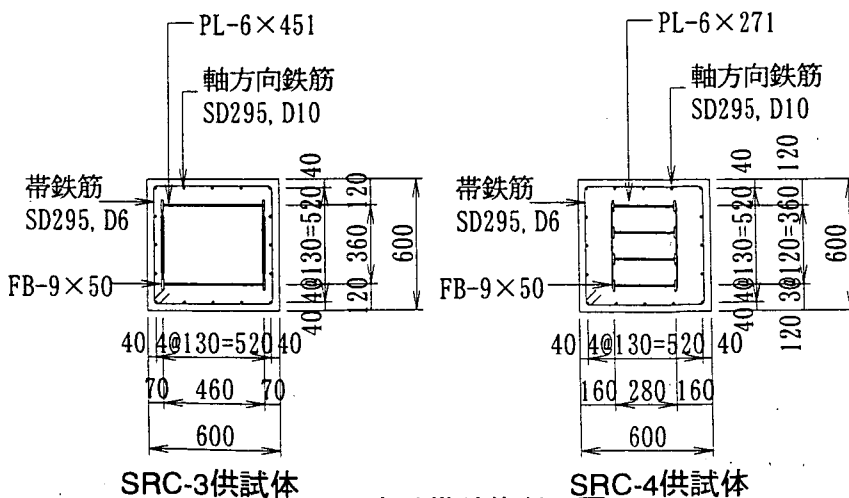


図-1 実験供試体断面図

3.1実験結果 図-2、図-3は、それぞれ供試体の載荷位置における荷重～変位の履歴曲線と損傷の進展状況を示したものである。SRC-3供試体は、降伏耐力14.1tf、最大耐力28.7tfであり、6 δ_y 載荷時までほぼこの耐力を維持した。損傷の進展は載荷実験開始時から柱全体に水平方向クラックが発生し、3 δ_y では載荷面および反載荷面で縦方向のクラックが鋼材のフランジに沿った位置で発生した。5 δ_y よりコンクリートの剥離が始まり、7 δ_y で軸方向鉄筋が座屈、コンクリートも大きく剥離し、水平耐力が低下した。8 δ_y で軸方向鉄筋が3本破断し、横拘束筋のフックが拡がり鉄筋の内側のコンクリートも剥落した。9 δ_y で鋼材のフランジ部分が破断し、終局状態となった。載荷実験終了後、基部のコンクリートを剥がし鋼材の損傷状況を確認したところ、ウェブもフランジ部分から150mmほど破断しており、中心部分も座屈していた。

一方、SRC-4供試体の降伏耐力は14.1tf、最大耐力は29.2tfを4 δ_y 載荷時に示し、その後載荷と共に徐々に耐力が低下した。SRC-3供試体と同様に実験開始時から柱全体に水平方向クラックが発生したが、鋼材に対するコンクリート被りが大きいため、縦方向のクラックは生じなかった。その後、基部のクラックが進展し、6 δ_y よりコンクリートの剥離が始まり、7 δ_y では基部から高さ300mmまでのコンクリートが剥落した。しかし、8 δ_y 以降も横拘束筋のフックが拡がることはなく、鉄筋より内側のコンクリートは剥離しなかった。9 δ_y 、10 δ_y では軸方向鉄筋がそれぞれ4本、2本破断したが耐力を大きく失うことはなかった。しかし、試験機のストロークが足りなくなり載荷実験を終了した。実験終了後、鋼材の損傷状況を確認したところ、フランジが若干座屈した程度の損傷であった。

3.2実験結果のまとめ それぞれの実験結果をまとめると以下のとおりである。

1)破壊モード 鋼材を図心寄りに配置したSRC-4供試体では、SRC-3供試体と同一の変形でも鋼材のひずみを小さくでき、コンクリートの剥離や鋼材の座屈を抑えることができた。

2)耐力・変形性能 耐力はいずれの供試体もほぼ設計計算通りの結果が得られた。しかし、変形性能は鋼材の配置方法が影響し、図心寄りに配置した方がより大きな変形性能が得られた。

4. 今後の問題点

今後、SRC橋脚の耐震設計法を開発するために以下の検討が必要とされる。

- 1) SRC橋脚の動的耐力・変形性能に関する実験データの蓄積
 - ・実験パラメータ：せん断支間比、鋼材量、合成度等
- 2) 荷重-変位関係の算定方法の検討
 - ・荷重～変位関係の解析方法(動的耐力、変形性能)
 - ・経局状態の設定方法
- 3) じん性を向上させる配筋細目

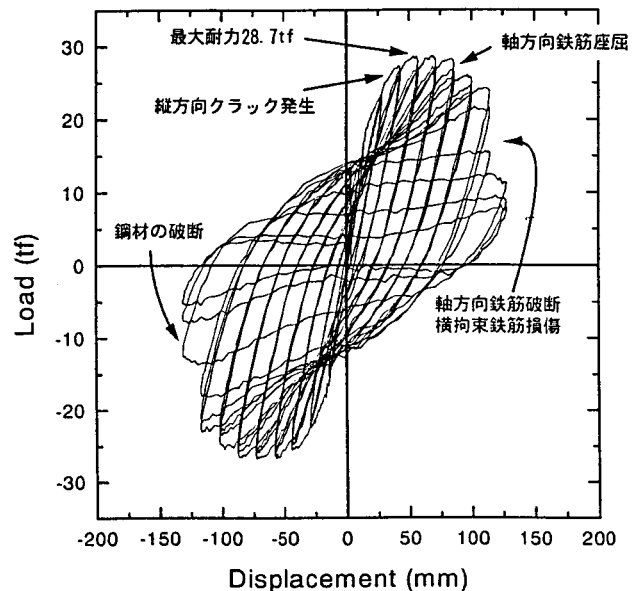


図-2 荷重-変位履歴曲線(SRC-3供試体)

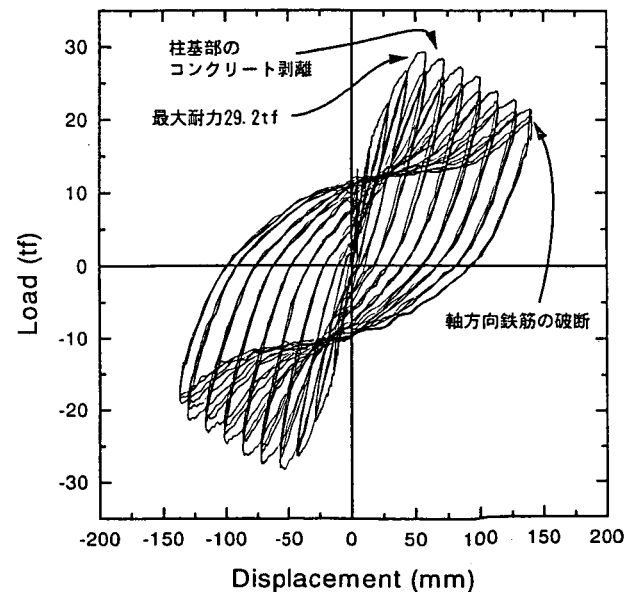


図-3 荷重-変位履歴曲線(SRC-4供試体)

4. 橋脚の耐震補強技術に関する試験調査 (道路事業調査費〈特定調査〉)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
室長 運上 茂樹
研究員 星隈 順一
研究員 長屋 和宏

1. はじめに

本調査では、新素材を用いた既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強技術に関して調査検討を行ってきており、7年度は、炭素繊維シートによる耐震補強工法について実験的な検討を行った。その一方で、既に単柱形式の橋脚の耐震補強が全国的に実施されており、次のステップとして、壁式タイプの鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法の確立が緊急に求められるようになった。そこで、当初の予定を変更し、8年度は壁式橋脚の耐震補強法について実験的な検討を行った。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法としてよく用いられている鉄筋コンクリート巻立て工法や鋼板巻立て工法による補強を対象とした。ただし、壁式橋脚では、一般に単柱橋脚と比較して帯鉄筋による拘束効果が発揮されにくい断面形状であることに注意しなければならない。そこで、壁式橋脚に対する耐震補強では、塑性ヒンジ領域において、断面を貫通する中間帯鉄筋を配置し、この両端を補強断面の軸方向鋼材にフック等により定着させる必要がある。本文では、このような壁式橋脚の耐震補強効果を模型供試体による正負交番載荷実験により検討したので、その結果を報告する。

2. 実験の概要

図-1に実験供試体の概要を示す。実験供試体は断面が40cm×188cmの壁式で、基部から載荷点までの高さは227cmである。軸方向鉄筋比は0.8%であり、帯鉄筋としてD6が20cm間隔で配筋されている。実験供試体は4体製作し、P1は無補強、P2はRC巻立て補強、P3は鋼板巻立て補強、P4は鋼板併用RC巻立て補強である。P2供試体では、厚さ13cmの鉄筋コンクリートを巻立て、その断面内にD13の軸方向鉄筋を20cm間隔で、また、D13の帯鉄筋を断面基部付近で10cm間隔、それ以外の断面で20cm間隔で配筋した。さらに、断面基部付近では、断面を貫通する中間帯鉄筋を両側から差し込み、一端を180度フックにより巻立て断面に配筋された軸方向鉄筋と帯鉄筋に定着させた。P3供試体では、橋脚全断面を厚さ1.6mmの鋼板で巻立てるとともに、15cm間隔に配置したM16のアンカー筋24本によりフーチングに定着させた。ここでは、断面隅角部にひずみが集中することを抑制するために、ラウンドコーナーとした。さらに、基部から高さ37.5cmの位置に、断面を貫通するPC鋼棒を40cm間隔で4本配置し、その両端をボルト止めして鋼板による拘束効果を高めた。P4供試体は、厚さ8cmの鉄筋コンクリートを巻立て、D13の軸方向鉄筋を18.5cm間隔で、また、D6の帯鉄筋を

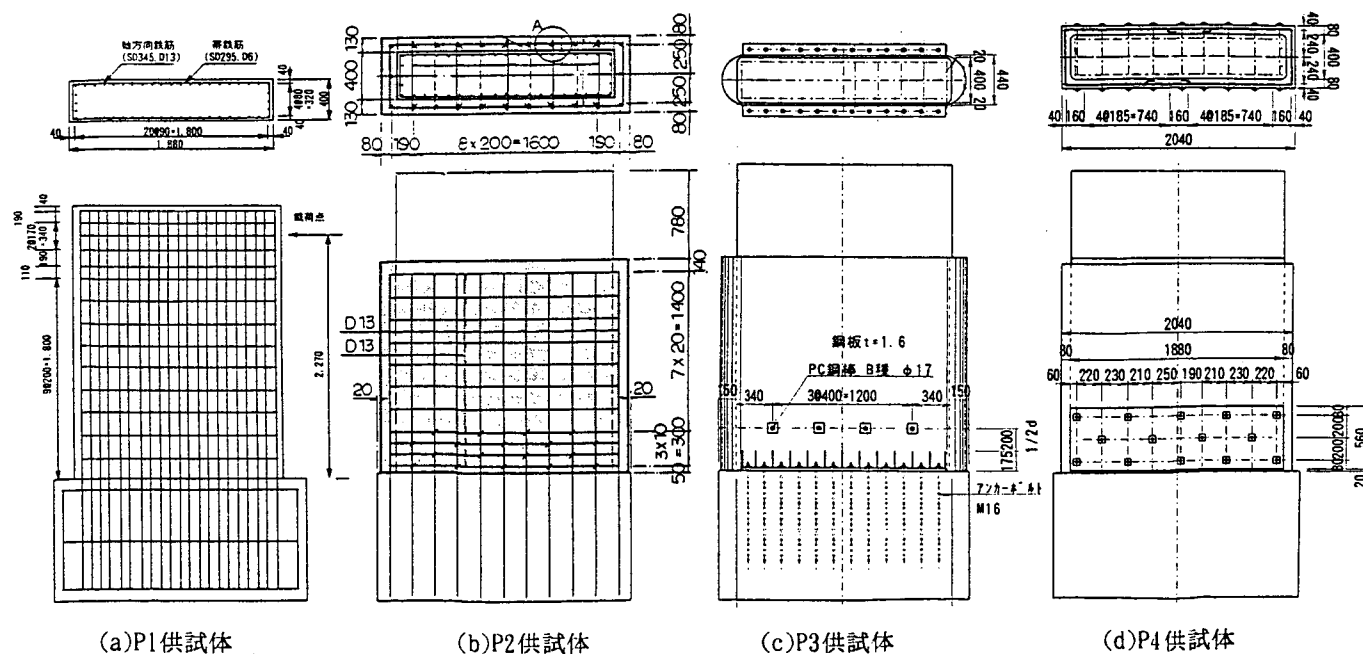


図-1 実験供試体の諸元

15cm間隔で配筋した。さらに、基部から高さ58cmの断面までは、両壁面に厚さ1.6mmの平鋼板を取り付け、断面を貫通するPC鋼棒14本で固定した。本実験では、一定振幅変位漸増方式により载荷し、一サイクルにおける载荷の繰り返し回数は3回とした。なお、橋脚頭部には、53.2tfの軸圧縮力を加えた。

3. 実験結果

3.1 損傷の進展

図-2は、実験により得られた载荷点における水平荷重と水平変位の履歴曲線を示したものである。いずれの供試体とも、破壊形態は曲げ破壊であった。無補強供試体では、 $5\delta_y$ の载荷でかぶりコンクリートが剥離し始め、 $6\delta_y$ の载荷で基部から高さ30cmの範囲で完全に剥落し、軸方向鉄筋の座屈が確認された。一方、RCを巻立てたP2供試体では、 $8\delta_y$ の载荷でかぶりコンクリートが剥落するとともに、軸方向鉄筋が3本破断した。鋼板巻立て補強されたP3供試体では、 $10\delta_y$ までは安定した履歴曲線となっており、 $11\delta_y$ の载荷でラウンドコーナー部付近の鋼板が座屈し、水平力が低下し始めた。鋼板併用RC巻立て工法のP4供試体では、 $7\delta_y$ の载荷で巻立て部のコンクリートが剥離しつつも、鋼板による拘束によりはみだしが抑えられている状態であり、 $8\delta_y$ より軸方向鉄筋の破断が生じ始めた。

3.2 動的耐力と変形性能

各供試体に対して、平成8年道路橋示方書V耐震設計編(以下道示と呼ぶ)に基づいて動的耐力と変形性能を計算した結果を表-1に示す。これより、いずれも供試体でも、動的耐力に関しては、実験値と計算値がよく一致しており、補強による動的耐力の増加は道示により評価できることがわかる。一方、変形性能に関しては、P2供試体では終局変位と水平力が低下し始める時の変位が一致しているが、P3供試体では終局変位の計算値が実験値よりも小さく、また、P4供試体では、終局変位の計算値が実験値よりも20%程度大きく評価されている。これは、本計算では、塑性ヒンジ長を道示に基づいて0.5D(D:断面寸法)として終局変位を算定したが、実験で生じた塑性ヒンジの長さとの間にばらつきがあるためと考えられる。

4. まとめ

本文では、断面を貫通する中間鋼材を用いたRC巻立て工法、鋼板巻立て工法、鋼板併用RC巻立て工法による壁式鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果を模型橋脚による正負交番载荷実験により検証した。その結果、補強による水平耐力の向上度は、道示による評価値とよく一致しており、所定の補強効果が確保できた。また、終局変位はRC巻立て工法のP3供試体では実験値と計算値が一致したが、他の供試体ではばらつきがみられた。これは、供試体に生じた塑性ヒンジ長の相違に起因するものと考えられる。

5. 研究成果の活用

7年度に実施した炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強法についての研究成果は、(財)土木研究センターに設置された「炭素繊維を用いた耐震補強法研究会」での審議を経て、炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強設計法開発のための基礎資料として活用された。また、8年度に実施した壁式橋脚の耐震補強法に関する研究成果については、(社)日本道路協会に設置された震災対策特別分科会補強WGでの審議を経て、耐震補強設計法マニュアル(案)に反映された。

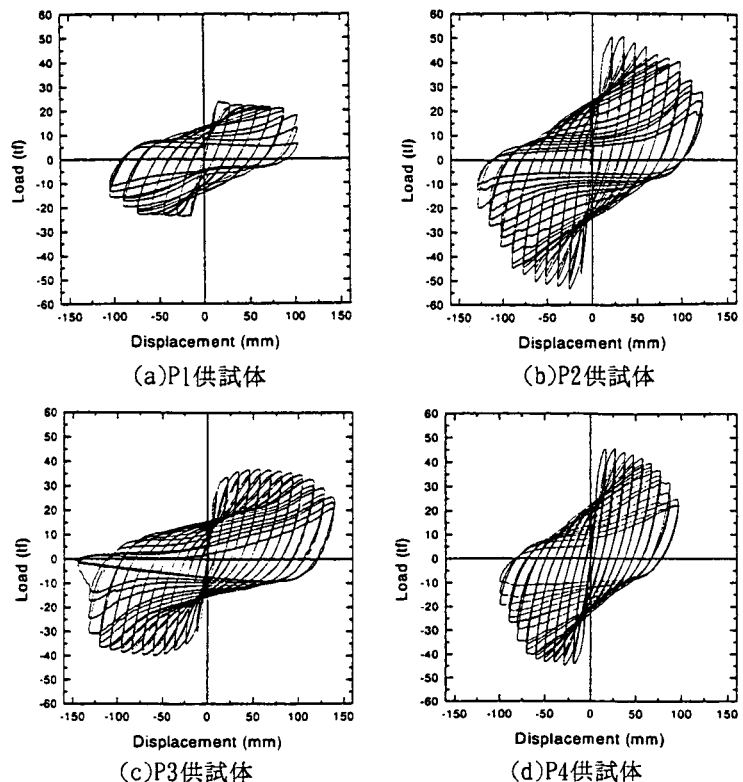


図-2 水平荷重-水平変位関係の履歴曲線

表-1 動的耐力と変形性能

	終局耐力 (tf)	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)
P1	19.6	8.6	48.0
P2	40.6	4.8	108.8
P3	40.3	9.7	71.8
P4	39.6	6.0	84.8

5. 共同溝の地震時限界状態設計法に関する試験調査

(道路事業調査費(特定調査))

耐震研究室 室長 大塚 久哲
室長 運上 茂樹
研究員 星隈 順一
研究員 大住 道生

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震では、地下鉄をはじめとした地下構造物にも、これまでにないような甚大な被害が生じた。我が国で地下構造物が地盤の振動によって大きな被害を被った事例はこれまでにほとんどなく、今後はこのような大規模な地震に対する地下構造物の耐震安全性を耐震設計の中で考慮しておくことが必要とされている。そこで、本研究では、従来許容応力度設計レベルで適用されてきた応答変位法に加えて、さらに地震時限界状態を考慮した地中構造物の耐震設計法の確立を目指している。8年度は、まず、共同溝の横断方向に対する耐震設計法に着目し、現行の共同溝設計指針における地震時地盤モードならびに地震時増分断面力の算出手法の見直しを検討し、応答変位法による耐震設計の合理化を図るとともに、その妥当性を動的解析による結果との比較により検証した。

2. 共同溝の耐震設計手法

現行の共同溝設計指針では、耐震設計は縦断方向に対してのみ応答変位法により行われている。横断方向に対する耐震設計手法としては、地下駐車場設計指針に応答変位法による手法が規定されている。そこで、本調査でも、縦横断ともに応答変位法を基本

表-1 現行基準と平成8年度検討方針の比較

項 目			現行指針	平成8年度検討方針
縦断	地盤変形モード	深さ	余弦関数分布	固有値解析により算出
		縦断	正弦関数分布	正弦関数分布
	地盤反力ばね		$K_1=K_2=G_s$, $K_3=3G_s$	3次元静的FEMによる解析的検討
	耐震解析モデル		梁-ばね系モデル	梁-ばね系モデル
横断	地盤変形モード		深さ方向に余弦関数分布	深さ方向は固有値解析により算出
	地盤反力ばね		2次元静的FEMにより解析	算定不要(地盤慣性力が直接作用)
	耐震解析モデル		骨組-ばね系モデル	2次元静的FEMモデル

とした耐震設計手法の高度化について検討することとした。現行基準(共同溝設計指針及び駐車場設計指針)と今回の検討事項との対比を整理すると、表-1に示すとおりである。

3. 共同溝の横断方向耐震設計手法

3.1 地震時地盤変形モードの評価

現行の共同溝設計指針では、表層地盤を等価な固有周期を有する均一地盤に置換して地震時地盤変形モードを余弦関数により算出している。しかしながら、地盤は、一般的には多層地盤であることが多く、変形モードを余弦関数では精度よく近似できないことも多い。そこで、ここでは、地盤変形モードを評価するために固有値解析を行い、各次のモードに対して振動モード関数 $\phi(z)$ 、刺激係数 β を算出することとした。

3.2 地盤慣性力の算出と耐震解析

本調査では、地下構造物の地震時増分断面力を解析するために、図-1に示すように、共同溝と地盤を2次元の有限要素モデルで表し、各地盤要素に先に求めた地震時変形モードから算出される慣性力を作用させる手法を用いた。この手法では、地盤反力ばねをいちいち算出することなく、地下構造物の地震時増分断面力を解析することができる。深さ方向に対する地盤慣性力の分布 $F(z)$ は、先の多層地盤系の固有値解析結果を基に、式(1)で算出される。

$$F(z) = \gamma(z) \cdot A(z) / g \quad (1)$$

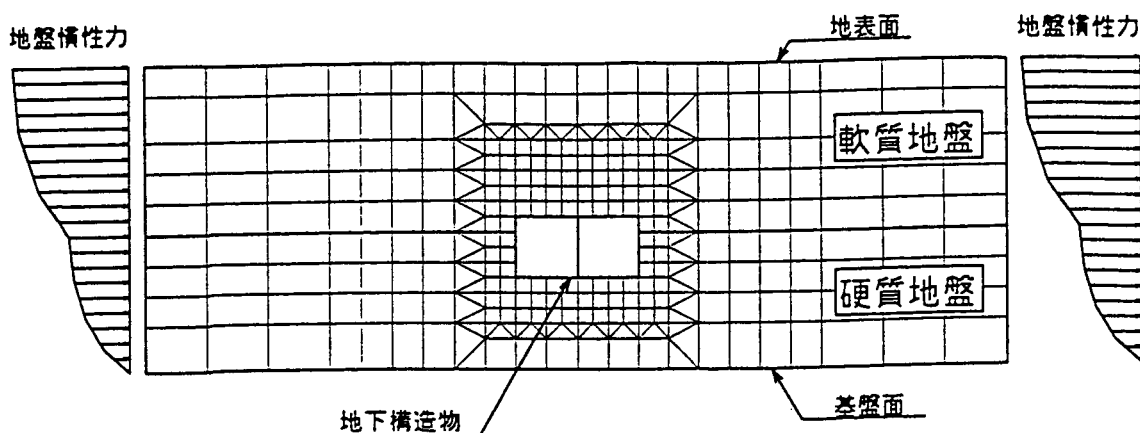


図-1 有限要素モデルを用いた共同溝の横断方向の耐震計算

ただし、 $A(z)$ は地盤の絶対加速度であり、 $A(z) = \phi(z) \cdot \beta \cdot S_a$ で与える。ここに、 γ は地盤の単位体積重量、 g は重力加速度、 S_a は基盤面の加速度応答スペクトルである。

3.3 動的解析結果との比較

地震時地盤変位モードを固有値解析で求め、これを式(1)により地盤慣性力として2次元有限要素モデルの地盤要素に静的に作用させて耐震解析する手法の妥当性を検討するために、表層から基盤面までの深さが24.8mで、表層から深度6mまでが沖積砂質土層、深度6mから24.8mまでが3層からなる沖積粘性土層の地盤条件を対象として、幅19.1m、高さ8.3m、土被り5mの2層3室の共同溝に対する耐震解析を、本手法、駐車場設計指針、2次元動的解析の3通りで行い、これらの結果を比較した。ここで、動的解析では、平成2年道路橋示方書V耐震設計編に示されているI種地盤用の時刻歴波形を深度24.8mの基盤面に入力して1次元等価線形解析を行い、その結果得られた基盤面での入射波と反射波の和を入力地震動として基盤面に与えた。また、本手法ならびに駐車場設計指針に基づく耐震解析では、動的解析に用いた入力地震動の加速度応答スペクトルを用いて計算を行った。

図-2は、これらの解析により得られた地盤変位の深さ方向分布を示したものである。ここでは、1次モードの有効質量比が78%であり、高次モードの有効質量比と比較して十分高い値であることから、1次の変位モードを示した。これより、本手法による地盤変位の解析値は、動的解析の結果とよく一致しており、駐車場設計指針による手法よりも精度よく地盤変位を評価できていることわかる。また、図-3は地下構造物側壁に作用する曲げモーメントの分布を示したものである。これからも、本手法による解析値は、動的解析の結果とよく一致することがわかる。

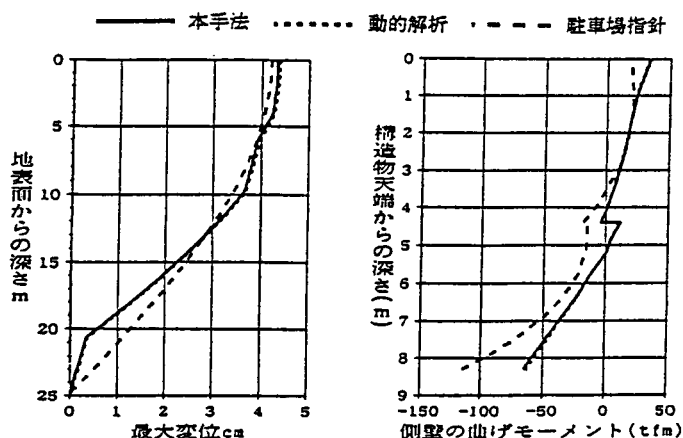


図-2 地盤の最大変位 図-3 側壁最大曲げモーメント

4. まとめ

8年度は、共同溝横断方向に対する耐震解析法の高度化を図り、その妥当性を動的解析により検討した。今後は、共同溝縦断方向に対する地盤反力ばねの設定手法に関する検討を行うとともに、本文で示した耐震解析手法の適用範囲を地震時保有水平耐力法にまで拡張し、大規模地震に対する耐震性の照査手法を確立させていく予定である。

6. 超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査

(道路事業調査費〈大規模〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
室 長 運上 茂樹
研究員 大住 道生
佐藤 貴志

1. まえがき

超多径間連続免震橋は、下部構造に与える地震力を軽減するとともに、桁の連続化による伸縮装置の減少を可能とし走行時の快適性が向上するなどの利点がある。7年度までの検討により、連続長 1km 程度の免震橋梁を対象に種々の条件下における免震効果、および多径間連続道路橋において問題点となると考えられる支承の動的特性の温度依存性、疲労特性を明らかにした。8年度は、超多径間連続免震橋の限界連続長を検討するとともに、連続区間に地盤条件変化部のある場合の超多径間連続免震橋の動的挙動について検討し、超多径間連続橋に対する免震設計法をとりまとめた。

2. 調査方法

2. 1 限界連続長の算定

解析対象とした橋梁の諸元は表 1 に示すとおりであり、平面線形としては温度応力時の支承のせん断ひずみや桁端部変位が厳しい条件となる直線橋を考えることにした。都市内高架橋を念頭に置き、上部構造としては鋼 I 桁、鋼箱桁、P C 箱桁について検討したが、ここでは大きな

支間長が可能である鋼箱桁について検討結果を示す。支間長は 60m、下部構造は張出し式 R C 橋脚（矩形断面）、I 種地盤を想定して基礎は直接基礎、免震装置としては高減衰積層ゴム支承を用いた。試設計は平成 8 年の道路橋示方書に従って行った。温度変化の影響および地震の影響、それぞれの荷重の組合せから支承の設計および橋脚の設計を行い、支承の特性や橋脚の断面を定めた。解析ケースとしては、支間長を一定とし、径間数を 20(1200m)、30(1800m)、40(2400m)と変化させた。

表 1 解析対象とした橋梁条件

平面線形	直線橋
上部構造形式	鋼箱桁
支間長	60 m
下部構造	張出し式橋脚（矩形断面）
基礎構造形式	I 種地盤：直接基礎
免震装置	高減衰積層ゴム支承

2. 2 地盤条件の変化部のある場合の動的挙動

解析対象とした橋梁の諸元は表 2 に示すとおりである。地盤条件の変化部の影響を調べるために、24 径間すべてが I 種地盤上にある場合、橋梁の中央部で I 種地盤から II 種地盤に変化する場合の 2 通りについて動的解析により比較を行った。入力地震動としては、それぞれ地震波が同時に作用する場合、位相差を持って作用する場合とし、主桁上および橋脚天端の最大変位を求めた。

表 2 解析対象とした橋梁条件

平面線形	直線橋
上部構造形式	P C 箱桁
支間長	40 m
径間数	24 径間
下部構造	張出し式橋脚（矩形断面） 高さ：12m
基礎構造形式	I 種地盤：直接基礎 II 種地盤：杭基礎
免震装置	高減衰積層ゴム支承

3. 調査結果

3. 1 限界連続長

① 支承形状

図1は連続径間数と支承体積の関係を示したものである。ここで支承の設計に際しては、道路橋示方書では固有周期を非免震橋の場合の2倍程度以上にするとしているので、ここでは2倍より大きければいくらかもよいものとして支承が最小となるように設計した。これによれば径間数の増加に伴い、支承体積も増加する。これは、端部橋脚の支承の場合、径間数が増えると温度変化による水平ひずみの増大により層数が増加すると同時に、局部せん断ひずみを満足するために平面形状の増大が必要となるためである。中央径間の支承では平面形状は常時の死荷重および活荷重による支圧応力度で決まっているためにあまり変化がないが、温度変化による水平ひずみの増大により層数が増加する。例えば、20径間の端部橋脚では平面寸法 65×65 cm で厚さ 24 cm、40径間の中央径間では平面寸法 104×104 cm で厚さ 42cm となる。このように径間数が増えたと支承寸法が大きなものとなってくるが、40径間までは設計が可能であることが分かる。

② 支承および桁の変位量

温度変化時の支承の最大変位、地震時保有水平耐力法による設計での支承の最大変位を図2に、桁かかり長から求められる端橋脚の必要天端幅を図3に示す。ただしこのときの支承剛性は①に示した条件と同様に支承の体積が最小となる条件で計算したものである。これらの図から分かるように、径間数の増加とともにそれぞれの変位は増加するが、地震時の変位の方が温度変化による変位よりも大きくなっており、温度変化による変位はこの条件では設計上問題となっていない。しかし地震時の変位が大きいため、橋脚の必要天端幅が非現実的な値となっている。そこで支承の変位を小さくするために、支承の体積を最小化する条件から橋の固有周期をコントロールすることによって変えて計算した。図4は、固有周期と支承最大変位の関係を示したものである。これによれば橋の固有周期を短くすれば支承の変位を小さくすることが可能である。ただし、固有周期を 2T にした場合には、支承の剛性を高めるために平面形状を大きくする必要が生じ、体積で最小寸法の場合の 1.8~2 倍増大することとなる。

③ 温度変化時に主桁に生じる軸力

温度変化時に主桁に生じる軸力を、桁の死荷重・活荷重に対して設計された常時の耐力と比較したのが図5である。ただし、このときの支承剛性は支承体積を最小としたものである。この図から、径間数を長くするほど軸力が増加するが、設計耐力にもともと余裕を有していれば、多少の補強により対処できるレベルである。

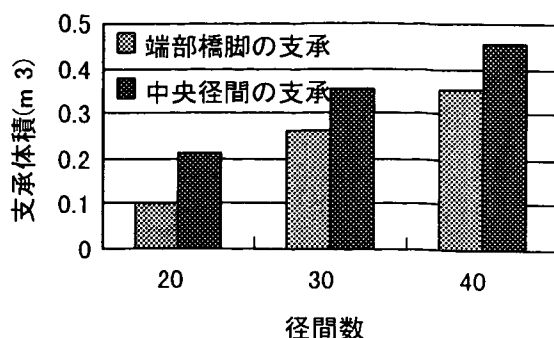


図1 連続径間数と支承体積の関係

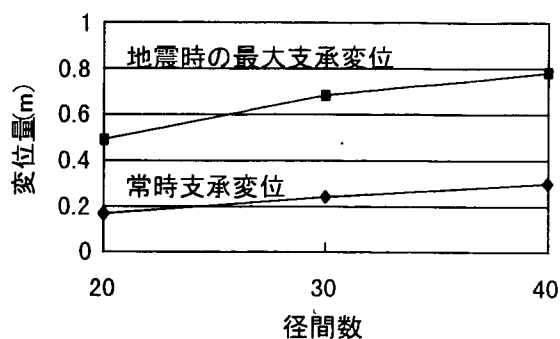


図2 連続径間数と変位量の関係

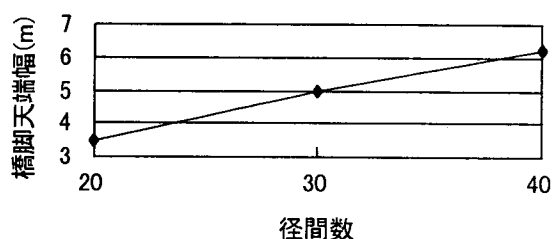


図3 連続径間数と必要天端幅の関係

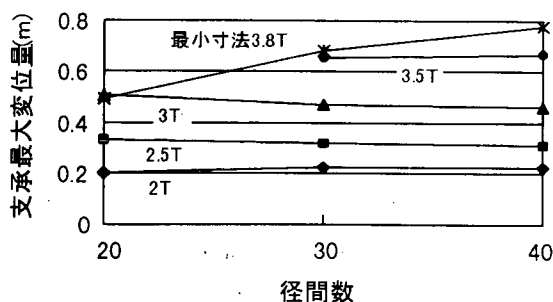


図4 固有周期と支承最大変位の関係

3. 2 地盤条件の変化部の影響

24径間のすべてがI種地盤上にある場合、橋軸方向に伝播する地震波を入射したときに得られる主桁上および橋脚天端の最大変位を図6に示す。これによると、橋脚天端の最大変位は位相差によらずすべての橋脚でほぼ一定である。しかし、主桁の変位は位相速度の減少に従って減少する傾向がある。位相速度が無限大のときは各橋脚に同時に入力されているので、最も変位が大きい。

次に、中心部分で地盤条件が変化する場合の主桁及び橋脚天端の最大変位を図7に示す。橋脚天端の最大変位は地盤変化の違い、すなわち入力地震動の違いによって顕著に異なっているが、主桁の変位は各点であり差はない。これらのことから、地盤条件の違いによる入力地震動の違いによって、橋脚は大きく影響を受けるが、免震支承の効果によって桁の変位にはあまり影響が出ないことがわかる。

いずれの場合も、主桁、橋脚天端の最大変位は40cm程度であり、対応可能な量であるといえる。

4. 調査結果のとりまとめ

表2は、5ヵ年間の本調査の成果概要をまとめたものである。

これまで、①曲線部を有する超多径間連続免震橋の検討、②免震支承の剛性が免震性能に及ぼす影響、③免震支承の動的特性に及ぼす温度依存性の影響、④免震支承の疲労特性の影響、について明らかにするとともに、8年度には地盤条件変化部の影響、位相差の影響について検討し、超多径間連続免震橋の設計方法としてとりまとめた。

以上の検討の結果、超多径間連続免震橋の設計方法としては以下のようにまとめられる。

①超多径間化

試設計によれば、2.4kmまでも可能であり、限界連続長はない。ただし、支承のサイズや支承の相対変位（ひいては橋脚天端幅）とのトレードオフとなり、固有周期の設定法（支承の剛性）が重要となる。また支承の剛性を大きくすると、変位は小さくできるが、温度変化時の桁の軸力が増大するので、こうした点が超多径間連続橋の設計のポイントとなる。

このため、多径間化においては、免震支承の剛性の設定法を十分に検討して与える必要がある。

②地盤条件の変化部の影響

地盤条件が変化すると、橋脚の振動性状が異なってくるが、その分は免震支承に吸収されて緩和される

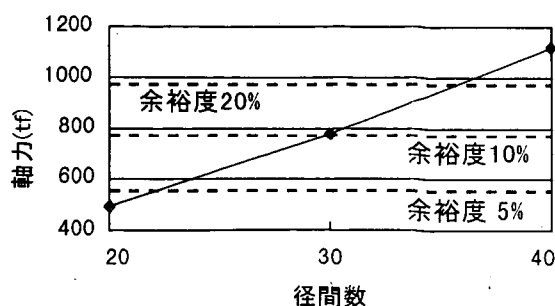


図5 連続径間数と主桁軸力の関係

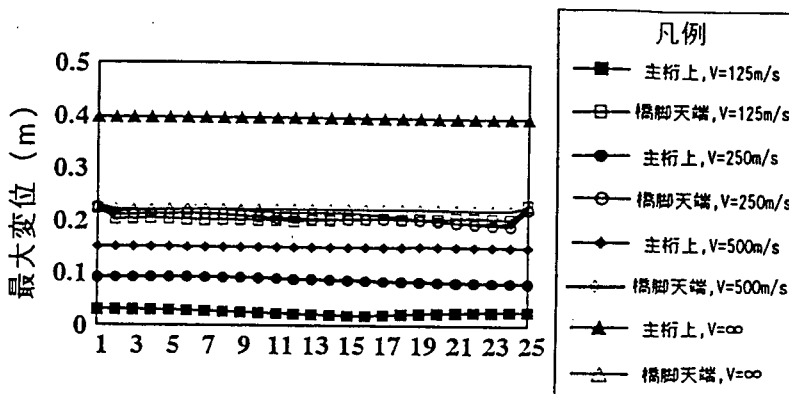


図6 I種地盤における主桁・橋脚天端の最大変位

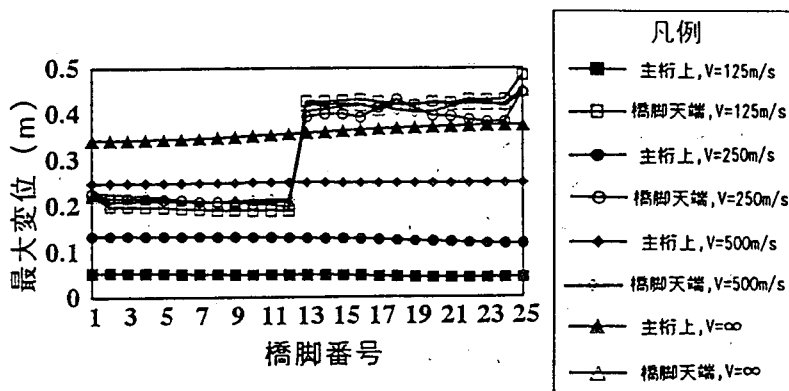


図7 地盤変化部を含む主桁・橋脚天端の最大変位

ことになるので、上部桁への影響は小さい。

ただし、位相速度を考慮した場合には、桁の軸力が大きくなる場合もあり、設計ではこうした点に留意する必要がある。

表2 調査項目一覧表

検討課題	調査成果概要
1. 超多径間連続曲線橋の実現可能性の検討	曲線部を有する橋長 1.56km の超多径間連続曲線橋においても、免震支承を用いれば温度変化、震度法による荷重レベル、地震時保有水平耐力法による荷重レベルの耐震設計ともに、橋脚基部の曲げモーメントおよび支承変位は実現可能な範囲に入りうることが明らかとなった。
2. 免震支承の剛性が超多径間連続橋の免震性能に及ぼす影響	橋脚の断面は地震時で決定する、全体系の1次固有周期を非免震橋の2倍から2秒、桁端変位は温度時、地震時で同程度とする条件にしたときは、免震支承の等価剛性を 1000~3000tf/m とするのがよいことがわかった。また、直線橋の場合と比較すると、温度変化による水平力が2方向に分散するため、曲線橋用の設計をすれば直線橋よりも有利に設計できることが明らかとなった。
3. 免震支承の動的特性に及ぼす温度依存性の影響	LRB,HDR について環境温度-10℃~+30℃の範囲で正負繰返し载荷を行った結果、等価剛性及び等価減衰定数の変化は 20℃と比較して最大 20%程度であった。
4. 免震支承の動的特性に及ぼす疲労特性の影響	供用期間中にせん断ひずみ 50%程度の小さい振幅 800 回、200%程度の大きい振幅 200 回を受けるとして、環境温度-10℃~+30℃の範囲で正負繰返し载荷を行った。その結果、各载荷振幅においては等価剛性、等価減衰定数はほとんど変化しなかった。

5. 今後の課題点

超多径間連続免震橋に影響を及ぼす平面線形の変化、地盤条件の変化について明らかにするとともに、免震支承の動的特性に及ぼす温度依存性や疲労特性の影響について明らかにし、超多径間連続免震橋の設計方法としてとりまとめた。

一応、本調査において超多径間連続免震橋に対する検討は終了するが、引き続き免震橋の地震記録の蓄積、データの解析を行い、免震橋の耐震性に関するデータを蓄積していく必要がある。

6. 研究成果

- 1) 佐藤貴志、大塚久哲、鈴木基行：免震支承の温度依存性および疲労特性に関する実験的検討、土木学会第51回年次講演会講演概要集、平成8年9月
- 2) 鈴木基行、佐藤貴志：免震支承の動的特性に及ぼす温度依存性に関する実験的検討、土木技術資料、投稿中
- 3) 鈴木基行、佐藤貴志：免震支承の動的特性に及ぼす疲労特性に関する実験的検討、土木技術資料、投稿中
- 4) 大塚久哲、鈴木基行、佐藤貴志：免震支承の動的特性に及ぼす温度依存性および疲労特性に関する実験的研究、土木研究所資料第3465号、平成8年
- 5) 佐藤貴志、大塚久哲、鈴木基行：免震支承の耐震性能に及ぼす载荷速度の影響に関する実験的検討、土木学会第52回年次講演会講演概要集、平成9年9月
- 6) 大住道生、運上茂樹：多径間連続免震橋の限界橋長に関する研究、土木学会第52回年次講演会講演概要集、平成9年9月

7. 橋梁システムの地震時限界状態設計法に関する試験調査 (道路事業調査費〈大規模〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
室 長 運上 茂樹
主任研究員 足立 幸郎

1. はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により数多くの道路橋が被災した。このような被災経験に基づくと、従来の道路橋の耐震設計は、上部構造、支承、下部構造、基礎構造などの構造部材別に行われてきたために、橋梁全体としてどのような耐震性を有しているかという観点で十分ではなかったことが1つの問題点として挙げられている。したがって、橋梁全体を1つのシステムとして考慮し、橋梁全体としての耐震性を向上させることが可能な設計法の開発が必要とされる。

平成8年度は、兵庫県南部地震の被災橋のなかで特に基礎と橋脚の被災関係に着目した分析を行い、さらに被災傾向を分析するために地震時応答解析により、基礎と橋脚系の地震時挙動を検討した。

2. 調査目的および調査方法

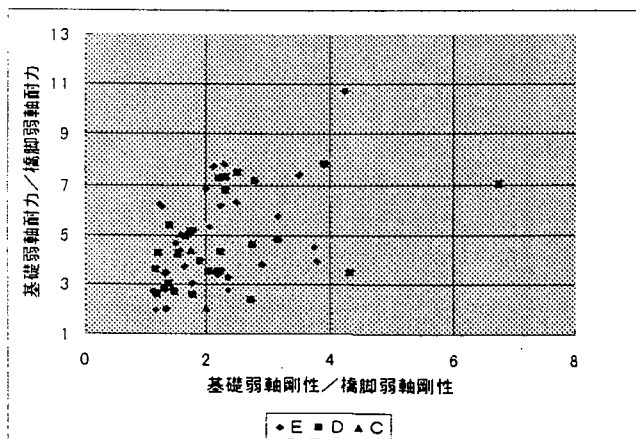
橋梁全体としての耐震設計法の確立に向けた検討を行うため、さらに橋梁全体として合理的に大地震に関する耐震安全性を確保するために以下の項目について検討を行った。

- 1) 兵庫県南部地震の被災橋の分析。特に基礎－橋脚系の被災傾向分析
- 2) 基礎－橋脚系の地震応答解析による地震時限界状態の検討

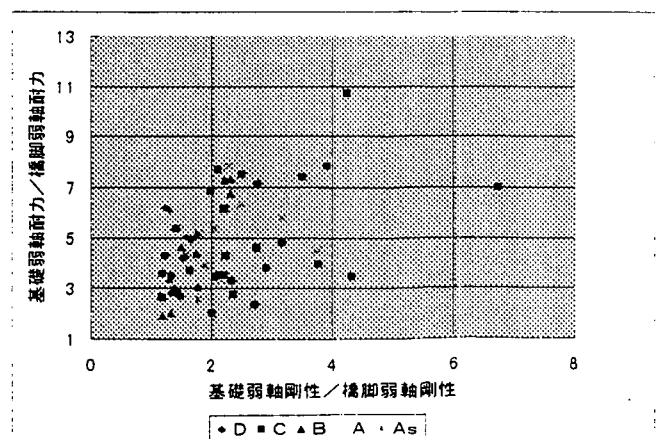
3. 調査結果

3. 1 兵庫県南部地震の被災橋の分析

図－1、2に阪神高速道路3号神戸線での基礎－橋脚系の被災傾向を示す。図中には単柱橋脚で基礎の被災程度を調査したものに限定して、その基礎の剛性と耐力とを橋脚と比較したものを示す。図中、被災度指標はAsが倒壊崩壊程度の被災を表し、Dランクは構造的に無被害を表わしている。基礎被災のEランクは被災を全く受けていない物を特別に示している。



図－1 基礎橋脚系の被災傾向（基礎被災に着目）



図－2 基礎橋脚系の被災傾向（橋脚被災に着目）

特に傾向的なものは見受けにくい、図-1からは基礎被災がCランクのものは耐力比及び剛性比が小さいエリアに集中しており、逆に図-2からは橋脚被災がDランクのものがそのエリアに多いことは見受けられる。

3. 2 基礎-橋脚系の地震応答解析

このような基礎橋脚系の地震時挙動を把握するために、より傾向が顕著につかむことを目的として、軟弱地盤上に建設された道路橋を対象として、図-3に示すような2質点系の基礎-橋脚系のモデル化を行った。つまり図-4に示されるように、比較的基礎と橋脚の剛性・耐力とも近接している場合を対象とした。橋脚の非線形履歴特性は武藤モデル、基礎は復旧仕様に基づいたP- δ 解析結果を近似する修正Hardin-Drnevich型曲線モデルを用いている。地震波はL2-Type II型III種地盤応答スペクトルに適合するよう振幅調整した修正ポートアイランド波を使用した。パラメトリック解析は、橋脚の剛性・耐力を固定し、基礎の剛性・耐力を変化させ、様々な耐力比、剛性比における応答特性を計算した。なお、ここで示す耐力・剛性は降伏時のものを表わし、比で表示する場合は、基礎のそれを分子にしている。

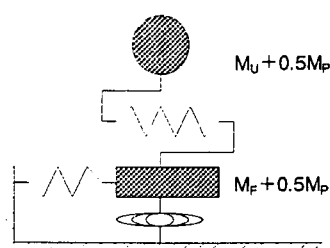


図-3 基礎-橋脚系のモデル化

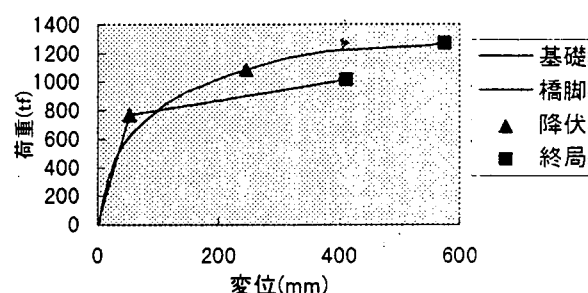


図-4 基礎-橋脚系のP- δ 曲線

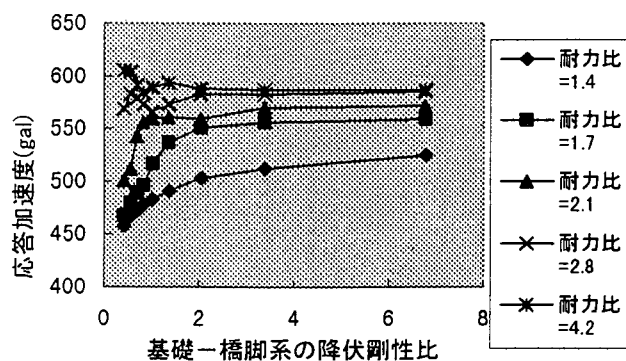


図-5 基礎-橋脚の剛性・耐力比による応答加速度の変化

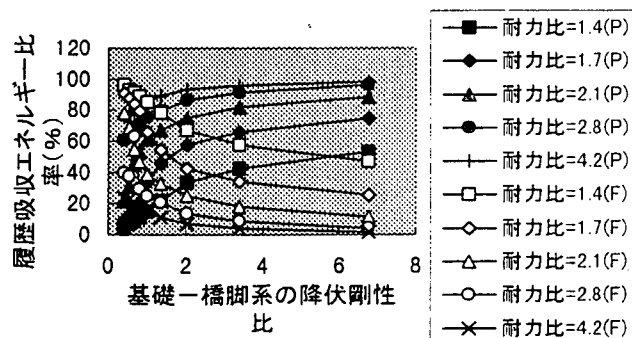


図-6 履歴吸収エネルギーの基礎橋脚分担比率

図-5には上部工の応答加速度の変化を示す。基礎橋脚の剛性比が小さくかつ耐力比が小さい場合においては、応答が低減していることがわかる。これは基礎が橋脚より初期の段階で履歴によりエネルギー吸収が行われているためと思われる。図-7に示された基礎-橋脚における履歴吸収エネルギーの分担比を見る場合、耐力比や剛性比が大きくなるにつれて、システムへの履歴吸収エネルギーに占める橋脚の分担率が大きくなる傾向が見られる。以上を総合的に考察する限り、基礎-橋脚系の連成応答は、基礎と橋脚の剛性比が小さい領域においてみられ、基礎の耐力が大きくなるにつれて橋脚へ集中してエネルギーが吸収されることがわかる。

4. おわりに

今回の試算結果で、部材を中心とした静的なじん性率の考察のみだけではシステムの耐震挙動が説明できないことが明らかになった。今後構造部材の地震時限界状態の設定手法と構造変数のばらつきや、橋梁全体系の地震時応答特性と橋全体系の耐力変形性能の評価法の検討を行っていく必要がある。

8. 鋼製橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査

(道路事業調査費〈大規模〉)

耐震研究室

室 長

大塚 久哲

室 長

運上 茂樹

主任研究員

寺山 徹

佐藤 貴志

1. まえがき

都市部や沿岸部の道路橋では、立地条件などの制約のため、そしてその多くが比較的軟弱な沖積層上に立地しているため、地震時慣性力をできるだけ小さくことを目的として鋼製橋脚が採用される例が多い。このような現状の中で、平成7年1月の兵庫県南部地震では道路橋の鋼製橋脚にも鋼板の局部座屈の発生等数多くの被災を生じた。このような被災をふまえて、兵庫県南部地震以降、正負繰返し載荷実験を中心にして鋼製橋脚の動的耐力や変形性能に関する研究が実施され、その成果は平成8年11月の道路橋示方書[1, 2]に新たに取り入れられた。たとえば、所定の角補強構造を有する鋼製橋脚の許容変位の設定例としてタイプⅠの地震動に対しては $4\delta y$ 、タイプⅡの地震動に対して $5\delta y$ が示されている。しかし、この値はある特定の範囲の軸力比や柱としての細長比を有する橋脚の繰返し載荷実験の結果から得られものであり[3]、橋脚の軸力比や柱としての細長比がこの範囲を超える場合の許容変位に関しては、さらに検討が必要とされている。

2. 調査内容

8年度は、柱としての細長比が大きい鋼製橋脚の変形性能について、角補強の効果および幅厚比の影響を実験により検討することを目的として、図-1に示すケース1およびケース2の2種類の鋼製橋脚の模型供試体に対して、一定軸力のもとで水平荷重を一定振幅変位漸増方式で載荷する正負繰返し載荷実験を実施した。また、ケース3の供試体に対してハイブリッド地震応答実験を実施し、地震応答特性を検討した。

3. 調査結果

3.1 実験方法

3つの供試体の諸元、座屈パラメータ等を表-1に示す。ケース1は無補強の供試体で断面は900mm×900mmであり、橋脚基部から載荷点までの高さは5000mmである。ケース2はケース1の供試体のフランジとウェブの接合部に角補強のための補強板をボルトで取り付けた供試体である。ケース3はケース1を基本として横リブを追加したケースである。表-1に示している柱としての細長比 λ 、フランジの幅厚比パラメータ R_f および軸力比は、それぞれ以下のように算出される。

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}, \quad R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}}$$

軸力比 $=P/(\sigma_y \times A)$ 、

ここに、 h は橋脚基部から水平荷重載荷点までの高さ、 r は断面半径、 σ_y は鋼材の降伏強度、 E はヤング係数、 b はフランジの幅、 t はフランジの板厚、 μ は鋼材のポアソン比、 k_F は道路橋示方書・Ⅱ鋼橋編[2]に示される座屈係数、 A は鋼断面の断面積である。

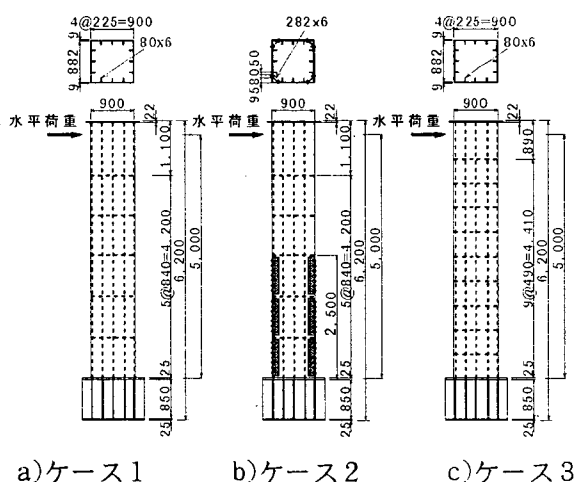


図-1 実験供試体

3. 2 実験結果

実験の結果得られたケース1および2の水平荷重－水平変位履歴曲線を図－2に示す。

表－2には各供試体の耐力および変形性能をまとめた結果を示す。ここに示す降伏荷重および降伏変位は、材料の実強度に基づいて計算した

降伏荷重に達したときの水平荷重と水平変位である。また、供試体が最大荷重の97%に達したときの水平変位を終局変位として、その値と降伏変位の比をじん性率と定義した。図－2および表－2からわかるように、ケース2の変形性能はケース1に比べて大きく向上しており、角補強の有効性が確認できた。しかし、ケース2のじん性率は主に柱としての細長比が大きいことによる影響により3.5程度である。

図－3には、ケース3の供試体に対して道路橋示方書[1]に規定するタイプⅠの地震入力でハイブリッド地震応答実験を実施した結果得られた水平荷重－水平変位関係およびバイリニア型の復元力特性を想定したときの動的解析結果を比較して示す。図－3からわかるように、幅厚比を制限しているケース3供試体の地震応答特性の包絡線はおおむね道路橋示方書で規定している動的解析手法により追跡できることがわかる。

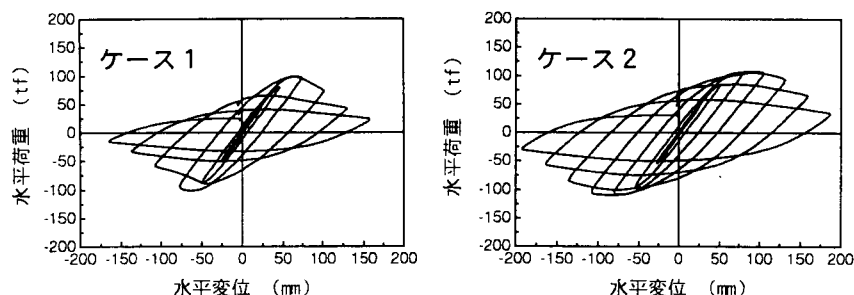
4. 今後の問題点

細長比が大きい鋼製橋脚に対する角補強効果の有効性および柱としての細長比が大きいことによる変形性能に対する影響を正負繰返し載荷実験の結果から確認した。また、幅厚比を制限している鋼製橋脚の地震応答特性について、ハイブリッド地震応答実験により検討した。今後は、軸力や幅厚比をパラメータとして、より多くの実験データを蓄積し、非線形域まで含めた鋼製橋脚の動的な挙動を精度よく追跡できる解析手法を開発する必要がある。

参考文献および研究成果 [1](社)日本道路協会：道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編（平成8年12月）、[2](社)日本道路協会：道路橋示方書・Ⅱ鋼橋編（平成8年12月）、[3]建設省土木研究所他：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書、平成9年4月、[4]鋼製橋脚の非線形域の耐力・変形性能に関する解析的検討、鈴木他、土木技術資料（投稿中）、[4]Ductility Improvement of Steel Columns with Corner Plates Based on Large-Scale Cyclic Loading Tests, 寺山他、第5回鋼構造物の座屈・安定性とダクティリティに関する国際会議（投稿中）

表－1 供試体のパラメータ

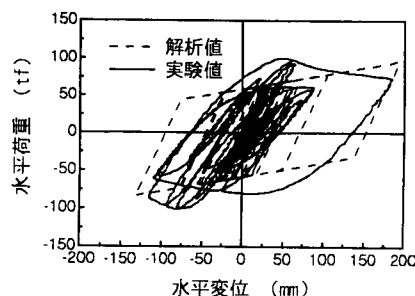
	細長比 λ	軸力比	幅厚比 R_f
ケース1、2	0.349	0.121	0.497
ケース3	0.349	0.121	0.294



図－2 水平荷重－水平変位履歴曲線

表－2 供試体の動的耐力と変形性能

		ケース1	ケース2
降伏荷重	P_y (tf)	58.1	58.1
降伏変位	δ_y (mm)	31.0	28.3
最大耐力	P_u (tf)	98.6	107.5
終局変位	δ_u (mm)	74.0	98.0
じん性率	μ	2.4	3.5



図－3 ハイブリッド地震応答実験の結果

9. 道路トンネルの耐震性に関する試験調査

(道路事業調査費〈大規模〉)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
室長 運上 茂樹
研究員 星隈 順一
研究員 長屋 和宏

1. まえがき

これまでの道路施設関連の地中構造物の耐震性の検討に関しては、沈埋トンネルやシールドトンネル（東京湾横断道路）、共同溝、地下駐車場を対象に行われており、応答変位法を基本とした許容応力レベルに対する耐震設計法が適用されてきた。しかしながら、地盤条件の急変点を通る地下構造物のように地震時断面力が局所的に大きくなるような場合には、断面剛性を増大させて耐力を大きくするという従来の耐震設計思想ではなく、地盤から伝達されるひずみを低減させる考え方の方が合理的となる。そこで、本調査では、地中構造物の周辺に免震層を介在させ、この免震層により地盤変位を吸収させる新しい耐震技術の開発を行うものである。

2. 調査方法

昨年度までの研究では、2次元の静的解析や動的解析により免震層を有する地下構造物の免震効果について検討を行い、免震材のせん断弾性係数としては周辺地盤のせん断弾性係数の1/100程度が適切であることを明らかにした。しかしながら、特に線上下地中構造物の縦断方向に対しては、2次元モデルによる解析では地震時の挙動を精度よく解析できないため、免震メカニズムに関してはまだ十分解明できていない。そこで、本年度は、地盤条件の急変箇所を有するシールドトンネルを対象として3次元動的有限要素解析を行い、免震層とトンネル本体、免震層周辺地盤の縦断方向ひずみ分布性状を基に、縦断方向に対する免震メカニズムの検討を行った。

表-1 シールドトンネルと周辺地盤の物性と諸元

区分	弾性係数 E (ton/m ²)	せん断弾性係数 G (ton/m ²)	単位体積重量 γ (ton/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)	ポアソン比 ν	減衰定数 β
軟弱地盤	6440	2160.0	1.6	115	0.490	0.030
硬質地盤	16120	5560.0	1.8	174	0.450	0.030
免震層	145	55.6	1.0	23	0.300	0.030
一次覆工	195000	83547.6	2.5	572	0.167	0.030

3. 調査結果

3.1 解析対象としたシールドトンネル及び地盤条件とそのモデル化

解析対象としたシールドトンネルは、トンネル外径が5.1m、セグメント厚が22.5cmのシールドトンネルであり、土被りは5.0mである。地盤は、硬質砂質地盤と軟弱粘性地盤が45度の角度で交差しており、深度30mに工学的基盤層がある。地盤及びトンネル本体の物性諸元は表-1に示すとおりである。ここで、免震層のせん断弾性係数は硬質地盤の1/100に設定した。

図-1に3次元解析モデルを示す。ここで、地盤及び免震層については3次元ソリッド要素、トンネル本体はシェル要素でモデル化した。また、底面境界及び側方境界は、いずれも粘性境界で表した。免震層は、地盤条件の境界点と前後にそれぞれ10mずつ、全長20m設置した。解析に用いた入力地震動は、平成2年道路橋示方書V耐震設計編に示されているI種地盤用標準波形であり、これを基盤面に入力した。解析方向は、トンネル軸方向(x方向)加振と軸直角方向(y方向)加振の2方向とした。

3.2 軸方向加振結果

表-2は、免震層に生じたトンネル縦断方向に対するせん断ひずみを、免震層がない場合における同位置の地盤要素のせん断ひずみと比較して示したものである。これより、免震層を介在させることにより、免震層が地盤のせん断変形を吸収していることがわかる。図-2は、軸方向加振解析より得られたトンネル本体の軸方向の最大ひずみ分布を示したものである。これより、免震層が無い場合は地盤条件の境界付近において軸方向ひずみが急変しているのに対し、免震層を設置すると、その変化率が小さくなり、なだ

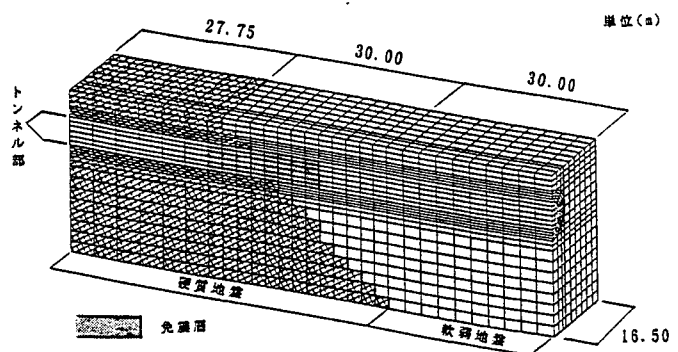


図-1 3次元解析モデル

表-2 免震層に生じる周囲せん断ひずみ(%)

	硬質地盤側		地盤境界部		軟質地盤側	
免震層	有	無	有	無	有	無
トンネル上面	0.3132	0.0285	0.7368	0.0391	0.5735	0.0648
トンネル側面	0.1265	0.0060	0.3482	0.0139	0.1835	0.0225
トンネル下面	0.8691	0.0531	2.1150	0.0657	1.0110	0.0925

らかにひずみ分布が推移しているとともに、軸方向ひずみのピーク値も低減していることがわかる。これは、免震層が軸方向ひずみを吸収することにより、トンネル本体に伝達されるひずみが低減するためと考えられる。図-3は、免震層周辺地盤(トンネル下面位置)のトンネル縦断方向のせん断応力 τ_{xz} の分布を解析ケースごとに比較して示したものである。免震層を設置することにより、同区間における地盤のせん断応力は低減し、自由地盤におけるせん断応力の値に近似してくることがわかる。これは、トンネルと地盤の間に柔らかい免震層を介在させることにより、地盤とトンネルの剛性差によって生じるキネマティックな相互作用の影響が小さくなり、近傍地盤が自由地盤と同様な挙動となったものと考えられる。なお、免震層周辺地盤における軸方向応力については、免震層が存在することによる影響は見られなかった。

3. 3 軸直角方向加振結果

図-4は、軸直角方向加振解析より得られたトンネル本体の軸方向の最大ひずみ分布を示したものである。軸方向加振解析の場合と同様、免震層により地盤条件の境界点付近で最大ひずみが低減している。また、図-5に示す免震層周辺地盤(トンネル下面位置)の横断面方向のせん断応力 τ_{xz} の分布に関しても、軸方向加振解析と同様に、免震区間における近傍地盤のせん断応力が自由地盤での解析値と近似しており、相互作用が低減されていることがわかる。

3. 4 免震メカニズム

上述の解析結果を基に、本免震工法における免震メカニズムは、次のように推定される。すなわち、剛性差の大きい地盤とシールドトンネル本体の間に柔らかい免震層を介在させると、地震時の地盤のせん断変形は免震層により吸収される。これにより、トンネル本体に伝達されるひずみが低減するとともに、地盤とトンネル本体の間に生じるキネマティックな相互作用の影響が小さくなる。これが、いわゆる「周面せん断力の低減」という現象として表れている。なお、免震層が地盤変形を吸収することにより、トンネル本体に生じる相対変位やトンネル本体自身の慣性力にも変化が生じる他、周面せん断力や相対変位が変化することにより、副次的にトンネル本体に作用する直土圧も影響を受けるものと考えられる。

4. 今後の問題点

3次元動的有限要素解析により免震トンネルの免震メカニズムについて検討した結果、免震層により、地震時地盤変形が吸収され、トンネル本体に伝達されるひずみが低減していること、ならびに、キネマティックな相互作用が小さくなっていることを明らかにした。今後は、免震メカニズムを踏まえた免震設計手法の検討を行っていく予定である。

5. 研究成果

- 1)大塚久哲、星隈順一、長屋和宏：地盤との絶縁層を用いた地下構造物の免震技術、第23回地震工学研究発表会、1995年7月
- 2)H. Otsuka, J. Hoshikuma and K. Nagaya: A Fundamental Study on Innovative Menshin System for Underground Structures, 6th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Lifeline Systems, 1995.7.
- 3)地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書第154号、1996年11月

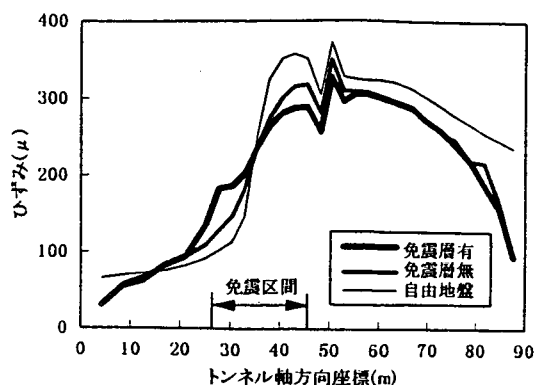


図-2 軸方向加振時トンネル軸方向ひずみ

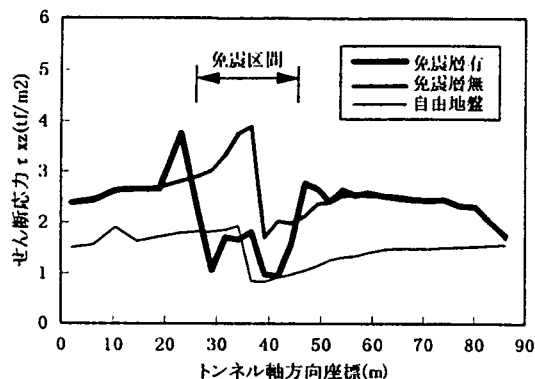


図-3 軸方向加振時トンネル周辺地盤せん断応力

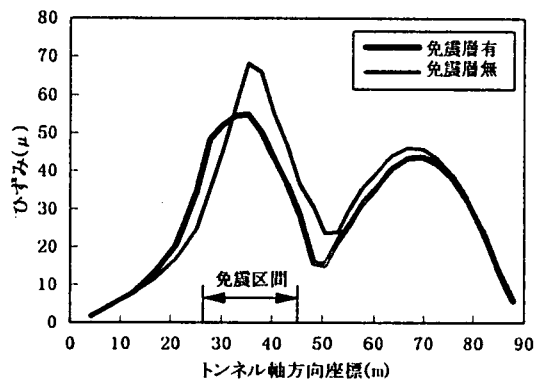


図-4 軸直角方向加振時トンネル軸方向ひずみ

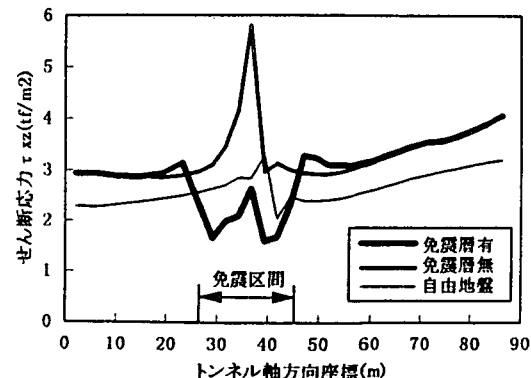


図-5 軸直角方向加振時トンネル周辺地盤せん断応力

10. 長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費〈新交通軸〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
室 長 運上 茂樹
主任研究員 足立 幸郎

1. まえがき

海峡横断構想の中には、将来の関東大震災や遠州灘沖地震というプレートバウンダリーに発生する巨大な地震断層の真上、もしくは縁に、中央支間長が2000mを超えるような長大橋梁を建設することが必要とされている場合もある。このため、従来の本州四国連絡橋の技術とは異なり、大規模かつ近距離地震を考慮した超長大橋梁の耐震設計法の開発が必要とされている。さらに、海峡横断橋梁では、水深100mを超えるような大水深下に大規模な基礎の建設が必要とされている場合もあり、従来のような剛体基礎の延長線上にはない新しい基礎形式の採用を検討することが必要とされている。本調査では、大規模かつ近距離地震を考慮した長大橋梁の合理的な耐震設計法の開発を図ることを目的として平成5年度から調査をはじめたものである。

2. 調査目的および調査方法

平成7年度は、以下の項目に関して検討を行った。

(1) 上部構造の耐震設計における限界状態に関する検討

長大吊橋の耐震設計においては、主塔基部が設計上のクリティカル断面であるが、一般の鋼製橋脚とは異なりマルチセル断面で構成されており、その耐震性についてはまだ明らかにされていない。ここでは、長大吊橋のモデルとして明石大橋の主塔断面を取り上げ、補剛材の剛性を原形断面から修正した明石大橋主塔断面をマルチセル断面の基本モデルとし、そしてこの断面と設計上等価な断面となるシングルセル断面を仮想設計し、両者をシェル要素を用いた弾塑性有限変位解析により、両者の荷重変位特性について評価を行った。

(2) 多径間吊橋の地震時振動特性に関する検討

多径間連続吊橋の地震時挙動を検討するため、地震力レベルによる部材断面力等の違いや、中央主塔剛性に着目した地震応答解析を実施して、多径間吊橋の地震時挙動を検討した。

3. 調査結果

3. 1 上部構造の耐震設計における限界状態に関する検討

中央径間長2000m級の長大吊橋の主塔断面を解析対象の基本とした。基本としては、現行の設計の考え方で設定する断面外形寸法を固定として、板厚、補剛材寸法を変化させて、解析モデルを設定した。マルチセルモデルの解析断面の決定においては、今後構築されるであろう断面を対象とすることにするため、幅厚比パラメータを0.5以下、補剛材の剛性を必要剛度の3倍となるように修正設計を行い、じん性に配慮した断面とした。シングルセル断面に対しては、式(1)を目安に、板厚およびリブ配置、リブ寸法を設定した。これは、震度法設計時には主塔基部の断面力は軸応力度と曲げ応力度の比率がほぼ同等であることを考慮したものである。

$$\frac{A}{A_0} + \frac{I}{I_0} = 2.0 \quad (1)$$

ここで、
 A, I : シングルセル構造の断面積および断面 2 次モーメント
 A_0, I_0 : マルチセル構造の断面積および断面 2 次モーメント

シングルセル断面の決定においても、マルチセル断面と同様に、幅厚比パラメータを 0.5 以下とし、補剛材の剛度は必要剛度の 3 倍とした。

式 (1) を満足させるマルチセル断面とシングルセル断面を比較したものを図-1 (a)、(b) に示す。シングルセル断面は断面積は小さいが一方断面 2 次モーメントが大きくなっており、同じ設計条件において、シングルセル断面は鋼材量は少なく同様の断面性能をもつことを意味する。

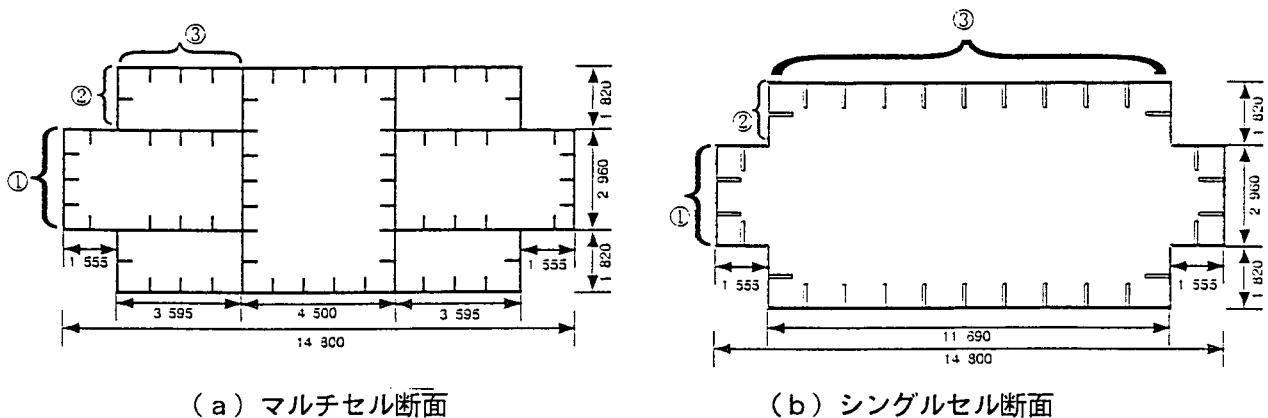
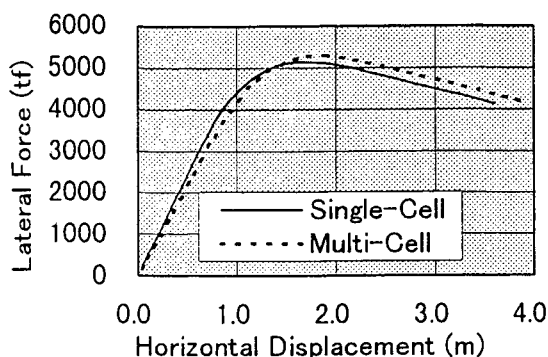


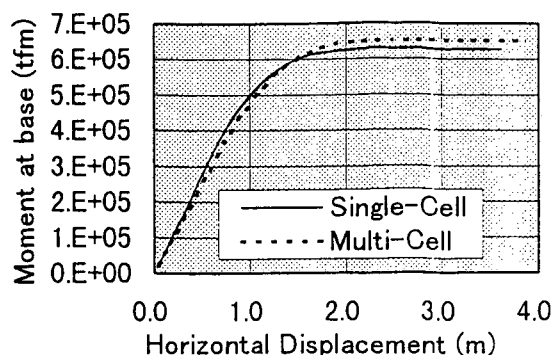
図-1 解析対象とした主塔基部断面

さらに詳細のモデル化においては、主塔面外方向の変形性能に着目することとし、腹材の影響は無視した。さらに、モデルの全長は、明石海峡大橋主塔高の 35% に相当する 100 m とする。これは、主塔の卓越モードの曲げモーメント分布が、塔下端で三角形となる部分を抽出してモデル化したものである。さらに塔基部はシェル要素で、途中から上の部分は梁要素でモデル化している。またダイヤフラム塔の部材は、断面形状保持材を行う仮想部材として取り扱った。解析の対象とする材質は SM570 材であり材料の非線型特性は、ひずみ硬化を無視した完全弾塑性体として扱った。塔基部での軸力は明石海峡大橋の塔基部反力を参考に、6000 t としている。

両断面構造の基本的な荷重-変形特性の傾向を分析するために、座屈特性を考慮しないビームエレメントで両者の特性を解析した。図-2 (a)、(b) に、降伏曲げモーメントと全塑性曲げモーメントと軸力の関係を示す。シングルセル断面においては、断面積が少ないが断面 2 次モーメントが大きいため、降伏曲げモーメントは今回の解析軸力の範囲においてはマルチセル断面と比較して大きい。しかし、全塑性モーメントはマルチセル断面より小さくなっている。



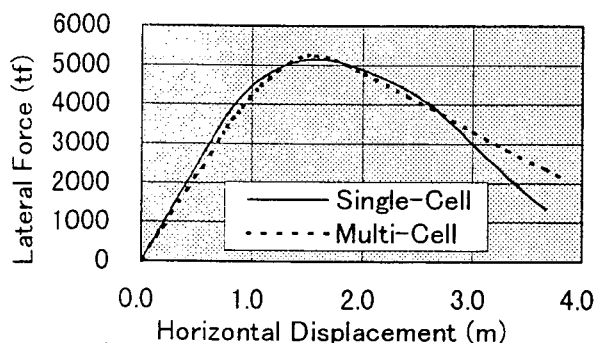
(a) 降伏曲げモーメントー軸力関係



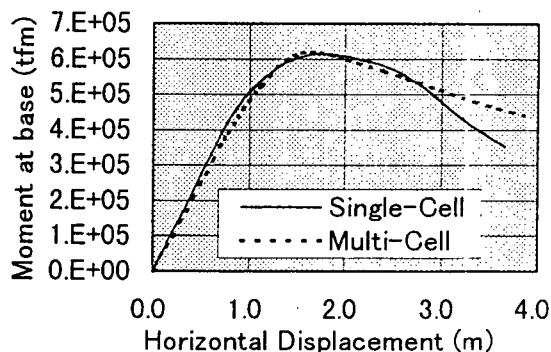
(b) 全塑性曲げモーメントー軸力関係

図-2 ビームエレメントによるシングルセル断面およびマルチセル断面の断面特性

図-3 (a)、(b)に、ビームシェルエレメントでモデル化した、マルチセル断面とシングルセル断面の水平耐力および曲げモーメントと水平変位の関係を示す。図-3の両曲線を比較した場合、両者の絶対値的な変形性能にはほとんど差異がないといえる。両者を詳細に考察すれば、最大耐力発現以降においてもシングルセル断面の方が緩やかな軟化を起していることがわかる。また今回の解析においては、幾何学的非線型性を考慮しているため、基部の曲げモーメントにおいては水平荷重の寄与によるものだけでなく、軸力によって生じる付加曲げモーメントの影響も含まれている。最大耐力時に塔基部に対して幾何学的非線型性によって生じた曲げモーメントはマルチセル断面及びシングルセル断面とも約15%であり、幾何学的非線型性が大きく影響していることがわかる。局部座屈による耐力低下については、図-2、3を比較することで得られるが、最大耐力発生後座屈による耐力低下は激しく、最大耐力以降を期待した設計は非常に危険であることがわかる。



(a) 水平荷重ー水平変位関係

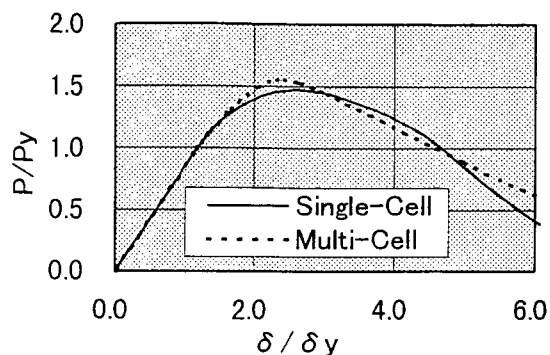


(b) 曲げモーメントー水平変位関係

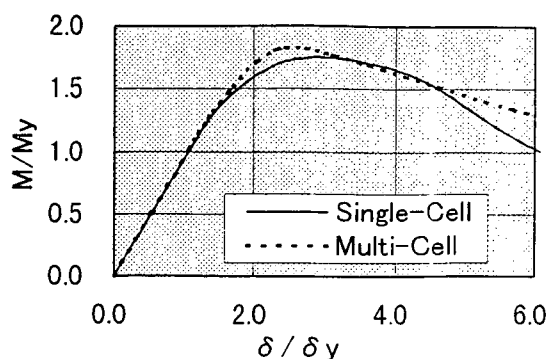
図-3 シェル・ビームエレメントによるマルチセル断面およびシングルセル断面の
水平荷重（曲げモーメント）ー水平変位関係

図-4には、無次元化した荷重ー変位関係を示す。無次元化に際しては、軸力を考慮した初期降伏値を用いている。無次元化した勾配が1:1にならないのは、計算上の変位はせん断変形も考慮した値となっているためである。最大耐力発生時の塑性率は、シングルセル断面の場合2.60、マルチセル断面の場合2.38となる。断面の塑性変形性能を論じる場合、補剛される板の板厚も重要な要素となる。今回の場合補剛される板の板厚はシングルセル断面の方が大きく、このため変形性能として大きな値を得ることが出来るものと考察される。しかし、付加2次モーメントの影響が大きく、通常の高架橋の鋼製橋脚のような変形性能は期待出来ないことがわかる。一方、耐力側から考察した場合、図-2において見られたようにシングルセル断面の降伏値が大きいので、軸力を考慮した初期降伏値といった指標で無次元化した場合、シングルセルにおいては耐力上若干不利な無次元

化となる。断面の耐震性として、変形性能と耐力性能をどのように評価するのかについては今後の課題である。

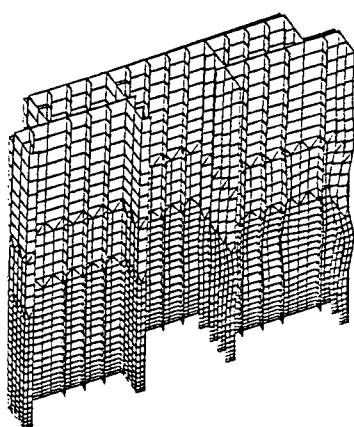


(a) 水平荷重－水平変位関係

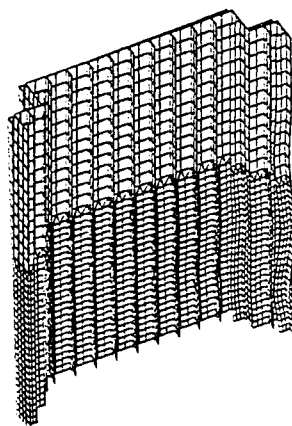


(b) 曲げモーメント－水平変位関係

図－４ 軸力を考慮した初期降伏値によって無次元化した荷重（曲げモーメント）－水平変位関係



(a) マルチセルモデル

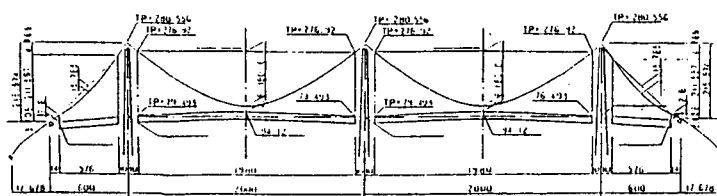
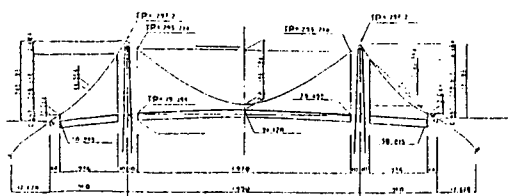


(b) シングルセルモデル

図－５ 単調載荷（ $3\delta_y$ ）時の変形図

3. 2 多径間連続吊橋の地震時挙動に関する検討

多径間連続吊橋については兵庫県南部地震を受けて道路橋示方書がＬ２地震に２つのタイプを設定したことを受け、明石海峡大橋級の３径間吊橋と２つの中央径間を明石大橋の中央径間と等しくした４径間吊橋において２タイプのＬ２地震が地震時挙動に与える影響を検討し、さらに、４径間吊橋において中央主塔剛性を変化させることによって、地震時挙動に与える影響について検討を行った。図－６に検討対象とした、３径間吊橋および４径間吊橋の一般図を示す。



図－６ ３径間吊橋と４径間吊橋の一般図

中央主塔の塔柱剛性 1 倍における 3 径間吊橋と 4 径間吊橋の主要な地震応答値を、吊橋の減衰定数を 2 % と仮定して応答スペクトル法によつての解析を行った。主要な比較を行うと表 2 に示す結果となる。主塔基部の曲げモーメントを除き、ほとんどの変位および断面力において L2 タイプ 1 地震が影響を与える結果となった。これは当然のことながら長大吊橋の主塔が励起されるモードを除いて、主要振動モードはかなり長周期モードであるため、タイプ 2 地震よりタイプ 1 地震の方が応答加速度スペクトルが大きい値を示すためである。また総じて変形量において 4 径間吊橋は 3 径間吊橋より大きな値を示すことになる。逆に主塔基部曲げモーメントにおいては 4 径間吊橋自体が長周期構造物で有るゆえに、主塔基部においては若干小さな値を示している。同表には、風荷重重載荷時（風速 46 m/sec）および道路橋示方書に示された活荷重重載荷手法を適用した場合における主塔塔頂変位および主塔基部曲げモーメントについて示している。これを比較した場合、主塔塔頂変位においては 4 径間吊橋で活荷重の影響が強くなり、地震時の影響が小さいことがわかる。

表 2 3 径間吊橋と 4 径間吊橋の応答値の比較（4 径間吊橋は主塔剛性＝副塔剛性の場合）

	3 径間吊橋		4 径間吊橋	
主桁変位および断面力				
桁鉛直変位 (m)	3. 6	(type1)	6. 2	(type1)
桁橋軸方向移動量 (中央径間) (m)	3. 5	(type1)	3. 1	(type1)
桁橋軸方向移動量 (側径間) (m)	4. 7	(type1)	5. 7	(type1)
桁曲げモーメント(tfm)	4 6、0 0 0	(type2)	4 9、0 0 0	(type1)
桁軸力 (tf)	2、9 0 0	(type1)	5、0 0 0	(type1)
主塔変位および断面力				
主塔面外変位 (主塔中腹) (m)	1. 6	(type1,2)	2. 9	(type1,2)
主塔面内塔頂変位 (m)	0. 6 5	(type1)	0. 7 5	(type1)
塔基部面外曲げモーメント (tfm)	4 7 0、0 0 0	(type2)	3 8 0、0 0 0	(type1,2)
風荷重 (面内)				
主塔面内塔頂変位 (m)	1. 1 5		1. 3 1	
活荷重 (面外)				
主塔塔頂変位 (m)	1. 1		3. 8	
塔基部面外曲げモーメント (tfm)	4 0、0 0 0		1 6 0、0 0 0	

* 4 径間吊橋においては中央主塔の値を示す。

4 径間吊橋における中央主塔の剛度の違いによる応答値の変化として、主塔における変形、曲げモーメントに着目して、以下に代表的な載荷荷重ごとに結果を示す。

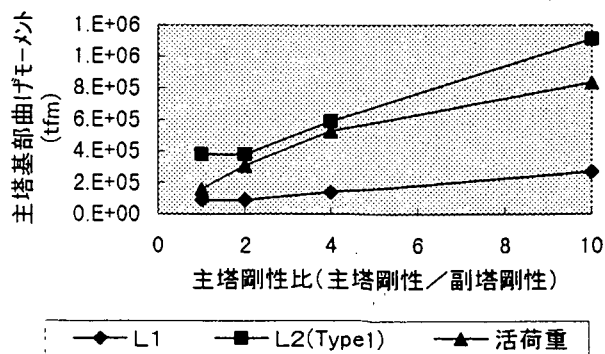


図 7 主塔剛性比と主塔基部曲げモーメントの関係
(4 径間吊橋 橋軸方向)

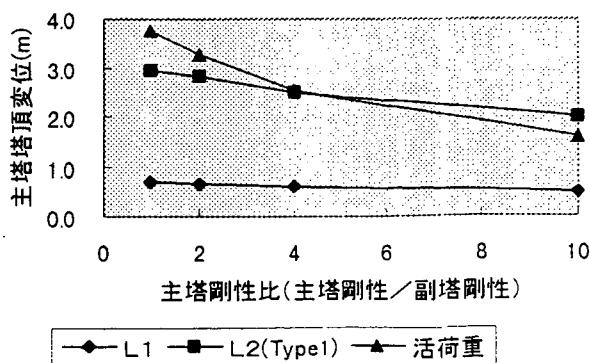


図 8 主塔剛性比と主塔塔頂変位の関係
(4 径間吊橋 橋軸方向)

図-7、8には、橋軸方向における主塔基部曲げモーメント、主塔塔頂変位と主塔剛度との関係を示す。図中には基本となるL1地震とL2地震においてはtype1地震の応答値と、さらに道路橋示方書に示される活荷重載荷手法に従って算定される曲げモーメントおよび変位を示す。主塔基部曲げモーメントにおいてはL2 (type1)地震の応答が活荷重による値より大きな値を示す。変位においては、主塔剛性が小さい場合には活荷重の影響が大きくなり、活荷重の影響が地震より大きくなる場合があることが分かる。3径間吊橋における活荷重による塔頂変位1.1mを橋軸方向の限界変位と設定した場合は、中央主塔剛性を10倍にしても変位を小さくすることが不可能であることがわかる。つまり主塔剛性を高めることによって応答変位を小さくする手法は有効な手法ではないことがわかる。

橋軸方向の解析から、主塔剛性を変化させることは4径間吊橋の全体挙動の制御に対してそれほど有効的な手段でないことが判明した。ここでは橋軸方向の主塔剛性を副塔の2倍に設定（直角方向には1.2倍）して橋軸直角方向の解析を実施した結果を図6、7に示す。ここで地震時の結果としてL2 (type2)の主塔変位および主塔基部曲げモーメントと風荷重載荷状態（46m/sec）との比較を行った。

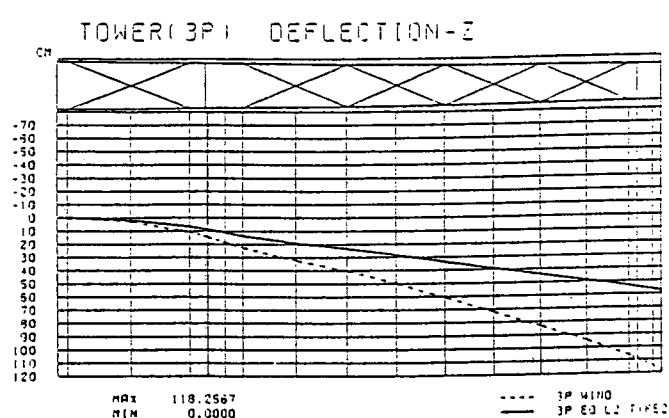


図-8 主塔橋軸直角方向変位
(風荷重と地震荷重との比較)

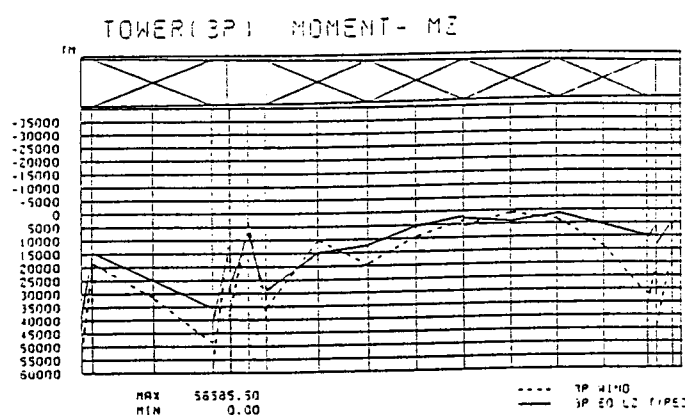


図-9 主塔基部曲げモーメント
(風荷重と地震荷重との比較)

塔柱中ほどでは風荷重による発生曲げモーメントを超える断面力が地震荷重によって発生しており、主塔においては地震で決定される部位もあることがわかる。主塔の吊橋構造のなかで短周期部材であるため、L2 (type2)地震動の影響を受けやすいことが。

4. 今後の問題点

主塔基部の地震時変形性能を把握するために、マルチセル及びシングルセル断面に着目したFEM解析を行い、設計上等価に設計されたシングルセル断面とマルチセル断面はほぼ等価な挙動を示すが、軸力による付加曲げモーメントが基部に与える影響が大きいことを示した。また多径間吊橋の地震時挙動として主塔剛性に着目した地震応答解析を実施し、主塔剛性は地震時応答を制御するが、それほど全体挙動を制御できるほどの影響は持たないことが示された。しかしながら、これらの結果は1構造系に対する結果であり、より一般的な多径間吊橋主塔の耐震設計法を検討し、その変形性能、地震時限界状態を検討していく必要がある。

11. 大規模橋梁の耐震設計法に関する試験調査

(受託工事〈本州四国連絡橋公団〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲

室 長 運上 茂樹

主任研究員 足立 幸郎

1. まえがき

長大吊橋の上部構造系の耐震設計は、吊橋系の減衰定数に大きな不確定さが存在する。一般に耐震設計では2%程度の減衰定数を用いることが多いが、実橋の振動実験ではこれよりも小さい減衰定数が得られる場合が多い。減衰定数は長大吊橋上部構造系の地震時応答及び下部構造に伝達される断面力等に大きな影響を及ぼすものであるため、これを十分に検討しておくことが必要とされる。本調査は、以上のような観点から、耐震設計上重要となる長大吊橋の上部構造の減衰特性について検討することを目的として平成4年度から調査を開始したものである。平成4年度には、振動実験から見た長大吊橋の振動特性および減衰特性を検討した。平成5年度は、既往の長大吊橋の振動実験結果を再整理し、減衰定数の振幅依存性を検討した。さらに、減衰定数の影響を地震応答解析により検討した。平成6年度は長大吊橋上部構造の地震時の減衰性能を検討するためにビンセント・トーマス橋で得られた2つの地震記録の分析を行った。さらに、長大橋梁に対する減衰性能の向上方法を検討した。また、大規模基礎の地震時の滑動に対する安定照査手法を検討するために滑動振動の解析方法を提案するとともに、模型振動実験結果のシミュレーション解析により解析手法の検証を行った。平成7年度は、米国のビンセント・トーマス橋の地震応答解析により長大吊橋の減衰性能を検討するとともに、平成6年度に検証した解析手法を用いて地震時の大規模基礎の滑動振動特性を検討した。

2. 調査内容

平成8年度は平成7年度までの検討をさらに発展させて、長大吊橋の耐震設計法に関して以下の事項について検討した。

(1) 長大吊橋上部構造の減衰特性に関する検討

平成6年度、平成7年度に引き続き、米国カリフォルニア州にあるビンセント・トーマス橋において、1987年10月1日ウィットピア地震(M=5.9)および1994年1月17日ノースリッジ地震(M=6.8)により観測された地震記録のなかで、特に主要動のあとに長時間続く自由減衰振動部分に着目して吊橋上部構造系の減衰定数に対する評価を行った。

(2) 多径間連続吊橋の地震時挙動に関する検討

多径間連続吊橋の地震時挙動を検討するため、地震力レベルによる部材断面力等の違いや、中央主塔剛性に着目した地震応答解析を実施して、多径間吊橋の地震時挙動を検討した。

3. 調査結果

3.1 長大吊橋上部構造の減衰特性に関する検討

ビンセント・トーマス橋は、ロスアンゼルス市南方のロングビーチに位置する橋長766mの吊橋であり、中央径間長は457m、両側径間長は154mである。本橋では補剛桁、主塔、基礎、地盤に合計26個の加速度計が取

り付けられており、ウィットティア地震およびノースリッジ地震により地震記録が観測されている。図-1にビンセント・トーマス橋の一般図を示す。

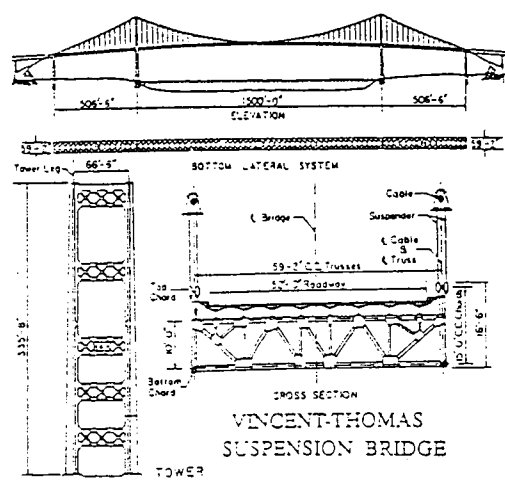


図-1 ビンセント・トーマス橋の一般図

平成6年度の検討では、観測された地震記録をもとにパワースペクトルと伝達関数を算定し、これを基にハーフパワー法により減衰定数を推定した。その結果、鉛直たわみ及び水平横たわみ振動の減衰定数は、ウィットティア地震による場合が2～5%、ノースリッジ地震による場合が1～3%と推定され、最大変位振幅の大きいノースリッジ地震において小さい減衰定数が推定される結果となった。

平成7年度の検討では、地震応答解析を実施しウィットティア地震およびノースリッジ地震における最大変位を整合させるための減衰定数について数値的検討を行った。この解析結果では、ノースリッジ地震の記録を再現するという意味においては、やや減衰定数を大きく推定する必要がある。

本年度の検討においては、主要動のあとに長時間続く自由減衰部分に着目し、強制振動部分以外において減衰定数を求めることによって、吊橋の各振動モードの減衰特性を把握することとした。図-2に、中央径間中央部における横たわみの変位波形について、ウィットティア地震とノースリッジ地震について示す。主要動は20秒前後でほぼ終了しているが、その後80～120秒にいたる部分において長い時間自由減衰振動波形が観測されていることがわかる。

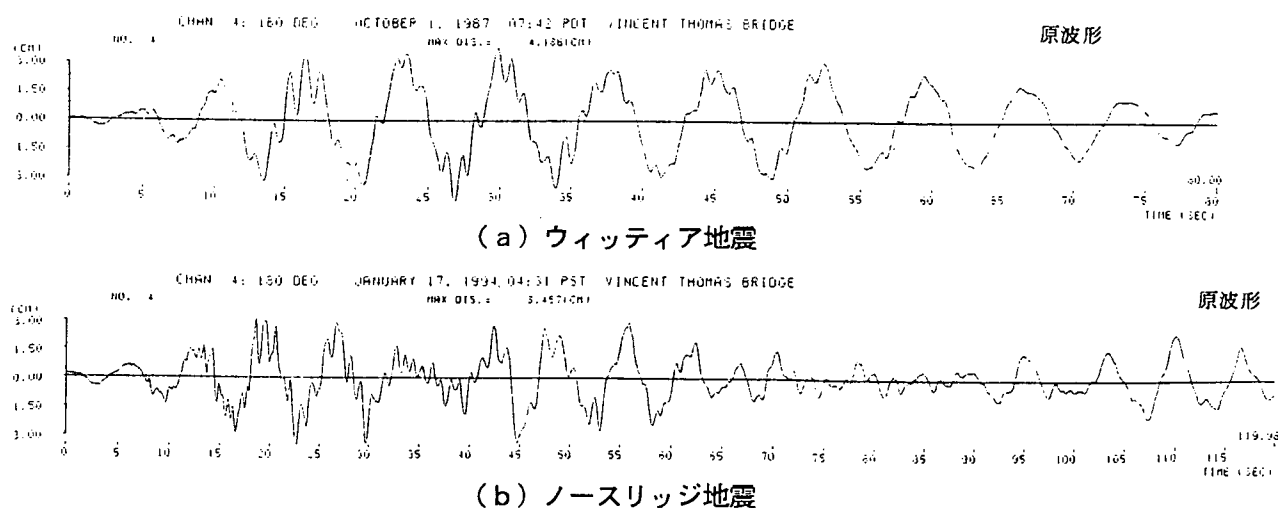


図-2 中央径間中央横たわみの時刻歴波形

ここで主要な振動モードに対応する周波数成分を抽出するためにバンドパスフィルターをかけ、そのモードに

対応する振動波形から対数減衰率の算定を行った。抽出にあたっては、適当なバンド幅を設定しながら周波数に応じた波形の抽出につとめた。しかしながら、きれいな各モードに対応する波形の抽出が難しくなり成分を若干含む形での波形の抽出しかできなかったため、波数-対数振幅紙上でプロットを行い、最小二乗法にて対数減衰率の推定を行った。図-3には、代表的な対数減衰率算出における波数-対数振幅の図を示す。

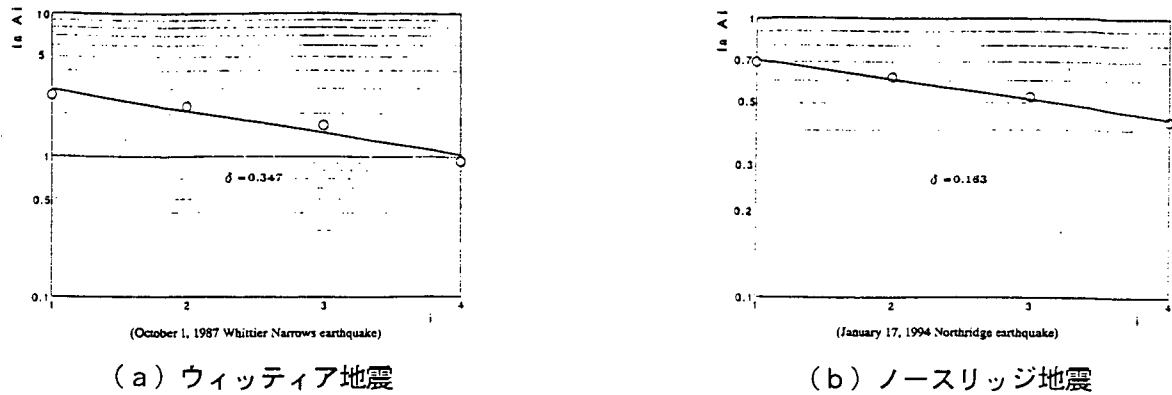


図-3 地震波形による対数減衰率の算出例 (主桁横たわみ対称1次モード)

表-1に、自由減衰から求めた各振動モードの対数減衰率と減衰定数を示す。表-1においては、うねり成分を除去出来ないまま推定を行ったものについては注記をほどこしてある。表-1からは、ウィットリア地震においては、面内横たわみ対称1次モードが減衰定数にして5.5%と大きく、他のモードにおいてはそれほど大きな値は示していない。一方、ノースリッジ地震においては、鉛直たわみ対称1次モードと中央径間遊動円木モードにおいて大きい減衰定数となっている。全体的にみれば、ウィットリア地震において大きい減衰定数が数値的に確認される。しかしながら、傾向的にウィットリア地震においては面外方向における減衰が高く、ノースリッジ地震においては面内方向における減衰が高い傾向が読み取れる。

表-1 自由減衰から求めた各モードの対数減衰率と減衰定数

振動モード		全体系 次数	着目位置	ウィットリア地震		ノースリッジ地震	
				対数減衰率	減衰定数	対数減衰率	減衰定数
面外	横たわみ対称1次	1	中央径間中央	0.347	5.5%	0.163	2.6%
	横たわみ逆対称1次	9	中央径間1/3点	0.088	1.4%	0.085	1.4%
	ねじれ対称1次	16	中央径間中央	0.049	0.8%	0.058	0.9%
面内	鉛直たわみ逆対称1次	4	中央径間1/3点	*0.087	1.4%	0.058	0.9%
	鉛直たわみ対称1次	5	中央径間中央	*0.093	1.5%	0.181	2.9%
	中央径間遊動円木	6	塔位置・橋軸	*0.107	1.7%	0.215	3.4%
	鉛直たわみ対称2次	7	中央径間中央	0.125	2.0%	0.038	0.6%
主塔	塔の直角方向同位相	12	塔頂・直角	0.045	0.7%	0.098	1.6%
	塔の橋軸方向	26	塔頂・橋軸	*0.021	0.3%	0.035	0.6%

*：かなりうなりの強い波形から推定したもの

一方、時刻歴変位波形におけるパワースペクトルにおいて、各モードに対応するパワースペクトルのピーク値の一覧を表-2に示す。パワースペクトルのピーク値比較してみた場合、横たわみ対称1次モードではウィットリア地震の方が大きく、逆に鉛直たわみ対称1次モードおよび中央径間遊動円木モードにおいてはノースリッジ地震の方が大きい値を示していることがわかる。つまり、ウィットリア地震においては面外たわみ対称1次モードが大きく寄与する振動を起こしており、ノースリッジ地震においては、面内方向の鉛直方向及び遊動円木モードが大きく寄与するモードで振動していることが考察される。平成4年度においては、減衰定数の振幅依存性の

表-2 各振動モードの観測変位パワースペクトルのピーク値

振動モード		全体系 次数	着目位置	ウィットピア地震	ノースリッジ地震
面 外	横たわみ対称 1 次	1	中央径間中央	72.9	20.0
	横たわみ逆対称 1 次	9	中央径間 1/3 点	25.2	227.9
	ねじれ対称 1 次	1 6	中央径間中央	135.0	1697.7
面 内	鉛直たわみ逆対称 1 次	4	中央径間 1/3 点	5.15	23.9
	鉛直たわみ対称 1 次	5	中央径間中央	372.4	14311.2
	中央径間遊動円木	6	塔位置・橋軸	1.6	19.7
	鉛直たわみ対称 2 次	7	中央径間中央	9.6	11.4
主 塔	塔の直角方向同位相	1 2	塔頂・直角	504.0	125.2
	塔の橋軸方向	2 6	塔頂・橋軸	42.0	140.0

(1) 目的

平成8年度においては、兵庫県南部地震を受けて道路橋示方書がL2地震に2つのタイプを設定したことを受け、明石海峡大橋級の3径間吊橋と2つの中央径間を明石大橋の中央径間と等しくした4径間吊橋において2タイプのL2地震が地震時挙動に与える影響を検討し、さらに、4径間吊橋において中央主塔剛性を変化させることによって、地震時挙動に与える影響について検討を行った。図-4に検討対象とした、3径間吊橋および4径間吊橋の一般図を示す。

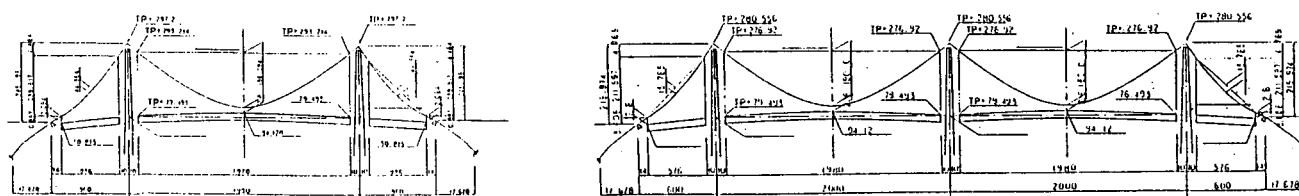


図-4 3径間吊橋と4径間吊橋の一般図

中央主塔の塔柱剛性1倍における3径間吊橋と4径間吊橋の主要な地震応答値を、吊橋の減衰定数を2%と仮定して応答スペクトル法によっての解析を行った。主要な比較を行うと表-3に示す結果となる。主塔基部の曲げモーメントを除き、ほとんどの変位および断面力においてL2タイプ1地震が影響を与える結果となった。これは当然のことながら長大吊橋の主塔が励起されるモードを除いて、主要振動モードはかなり長周期モードであ

るため、タイプ2地震よりタイプ1地震の方が応答加速度スペクトルが大きい値を示すためである。また総じて変形量において4径間吊橋は3径間吊橋より大きな値を示すことになる。逆に主塔基部曲げモーメントにおいては4径間吊橋自体が長周期構造物で有るゆえに、主塔基部においては若干小さな値を示している。同表には、風荷重載荷時（風速4.6m/sec）および道路橋示方書に示された活荷重載荷手法を適用した場合における主塔塔頂変位および主塔基部曲げモーメントについて示している。これを比較した場合、主塔塔頂変位においては4径間吊橋では活荷重の影響が強くなり、地震時の影響が小さいことがわかる。

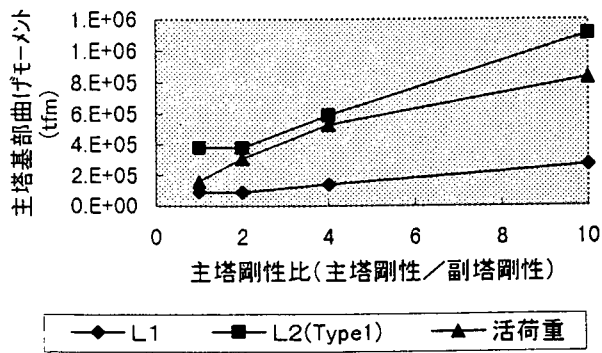
表－3 3径間吊橋と4径間吊橋の応答値の比較（4径間吊橋は主塔剛性＝副塔剛性の場合）

	3 径間吊橋		4 径間吊橋	
主桁変位および断面力				
桁鉛直変位（m）	3. 6	(type1)	6. 2	(type1)
桁橋軸方向移動量（中央径間）（m）	3. 5	(type1)	3. 1	(type1)
桁橋軸方向移動量（側径間）（m）	4. 7	(type1)	5. 7	(type1)
桁曲げモーメント(tfm)	4 6, 0 0 0	(type2)	4 9, 0 0 0	(type1)
桁軸力 (tf)	2, 9 0 0	(type1)	5, 0 0 0	(type1)
主塔変位および断面力				
主塔面外変位（主塔中腹）（m）	1. 6	(type1,2)	2. 9	(type1,2)
主塔面内塔頂変位（m）	0. 6 5	(type1)	0. 7 5	(type1)
塔基部面外曲げモーメント（tfm）	4 7 0, 0 0 0	(type2)	3 8 0, 0 0 0	(type1,2)
風荷重（面内）				
主塔面内塔頂変位（m）	1. 1 5		1. 3 1	
活荷重（面外）				
主塔塔頂変位（m）	1. 1		3. 8	
塔基部面外曲げモーメント（tfm）	4 0, 0 0 0		1 6 0, 0 0 0	

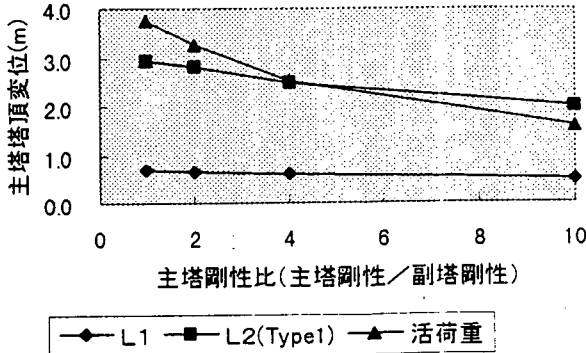
＊4径間吊橋においては中央主塔の値を示す。

（3）4径間吊橋における中央主塔の剛度の違いによる応答値の変化

4径間吊橋における中央主塔の剛度の違いによる応答値の変化として、主塔における変形、曲げモーメントに着目して、以下に代表的な載荷荷重ごとに結果を示す。



図－5 主塔剛性比と主塔基部曲げモーメントの関係
（4径間吊橋 橋軸方向）



図－6 主塔剛性比と主塔塔頂変位の関係
（4径間吊橋 橋軸方向）

図－5、6には、橋軸方向における主塔基部曲げモーメント、主塔塔頂変位と主塔剛度との関係を示す。図中には基本となるL1地震とL2地震においてはtype1地震の応答値と、さらに道路橋示方書に示される活荷重載荷手法に従って算定される曲げモーメントおよび変位を示す。主塔基部曲げモーメントにおいてはL2（type1）

地震の応答が活荷重による値より大きな値を示す。変位においては活荷重による変位が主塔剛性が小さい場合には大きくなり、活荷重の影響が地震より大きくなる場合があることが分かる。3 径間吊橋における活荷重による塔頂変位 1.1m を橋軸方向の限界変位と設定した場合は、中央主塔剛性を 10 倍にしても変位を小さくすることが不可能であることがわかる。つまり主塔剛性を高めることによって応答変位を小さくする手法は有効な手法ではないことがわかる。

橋軸方向の解析から、主塔剛性を変化させることは 4 径間吊橋の全体挙動の制御に対してそれほど有効的な手段でないことが判明した。ここでは橋軸方向の主塔剛性を副塔の 2 倍に設定（直角方向には 1.2 倍）して橋軸直角方向の解析を実施した結果を図 7、8 に示す。ここで地震時の結果として L 2 (type2) の主塔変位および主塔基部曲げモーメントと風荷重載荷状態 (46m/sec) との比較を行った。

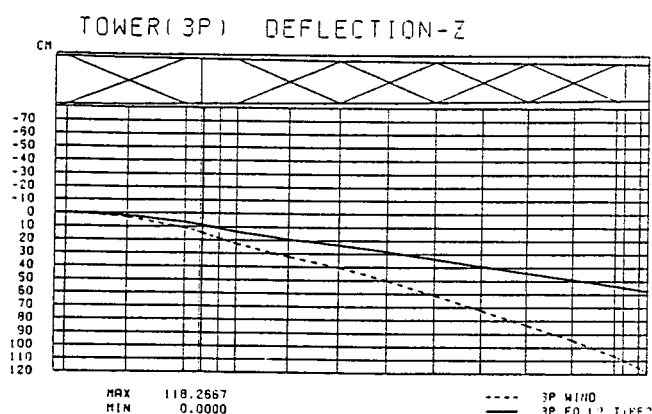


図-7 主塔橋軸直角方向変位
(風荷重と地震荷重との比較)

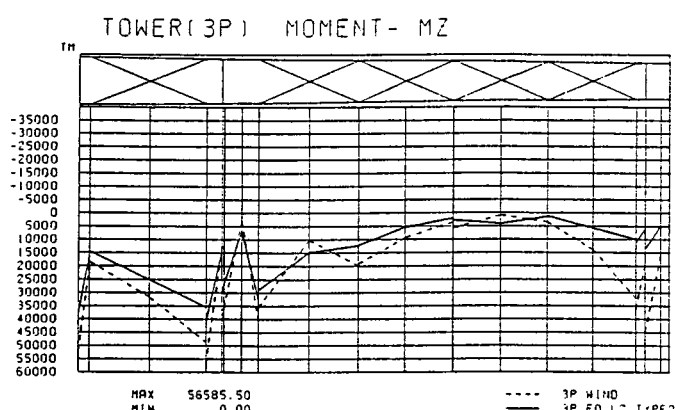


図-8 主塔基部曲げモーメント
(風荷重と地震荷重との比較)

塔柱中ほどでは風荷重による発生曲げモーメントを超える断面力が地震荷重によって発生しており、主塔においては地震で決定される部位もあることがわかる。主塔の吊橋構造のなかで短周期部材であるため、L 2 (type2) 地震動の影響を受けやすいことが。

4. 今後の問題点

多径間吊橋の地震時挙動として主塔剛性に着目した地震応答解析を実施した。主塔剛性は地震時応答を制御するが、それほど全体挙動を制御できるほどの影響は持たないことが示された。しかしながら、これは 1 構造系に対しての結果であり、設計条件、構造条件を変えた場合における、主塔の最適剛度、変形性能、および地震時限界状態等に関する多径間吊橋の耐震設計法を検討していく必要がある。

(受託工事〈首都高速道路公社〉)

耐震研究室	室長	大塚久哲
	室長	運上茂樹
	主任研究員	寺山徹
		佐藤貴志

ラーメン形式（柱部材とはり部材より構成される骨組構造）の鉄筋コンクリート橋脚については、不静定な構造系であることから、一般にじん性が高いという認識から、従来大地震に対する耐震性評価法に関しては十分な研究が行われてこなかった。しかし、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震ではラーメン橋脚に損傷を生じた事例があり、こうした構造系についても動的耐力や変形性能の検討が必要となり、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[1]には、一本柱形式の地震時保有水平耐力法に準じる形で新たに地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法が規定された。しかし、首都高速道路を始めとする都市高速道路では橋脚を設置できる用地の制約があることから、ラーメン形式の橋脚が多くなり、その耐震性に関してさらに詳細に検討することが求められている。

本研究は、以上のような背景のもとで、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法としての合理的な地震時保有水平耐力法を開発することを目的として、首都高速道路公団から平成7年度および平成8年度の2ヵ年で受託した研究である。

本研究は、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法による照査法を開発し、その妥当性を検証することを目的としている。

7年度には、地震時の変形性能やじん性の考え方を取り入れている国内および海外の諸機関の技術基準の調査を行い、さらに、平成3年度に建設省土木研究所耐震研究室において実施された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の繰返し載荷実験[2]を対象として、鉄筋コンクリートの拘束効果を考慮に入れた応力ひずみ関係に関する新しい知見[3]を取り入れた静的非線形解析を行い、実験結果の再評価を行った。これらの検討結果から、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を一本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法に準じる形で提案した。

8年度は、7年度に提案した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力による照査法の妥当性の検証を行った。具体的には、鉄筋コンクリートラーメン橋脚を対象として上部構造から下部構造への慣性力の伝達モデルについて3次元FEMモデルを用いた静的解析を行い、地震時保有水平耐力法で仮定している伝達モデルの妥当性を検証した。また、この解析結果を踏まえて、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向を対象とした2次元非線形動的解析を実施し、地震応答特性を検討し、地震時保有水平耐力法により算出される結果と比較した。

4. 1 上部構造から下部構造への力の伝達モデルの検討

4. 1. 1 概要

現在、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力度では、上部構造の慣性力によるはり軸線位置における曲げモーメントのモデル化を図-1のように想定している。すなわち、鉄筋コンクリートラーメン橋脚のはりの軸線から上方に y の高さにある上部構造の慣性力作用位置に H という慣性力が作用したとき、慣性力により下部構造に伝わる曲げモーメントを各支承位置でのはりの軸線に対しての R_i という偶力と等価な鉛直反力でモデル化している。(以下、本手法を偶力モデルと呼ぶ) この R_i は式(1)により算出される。

$$R_i = \frac{M}{\sum (x_i)^2} x_i \quad (1)$$

ここに、 $M=H \cdot y$ である。

ここで、このモデル化が妥当であるかどうかは、上部構造、支承構造および下部構造の剛性による影響が大きいと考えられる。したがって、本研究では上部構造を3次元FEMでモデル化し、橋梁全体挙動における上部構造から下部構造への力の伝達メカニズムに着目した。

検討対象の橋梁としては、図-2に示す8本の主桁を有する10径間連続鋼I桁橋とした。道路幅員は片側2車線を想定して19.45mとしたが、上下線一体のケースと上下線分離のケースを解析ケースとして想定した。また、支間長は標準的な40mとした。図-2に示した橋脚のうちP6橋脚を対象として解析を行った。図-3に、解析の対象としたP6橋脚を示す。

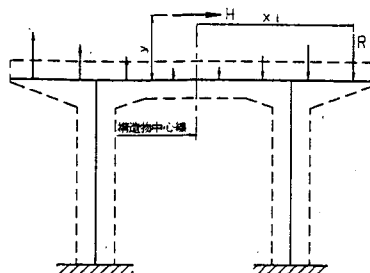
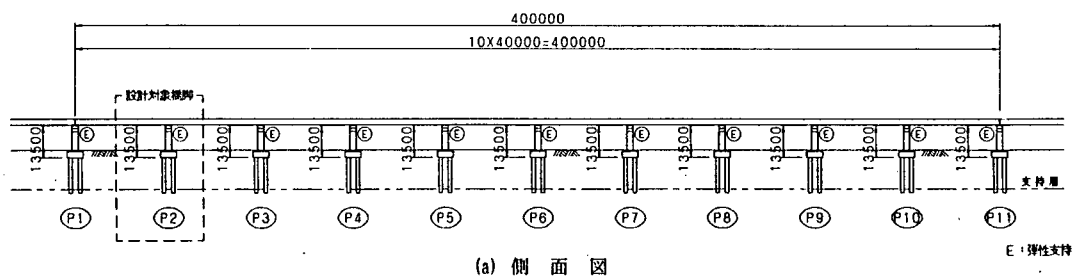
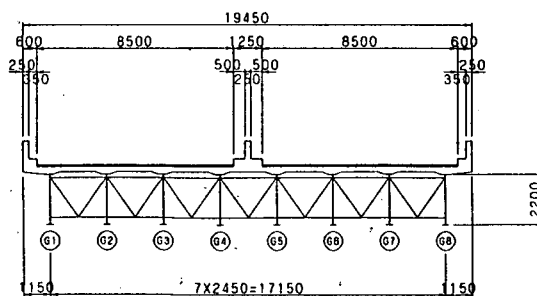


図-1 偶力モデル



(a) 側面図



(b) 上部構造断面図

図-2 解析対象橋梁

4. 1. 2 解析手法

橋梁の上部構造の剛性を厳密に評価し、精度良い支承反力を算出するために、図-4および図-5に示すように上部構造をシェル要素、トラス要素およびはり要素でモデル化し、橋脚ははり要素でモデル化して3次元FEM解析を行った。ここで、上部構造は着目する橋脚位置で上部構造の境界条件が極力現れないように着目橋脚に対して橋軸

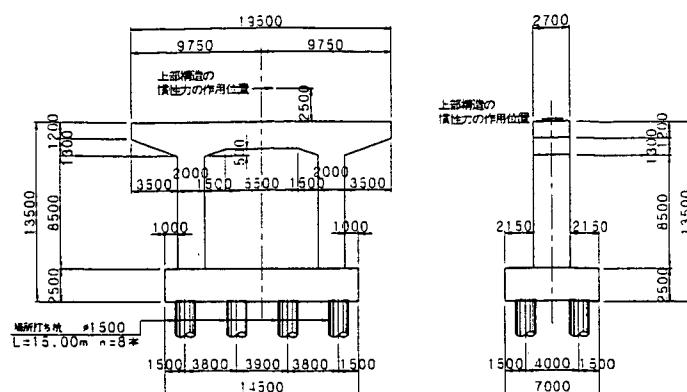


図-3 解析対象橋脚

方向に両側に1.5径間づつとり、図-6に示すように0.5径間+2径間+0.5径間を有する範囲とした。2次元解析モデルは、図-7に示すように上部構造を剛なはりにより平面フレームでモデル化し、橋脚ははり要素によりモデル化した。橋脚のはり要素の部材特性は平成8年道路橋示方書[1]9.8の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法に規定されている手法により算出した。また、図-8には、3次元FEM解析および2次元解析で用いたゴム支承と鋼製支承のモデルを示す。

解析ケースを表-1に示す。ケース1からケース3は3次元FEM解析であり、ケース1はゴム支承を有する上下線一体構造、ケース2はゴム支承を有する上下線分離構造、ケース3は鋼製支承を有する上下線一体構造とした。また、ケース4からケース6はそれぞれケース1からケース3の3次元FEM解析に対応する2次元解析である。また、本解析は、部材を線形として仮定しており、弾性範囲での検討としているので、作用荷重としては各質点に対して設計水平震度0.6を作用させた。

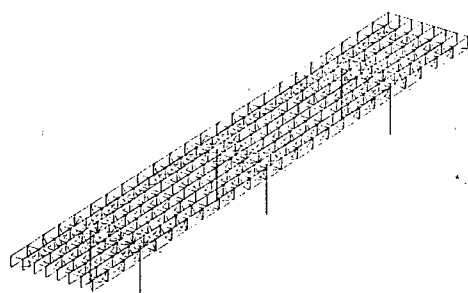


図-4 全体系の解析モデル

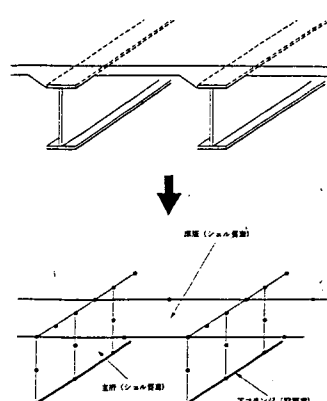


図-5 上部構造のモデル化

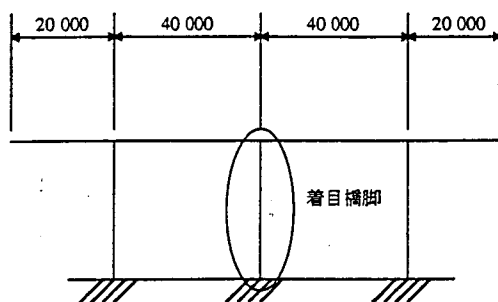


図-6 上部構造の解析範囲

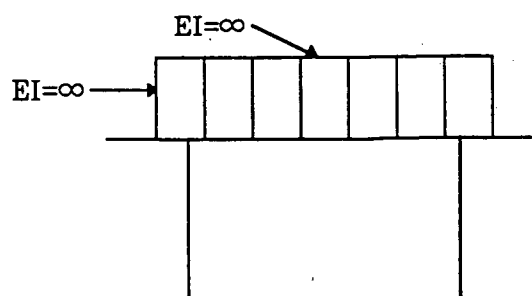


図-7 二次元解析のモデル

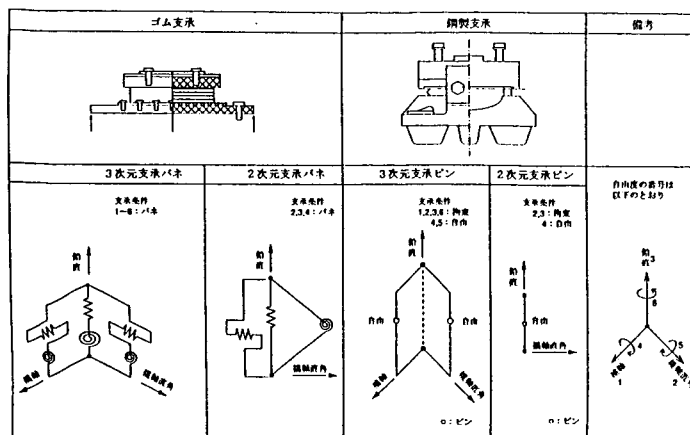


図-8 支承のモデル化

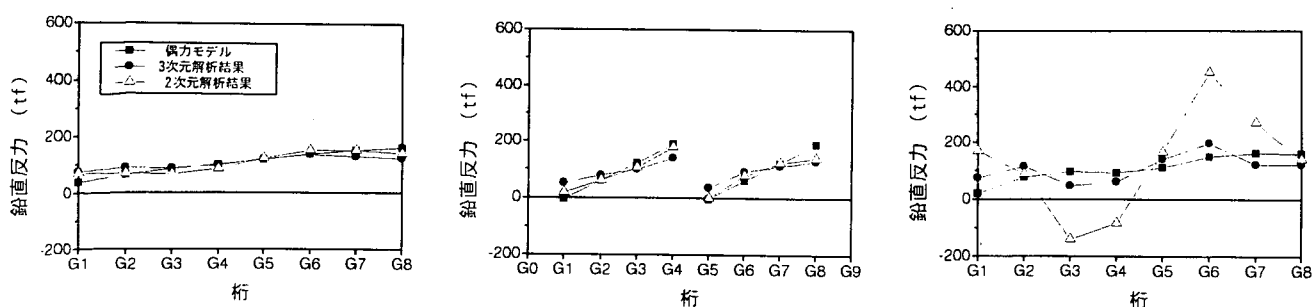
表-1 解析ケース

解析ケース	解析内容
ケース1	3次元FEM解析(ゴム支承, 上下線一体)
ケース2	3次元FEM解析(ゴム支承, 上下線分離)
ケース3	3次元FEM解析(鋼製支承, 上下線一体)
ケース4	2次元骨組解析(ゴム支承, 上下線一体)
ケース5	2次元骨組解析(ゴム支承, 上下線分離)
ケース6	2次元骨組解析(鋼製支承, 上下線一体)

4. 1. 3 解析結果

図-9(a)は着目した橋脚上の8本の主桁についてケース1とケース4の解析結果および偶力モデルによる鉛直反力を比較した結果である。同様に図-9(b)はケース2、ケース5および偶力モデルの比較、図-9(c)はケース3、ケース6および偶力モデルを比較した図である。図-9(a)を見ると、ゴム支承を有する上下線一体構造の場合、3次元解析と2次元解析および偶力モデルから得られる支承の鉛直反力はほぼ一致していることがわかる。図-9(b)を見ると、支承の鉛直反力の大きさは偶力モデルが最大の値を示しており、2次元解析、3次元解析の順に小さくなっている。しかし、鉛直反力の値としてはおおむね偶力モデルの値は3次元解析の値にほぼ等しい値であると言える。これらの結果から、ゴム支承を有する上部構造を2次元で解析する場合は、一般に上部構造の剛性を剛部材として入力してよいことがわかった。これは、ゴム支承の剛性が上部構造の剛性よりかなり小さいので、上部構造の剛性よりゴム支承の剛性の影響が大きいためであると考えられる。図-9(c)を見ると、鋼製支承の場合、偶力モデルで算出される支承の鉛直反力は3次元FEM解析から得られた値とは近い値を示しているが、2次元解析とは大きく異なる値となることがわかった。これは、鋼製支承を有する上部構造を2次元解析でモデル化すると、支承の剛性が大きいので上部構造の剛性が鉛直支承位置での鉛直反力に敏感に影響を与えるためであると考えられる。

これらの結果から、すべてのケースにおいて偶力モデルはおおむね3次元解析結果と近い値となることが明らかとなり、地震時保有水平耐力法で仮定している偶力モデルの妥当性が確認された。また、ゴム支承を有する鉄筋コンクリートラーメン橋脚では、2次元モデルで解析を行う場合、上部構造を剛部材とモデル化してよいことが確認されたが、鋼製支承を有する鉄筋コンクリートラーメン橋脚では2次元モデルで解析を行う場合には上部構造の剛性の評価に注意しなければならないことがわかった。



(a)ゴム支承(上下線一体構造)

(b)ゴム支承(上下線分離構造)

(c)鋼製支承(上下線一体構造)

図-9 支承の鉛直反力の比較

4. 2 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の非線形動的解析

4. 2. 1 動的解析の概要

図-3に示した鉄筋コンクリートラーメン橋脚を対象として、2次元の非線形動的解析を実施した。構造モデルは図-10に示す骨組モデルとし、部材の復元力特性は曲げモーメント-曲率関係で表現されるバイリニア型モデルとした。このときに、部材の剛性の算出にあたっては、軸力の変動に伴い軸力-曲げモーメント相関関係により時々刻々と厳密に変化させていくものとした。また4.1で実施したゴム支承を有する鉄筋コンクリートラーメン橋脚を2次元モデルで解析する場合の検討結果から、上部構造は剛部材としてモデル化した。

動的解析はニューマーク β 法による直接積分であり、用いる減衰はレーリー減衰とし固有値解析から求めた水平方向の振動が卓越する2つのモードから算出した。

動的解析に用いる復元力特性は、地震時保有水平耐力法で用いる復元力特性と同じ図-11に示すような完全弾塑性型とした。履歴特性は、軸力-曲げモーメント相関関係からその時々々の軸力から M_u を求め、初期剛性と M_u から ϕ_y を算出し、決定されるというものである。入力地震動としては道路橋の耐震設計に関する資料[4]に示される地盤種別Ⅱを対象とした3種類のタイプⅡの地震動を用いた。

4. 2. 2. 解析結果

動的解析の結果得られた水平荷重-水平変位関係の一例と地震時保有水平耐力法で算出された水平荷重-水平変位関係を比較した結果を図-12に示す。ここで、動的解析の水平荷重は柱の基部で発生するせん断力を合計した値であり、水平変位は支承の水平方向の変形の影響を入れないためにはり軸中心位置での水平変位で評価した。

図-12により、動的解析の結果と地震時保有水平耐力法の結果を比較すると、動的解析の結果得られた最大水平荷重はやや地震時保有水平耐力法の結果得られた終局水平耐力を上回っているが、最大応答変位は地震時保有水平耐力法で考えられる許容変位量よりは、下回っていることがわかる。

また、弾性応答値からエネルギー一定則を用いて変形性能を算出した結果と、3波の入力地震動による非線形動的解析の結果得られた最大応答水平変位を比較すると、表-2のようになる。本橋脚の場合、エネルギー一定則により算出される水平変位と比較して、非線形動的解析の結果得られる最大応答水平変位がかなり大きくなることがわかった。

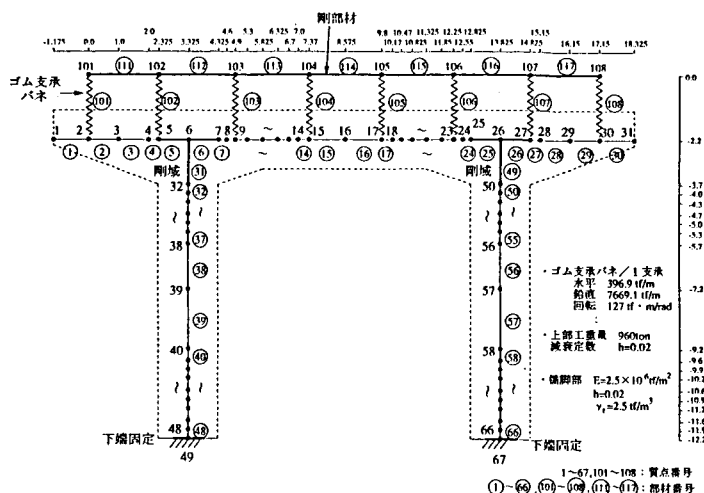


図-10 動的解析モデル

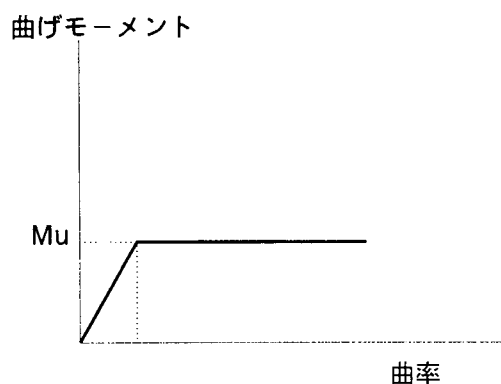


図-11 復元力特性

5. 結論及び今後の検討課題

8年度は、7年度に提案した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の妥当性の検証を行った。8年度の検討結果をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法においては、上部構造から下部構造への慣性力の伝達モデルとして偶力モデルを用いているが、このことの妥当性を3次元FEM解析により確認した。
- (2) 軸力の変動を考慮した動的非線形解析を行い、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震応答特性を検討した。この結果、非線形動的解析の結果から得られる最大応答変位がエネルギー一定則を用いて算出した水平変位に比較してかなり大きい場合があることがわかった。しかし、本研究で用いた非線形動的解析は、あくまでも完全弾塑性型のバイリニア型の履歴特性を仮定したものであり、この結果がそのままエネルギー一定則の妥当性を否定するものではないことに注意する必要がある。
- (3) 本研究は2カ年で鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法を開発することを目的としてのものであり、ここで研究を終了するが、不静定構造物の地震応答特性についてはまだ明らかにされていない面も多くあり、今後さらに以下の検討が必要とされる。
 - (1) 軸力の変動を考慮でき、かつ剛性低下を考慮できる履歴モデルを反映できる非線形動的解析手法の開発

参考文献

- [1] 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成8年12月
- [2] 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する研究、土木研究所報告、平成5年9月
- [3] 星隈 他：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係 土木学会論文集、No.520/V-8、pp1-11、1995年8月
- [4] 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月

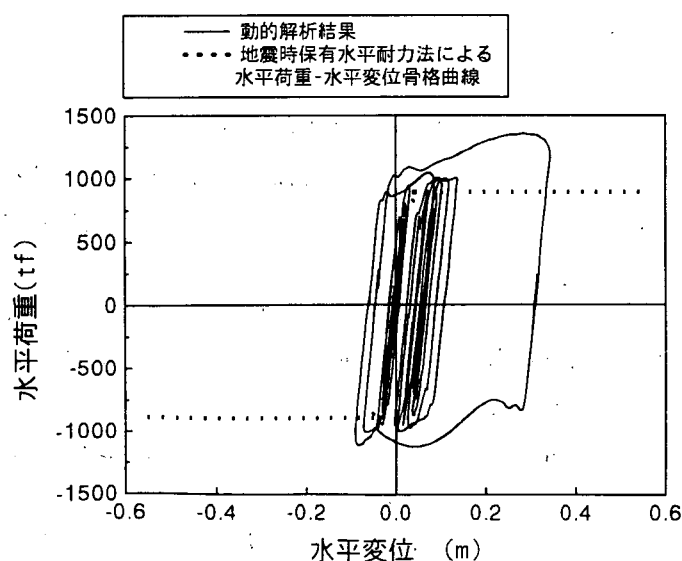


図-12 動的解析結果

表-2 エネルギー一定則の検証

		水平変位(m)
エネルギー一定則から算出される水平変位		0.0885
非線形動的解析の結果得られた最大応答水平変位	入力波①	0.3434
	入力波②	0.2518
	入力波③	0.2802
	平均値	0.2918

13. 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究

(科学技術振興調査費〈重点基礎研究〉)

耐震研究室	室長	大塚 久哲
	室長	運上 茂樹
	主任研究員	寺山 徹
		佐藤 貴志

1. まえがき

平成8年12月に改訂された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[1]では、大正12年の関東地震の際の東京周辺の地震動のように発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動および平成7年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード7級の内陸直下型地震による地震動に対して、橋が所定の耐震性能を有するよう耐震設計を行うことを目標としている。

ラーメン形式（柱部材とはり部材より構成される骨組構造）の鉄筋コンクリート橋脚については、不静定な構造系であることから、従来大地震に対する耐震性評価法に関しては十分研究が行われてこなかった。しかし、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震ではラーメン橋脚に損傷を生じた事例があり、こうした構造系についても動的耐力や変形性能の検討が必要となり、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[1]には、一本柱形式の地震時保有水平耐力法に準じる形で新たに地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法が規定された。しかしながら、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の変形性能の評価や終局状態の評価においては、柱やはり部材の耐震性能の評価のみならず、はり柱節点部の耐震性を評価していく必要があるが、はり柱節点部の挙動に関しては十分に明らかにされていない。

このような背景のもとで、本研究は、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の合理的な耐震設計法に関する技術開発のために、繰返し荷重を受けたときのはり柱節点部の挙動の把握することを目的として行うものである。

2. 研究目的

道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編[1]に新たに規定された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法は、図-1に示すように地震時に塑性化することを許容する箇所をはり両端部および柱上下端部に想定した骨組構造によりモデル化し、このモデルに対して静的非線形解析を実施して、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力および許容塑性率を算出することにより耐震性を判定するものである。このため、鉄筋コンクリートラーメン橋脚に地震時保有水平耐力法を適用して耐震性の判定を行う場合には、塑性化を想定している箇所以外の箇所が塑性化することは望ましくない。たとえば、はりや柱が塑性化する荷重より小さい荷重でははり柱節点部が塑性化することは、設計上想定していない箇所が塑性化することにより、また、はり柱節点部が塑性化すると一般にぜい性的な損傷に結びつきやすいため避けなければならない。

しかし、繰返し荷重をうけたときのはり柱節点部の挙動に関しては未解明の部分が多く、現状では、土木構造物としてははり柱節点部の諸元や配筋から直接動的耐力や変形性能を算出できる設計手法はないのが現状である。たとえば、コンクリート標準示方書[2]では、ラーメン構造の構造細目として「柱とはりの節点部付近では、帯鉄筋またはスターラップを密に配置しなければならない」という規定があるのみで、具体的には規定されてい

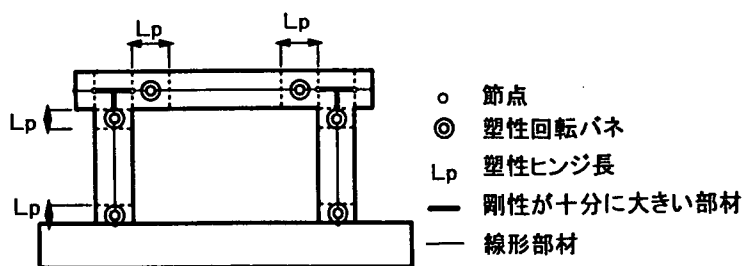


図-1 鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化

い。建築の分野では、はり柱節点部に関して多くの研究成果があり、たとえば鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説[3]においては、柱梁節点部の設計手法が示されている。しかし、本指針で規定されている手法は建築の分野で通常用いられている $1\text{m} \times 1\text{m}$ 程度の断面を有する部材を想定した規定であり、そのまま 2m あるいは 3m といった規模の断面を有する土木構造物に適用できるとは限らない。海外では、1989年のロムプリータ地震や1994年のノースリッジ地震における橋脚のはり柱節点部の損傷を契機にして、米国のカリフォルニアを中心にして研究が進められており、いくつかの設計手法が提案されている(たとえば[4])。しかし、海外の研究成果に関しては、我が国の構造物とは配筋細目が違っており、そのまま適用できるとは限らない。

本研究では、鉄筋コンクリートラーメン橋脚のはり柱節点部について、どのような条件では剛域として仮定でき、どのような条件ではぜい性的な破壊を防ぐことができるのかという点を把握することを目的として、建築の分野の手法や海外の研究成果を準用したいくつかの解析手法を用いてはり柱節点部の地震時挙動を検討するものである。

3. 研究内容

本研究は、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的耐力や変形性能を算出する場合のはり柱節点部を対象として、①剛域として仮定できるのか、②剛域として仮定できない場合でも、地震時にぜい性的な損傷を生じないようにできるのか、といった点について解析により検討する。解析手法としては、はり柱節点部のコンクリートの圧縮ストラットによる力の伝達に期待する手法、はり柱節点部に生じる引張応力度とコンクリートの引張強度を比較する手法、はり柱節点部に生じるせん断力に対してトラス理論に基づくせん断耐力で照査する手法の3種類の手法を用いた。これらの手法による解析の結果を用いて、既設の鉄筋コンクリートラーメン橋脚のはり柱節点部の地震時挙動を予測し、所定の耐震性能を満足するための配筋を具体的に検討した。

4. 研究結果

4. 1 解析手法

4. 1. 1 節点部のコンクリートの圧縮ストラットによる力の伝達に期待する手法

鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説[3]7章「柱梁接合部」によると、はり柱節点部のせん断力 V_{jh} は、図-2に示すようなはりおよび柱が終局曲げモーメント M_u に達したとき力のつり合いから次式により求められる。

$$V_{jh} = Tr + Cl \quad (1)$$

一般に、鉄筋コンクリートラーメン橋脚では Cl は0となり V_{jh} は以下のようにして算出される。

$$V_{jh} = Tr = Mu / hb \quad (2)$$

本指針(案)[3]では、はり柱節点部のせん断強度に関しては、はりと柱の圧縮領域を結ぶ対角線上の斜めコンクリート圧縮束を介しての力の伝達を期待し、節点部の横補強筋の効果は期待していない。横補強筋の役割としては、節点部の強度の増大とは考えずに節点部の剛性を確保することを期待し、横補強筋の最小鉄筋量を規定している。すなわち、節点部のせん断耐力 V_{ju} および横補強筋の鉄筋量 p_j は次式により算出される。

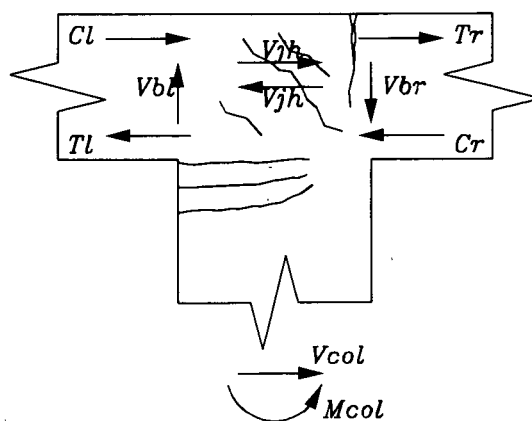


図-2 はり柱節点部の力のつりあい

$$V_{ju} = \kappa \cdot \sigma_{ck} \cdot b_j \cdot h_c \quad (3)$$

$$p_{jh} \geq 0.002 \quad \text{かつ} \quad p_{jh} = 0.003 \cdot V_{jh} / V_{ju} \quad (4)$$

ここに、 κ はT型の節点部では0.18とであり、 σ_{ck} はコンクリートの圧縮強度、 b_j は節点部の奥行長さおよび h_c は柱の断面高さである。

4. 1. 2 節点部に生じる引張主応力度とコンクリートの引張強度を比較する手法

T型の節点部の力のつりあいは、図-2と同じように考える。ここで、節点部の水平方向のせん断力 V_{jh} は(2)式と同じように $V_{jh} = M_u / h_b$ として算出できる。したがって、せん断応力度 v_j は

$$v_j = V_{jh} / (b_j \times h_c) \quad (5)$$

となる。ここに、 b_j は節点部の奥行長さ、 h_c は柱の断面高さである。また、節点部の鉛直方向の応力度 f_v は

$$f_v = P_{axial} / (b_j \times h_c)$$

として求められる。ここに P_{axial} は柱に作用する軸圧縮力である。 (6)

したがって、節点部におけるの引張主応力度 p_t は図-3に示すモールの円による解法により(7)式によって算出される。

$$p_t = \frac{f_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_v}{2}\right)^2 + v_j^2} \quad (7)$$

この引張主応力度 p_t が、コンクリートの引張強度より大きければコンクリートにひびわれは生じず、節点部が剛域として挙動することを期待できることになる。

4. 1. 3 トラス理論によりせん断耐力を算出する手法

本手法は、T型の節点部の力のつりあいを

図-3 モールの円による主応力度の算出

図-2と同じように考え、算出されたせん断力に対してトラス理論に基づき算出されるせん断耐力と比較して節点部の挙動を評価するものである。すなわち V_{jh} を(2)式により算出し、せん断耐力に関しては道路橋示方書・V耐震設計編[1]で規定している(8)式により算出するものである。

$$P_s = S_c + S_s \quad (8)$$

ここに、 S_c はコンクリートが負担するせん断耐力であり、 S_s は帯鉄筋が負担するせん断耐力である。 S_c および S_s はともに道路橋示方書・V耐震設計編9.5に規定されている手法により算出する。

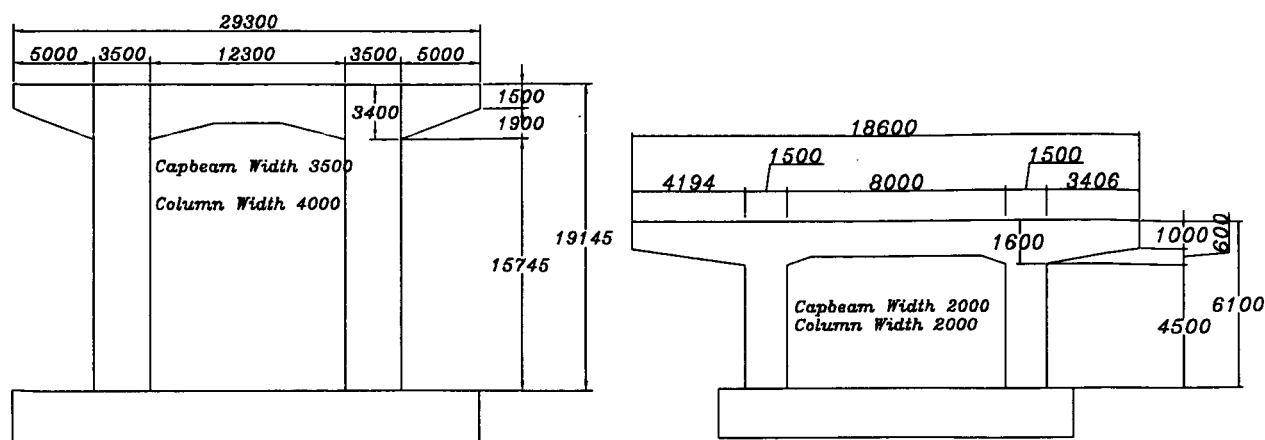
4. 2 実橋脚の解析例

図-4(a)に示す柱およびはりの断面高さが3.0m程度の大規模な鉄筋コンクリートラーメン橋脚をケース1とし、同図(b)に示す柱およびはりの断面高さが1.5m程度の規模の鉄筋コンクリートラーメン橋脚をケース2として、上記の手法によりはり柱節点部の解析を行った。両橋脚とも既設のRCラーメン橋脚のせん断補強筋だけを変更して破壊形態を曲げ破壊とするようにしたものである。ケース1とケース2の橋脚の断面諸元、配筋等を表-1に示す。また、表-1には、はりの終局曲げモーメント M_u および柱の軸力 P_{axial} もあわせて示す。ここで、柱の軸力は鉄筋コンクリートラーメン橋脚に終局水平耐力が作用しているときの軸力であるため、引張側と圧縮側で差があることに注意する必要がある。また、コンクリートの圧縮強度は 240 kg/cm^2 である。

4. 2. 1 節点部のコンクリートの圧縮ストラットによる力の伝達に期待する手法

(1) ケース1

式(2)より、 $V_{jh} = T = 10195 \text{ tfm} / 3.4 \text{ m} = 2999 \text{ tf}$ である。また、式(3)より、 $V_{ju} = \kappa \cdot \sigma_{ck} \cdot b_j \cdot h_c = 6048 \text{ tf}$ であり、 $V_{jh} < V_{ju}$ となる。また柱の帯鉄筋とはりの側面鉄筋を横補強筋として考慮すると、それぞれ p_{jh} は



(a)ケース 1

(b)ケース 2

図-4 はり柱節点部の解析を行った鉄筋コンクリートラーメン橋脚

表-1 はり柱節点部の解析を行った鉄筋コンクリートラーメン橋脚の諸元および配筋

		ケース 1	ケース 2
柱	断面	4m × 3.5m	2m × 1.5m
	軸方向鉄筋	D51およびD35	D32およびD22
	軸方向鉄筋比	p = 1.3%	p = 0.99%
	横方向鉄筋	D22@150	D19@150
	横方向鉄筋体積比	$\rho_s = 1.29\%$	$\rho_s = 1.02\%$
はり	断面	3.5m × 3.4m	2.0m × 1.6m
	軸方向鉄筋	D35	D32, D29, D25
	軸方向鉄筋比	p = 1.1%	p = 0.79%
	横方向鉄筋	D22@150	D19@150
	帯鉄筋比	p _w = 0.6%	p _w = 0.48%
	はりの終局曲げモーメント	M _u = 10195tfm (圧縮) M _u = 9633tfm (引張)	M _u = 614tfm (圧縮) M _u = 408tfm (引張)
	柱の軸圧縮力	P _{axial} = 3675tf (圧縮)	P _{axial} = 450tf (圧縮)
		P _{axial} = 0tf (引張)	P _{axial} = 0tf (圧縮)

0.06%および0.23%となり、式(4)を満足し、横拘束筋としての最小鉄筋量を満足する。

(2)ケース 2

式(2)より、 $V_{jh} = T = 614\text{tfm}/1.6\text{m} = 384\text{tf}$ である。式(3)より、 $V_{ju} = \kappa \cdot \sigma_{ck} \cdot b_j \cdot h_c = 1296\text{tf}$ であり、 $V_{jh} < V_{ju}$ となる。また柱の帯鉄筋とはりの側面鉄筋を横補強筋として考慮すると、それぞれ p_{jhl} は0.10%および0.11%となり、式(4)を満足し、横拘束筋としての最小鉄筋量を満足する。

4. 2. 2 節点部に生じる引張主応力度とコンクリートの引張強度を比較する手法

(1)ケース 1

式(5)より、節点部のせん断応力度 v_{jh} は、

$$v_j = V_{jh} / (b_j \times h_c) = 2999000\text{kgf} / 400\text{cm} \times 350\text{cm} = 21.4\text{kgf/cm}^2 \text{ (圧縮側の節点部)}$$

$$v_j = V_{jh} / (b_j \times h_c) = 2833000 \text{kgf} / 400 \text{cm} \times 350 \text{cm} = 20.2 \text{kgf/cm}^2 \text{ (引張側の節点部)}$$

として算出される。また式(6)より軸方向圧縮応力度 f_v は圧縮側の節点部では、

$$f_v = P_{axial} / (b_j \times h_c) = 3675000 \text{kgf} / 400 \text{cm} \times 350 \text{cm} = 26.3 \text{kgf/cm}^2$$

として、引張側節点部では $f_v=0$ として計算される。したがって、引張主応力度 p_t は、それぞれ

$$p_t = \frac{f_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_v}{2}\right)^2 + v_j^2} = \frac{26.3}{2} - \sqrt{\left(\frac{26.3}{2}\right)^2 + 20.2^2} = 12.0 \text{kgf/cm}^2 \text{ (圧縮側)}, p_t = 20.2 \text{kgf/cm}^2 \text{ (引張側)}$$

として算出される。ここで、コンクリートの引張強度 σ_t は[2]によると 14.8kgf/cm^2 であり、引張側の節点部では、 $p_t > \sigma_t$ となり節点部にはひびわれが生じることが予想される。

(2) ケース 2

ケース 1 と同様に式(5)より、節点部のせん断応力度 v_{jh} は、

$$v_j = V_{jh} / (b_j \times h_c) = 384000 \text{kgf} / 200 \text{cm} \times 150 \text{cm} = 12.8 \text{kgf/cm}^2 \text{ (圧縮側の節点部)}$$

$$v_j = V_{jh} / (b_j \times h_c) = 255000 \text{kgf} / 200 \text{cm} \times 150 \text{cm} = 8.5 \text{kgf/cm}^2 \text{ (引張側の節点部)}$$

として算出される。また式(6)より軸方向圧縮応力度 f_v は圧縮側の節点部では、

$$f_v = P_{axial} / (b_j \times h_c) = 450000 \text{kgf} / 200 \text{cm} \times 150 \text{cm} = 15.0 \text{kgf/cm}^2$$

として、引張側節点部では $f_v=0$ (引張側) として計算される。したがって、引張主応力度 p_t は、それぞれ

$$p_t = \frac{f_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_v}{2}\right)^2 + v_j^2} = \frac{15.0}{2} - \sqrt{\left(\frac{15.0}{2}\right)^2 + 12.8^2} = 7.3 \text{kgf/cm}^2 \text{ (圧縮側)}, p_t = 8.5 \text{kgf/cm}^2 \text{ (引張側)}$$

として算出される。ここで、コンクリートの引張強度 σ_t は 14.8kgf/cm^2 であり、圧縮側、引張側の節点部ともに $p_t < \sigma_t$ となり節点部にはひびわれが生じないことが予想される。

4. 2. 3 トラス理論によりせん断耐力を算出する手法

(1) ケース 1

節点部のせん断力は 4. 2. 1 で算出したように $V_{jh} = T = 10195 \text{tfm} / 3.4 \text{m} = 2999 \text{tf}$ となる。節点部のせん断耐力のうちコンクリートが負担するせん断耐力はコンクリートの設計基準強度 240kgf/cm^2 、有効高 3.2m 、柱の引張主鉄筋比が 0.65% であることから $S_c = 430 \text{tf}$ として算出される。また、帯鉄筋が負担するせん断耐力は柱の帯鉄筋 D22 が 150mm 間隔で配筋され、はりの軸方向鉄筋 D35 のうち側方鉄筋が鉛直方向に 150mm 間隔で配筋されていることをもとにして算出すると、 $S_s = 2922 \text{tf}$ となる。したがって、せん断耐力 $P_s = 430 + 2922 = 3352 \text{tf}$ となる。すなわち、 $V_{jh} < P_s$ となり、このケースではトラス理論に基づくせん断耐力に基づく、はり柱節点部はぜい性的なせん断破壊を生じず、損傷は柱もしくははり部材に生じることが予想される。

(2) ケース 2

節点部のせん断力は 4. 2. 1 で算出したように $V_{jh} = 384 \text{tf}$ である。節点部のせん断耐力のうちコンクリートが負担するせん断耐力はコンクリートの設計基準強度 240kgf/cm^2 、有効高 1.4m 、柱の引張主鉄筋比が 0.45% であることから $S_c = 119 \text{tf}$ として算出される。また、帯鉄筋が負担するせん断耐力は柱の帯鉄筋 D19 が 150mm 間隔で配筋され、はりの軸方向鉄筋 D25 のうち側方鉄筋が鉛直方向に 300mm 間隔で配筋されていることをもとにして算出すると、 $S_s = 402 \text{tf}$ となる。したがって、せん断耐力は $P_s = 119 + 402 = 521 \text{tf}$ となる。すなわち、 $V_{jh} < P_s$ となり、このケースではトラス理論に基づくせん断耐力によると、はり柱節点部はぜい性的なせん断破壊を生じず、損傷は柱もしくははり部材に生じることが予想される。

4. 2. 4 解析のまとめおよび配筋の検討

ケース 1 の鉄筋コンクリートラーメン橋脚については、4. 1. 1 の検討手法によりはり柱節点部はコンクリートの圧縮ストラットにより力の伝達を期待できる結果を得た。また、4. 2. 2 の検討の結果、はりおよび柱が終局耐力に達した状態では、この節点部にはひびわれが生じることがわかった。そして、4. 2.

3の検討の結果、節点部に柱の帯鉄筋D22が150mm間隔で配筋され、はりの軸方向鉄筋D35のうちの側方鉄筋が鉛直方向に150mm間隔で配筋されていれば、はり柱節点部はぜい性的なせん断破壊は生じず、損傷は柱もしくははり部材に生じることが予想されることがわかった。また、ケース2の鉄筋コンクリートラーメン橋脚については、ケース1と同様に4. 2. 1の検討よりコンクリートの圧縮ストラットにより節点部は力の伝達を期待できる結果を得た。また、4. 2. 2の検討の結果、はりおよび柱が終局耐力に達した状態でも、この節点部にはひびわれが生じないことがわかった。4. 2. 3の検討の結果に基づき、ケース1について必要とされる配筋の詳細を図-5に示す。はり柱節点部はかなり鉄筋が交錯し繁雑ではあるが、配筋の施工は可能であると考えられる。

5. 結論及び今後の検討課題

5. 1 結論

8年度は、道路橋示方書・V耐震設計編[1]に新たに規定された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法において地震時に剛域として挙動することを前提としているはり柱節点部の挙動について3種類の解析手法により検討を行った。この解析手法により既設の橋脚のはり柱節点部を照査した結果、大規模なラーメン橋脚の例でははり柱節点部にはひびわれが生じるもののぜい性的な損傷を生じない配筋とすることが可能であることがわかった。通常規模のラーメン橋脚の例では、はり柱節点部にはひびわれは生じず剛域として仮定することが妥当であることがわかった。

5. 2 今後の検討

本年度の検討を踏まえ、今後は、はり柱節点部の繰返し載荷実験によりここで示した解析手法の妥当性を検討する必要がある。特に、はり柱節点部のせん断耐力をトラス理論に基づく考え方を適用してよいかどうかについての検討が必要である。また、はり柱節点部の動的挙動に関して、FEM解析等のより詳細な解析を行い、ここで示した解析手法の妥当性を検討する必要がある。

参考文献

- [1] 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成8年12月
- [2] 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、平成8年制定
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988
- [4] John Wiley and Sons, Inc., Seismic Design and Rtrofit of Bridges, M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi, 1996

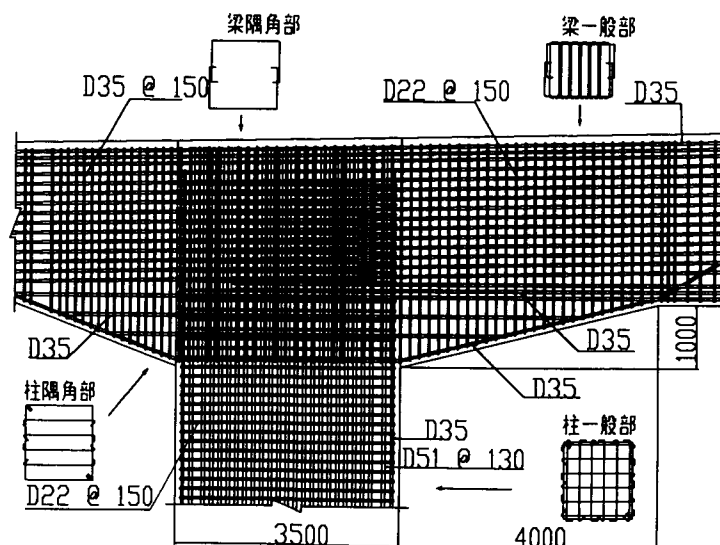


図-5 節点部の配筋例(ケース1)

14. RC橋脚の耐力・変形性能に関する調査

(一般国道直轄改修費〈測量及び試験費〉)

耐震研究室

室長 大塚 久哲 室長 運上 茂樹

主任研究員 寺山 徹 研究員 星隈 順一

研究員 長屋 和宏

佐藤 貴志

1. まえがき

兵庫県南部地震では、多数の道路橋に大きな被害を生じた。RC橋脚の中にも落橋に至るような大被害を生じたものがあったことから、大きな地震力を受けたときでも致命的な損傷を生じないようなRC橋脚の耐震設計手法の確立が必要とされている。本調査は、RC橋脚の動的な耐力や変形性能を合理的に解析する手法について検討し、大地震に対して耐えられるような構造を検討するものである。

2. じん性の向上方法の検討

本研究は、矩形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚の中間帯鉄筋の配筋細目および軸方向鉄筋の径の違いが変形性能に与える影響について検討したものである。

図-1には5種類の供試体の諸元および配筋を示す。1200mm×600mmの断面をもつ供試体に対して載荷高さ2,400mmにおいて一定振幅変位漸増方式で正負交番載荷実験を行った。

図-2には、正負繰返し載荷実験の結果得られた各ケースの履歴吸収エネルギーを比較した図を示す。エネルギー吸収性能はケース5、ケース1、ケース2、ケース4、ケース3の順に向上している。ケース5は中間帯鉄筋がないので、内部コンクリートの拘束効果が小さくエネルギー吸収性能が悪い。ケース1については、かぶりコンクリートがはく離した後は、U字型の中間帯鉄筋の拘束力が緩むことにより軸方向鉄筋の変形が大きくなり、軸方向鉄筋が破断したため、エネルギー吸収性能はほぼケース5とほぼ同程度であった。ケース3については、軸方向鉄筋の径が太く剛性が大きいことにより、かぶりコンクリートがはく離した後の軸方向鉄筋の変形が小さくなり、軸方向鉄筋の破断が遅れ、エネルギー吸収性能が大きくなった。ケース4については、かぶりコンクリートがはく離した後もフレア溶接により力が伝達される中間帯鉄筋の拘束力が保たれ、エネルギー吸収性能が大きくなったと思われる。

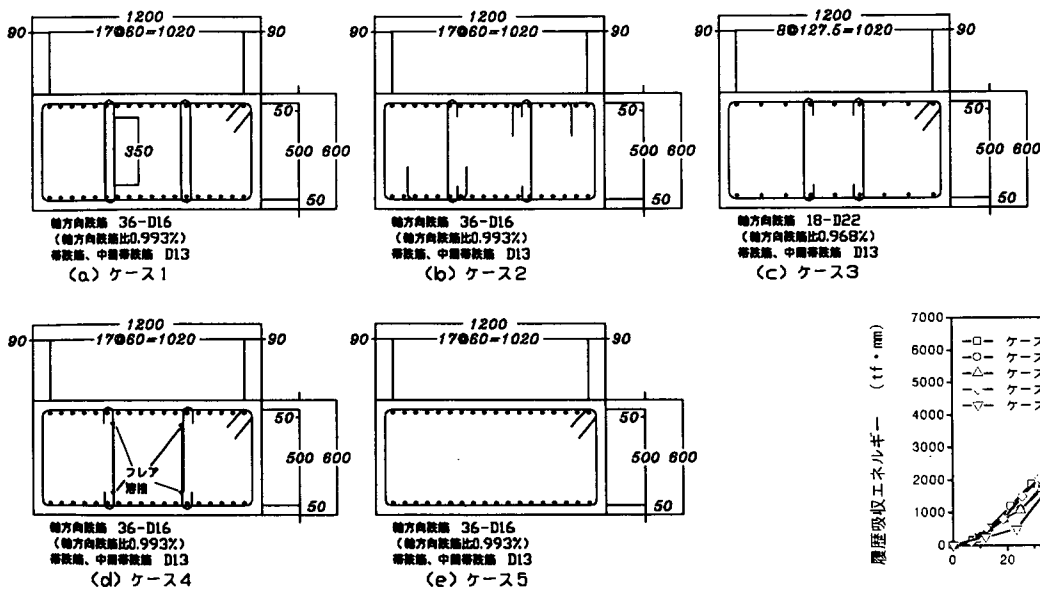


図-1 実験供試体

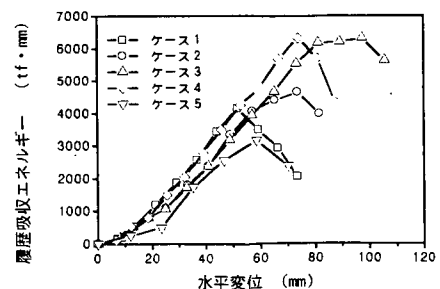


図-2 エネルギー吸収性能の比較

3. 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす載荷繰返し回数の影響

平成7年1月の兵庫県南部地震では、弾性応答にして2.0G程度にも及ぶ地震動が観測されたが、平成2年道路橋示方書で想定しているプレート境界型の大規模な地震による地震動と比較すると、単に地震動の強度

が大きいだけでなく、その継続時間が短く、橋脚に生じる応答の繰返し回数が少ない点にも大きな特徴が見られた。そこで、本研究では、同一の鉄筋コンクリート橋脚模型供試体に対して、載荷繰返し回数を変化させて正負交番載荷実験を行い、変形性能に及ぼす影響を検討した。そして、応答の繰返し特性を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価手法に関する提案を行った。

実験に用いた模型供試体(P-1~P-3)は、断面が60cm×60cmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3.01m、せん断支間比は5.0であり、軸方向鉄筋比は0.95%、帯鉄筋体積比 ρ_s は0.3%である。本実験では、載荷繰返し回数が変形性能に及ぼす影響について検討することを目的として、P-1~P-3供試体では各載荷ステップにおける載荷繰返し回数をそれぞれ1回、3回、10回とし、水平変位は $1\delta_{y0} \rightarrow 2\delta_{y0} \rightarrow 3\delta_{y0} \rightarrow 4\delta_{y0} \rightarrow \dots$ と順次漸増させた。

図-3は、各供試体の載荷点位置における水平荷重-水平変位の履歴曲線を示したものである。各供試体とも、最大水平耐力は約15tfであり、載荷繰返し回数の影響は見られない。しかしながら、載荷繰返し回数は、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に有意な影響を及ぼしており、載荷繰返し回数が少ない供試体ほど、最大水平耐力を維持する最大変位は大きくなっていることがわかる。また、載荷繰返し回数の影響が顕著に表れ始めているのが $5\delta_{y0}$ の載荷時であり、P-3供試体ではかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈が生じているのに対し、他の供試体では水平びわれが生じている程度である。

道路橋示方書V耐震設計編(平成8年)に基づいて水平荷重-水平変位の関係を計算し、これを実験により得られた履歴曲線の包絡線と比較した結果を図-4に示す。ここでは、載荷繰返し回数を1回及び3回としたP-1及びP-2供試体ではタイプIIの地震動に対する終局ひずみを、また、載荷繰返し回数が10回のP-3供試体に対しては、タイプIIの地震動に対する終局ひずみを用いて解析を行った。なお、水平変位の評価では、実験において計測した軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位を加算している。これより、解析により得られた終局変位は、いずれの供試体とも、かぶりコンクリートが剥落した時の変位に概ね相当していることがわかった。

4. 成果の反映

これらの研究成果は平成8年の道路橋示方書の改訂にあたって、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法の規定に反映された。

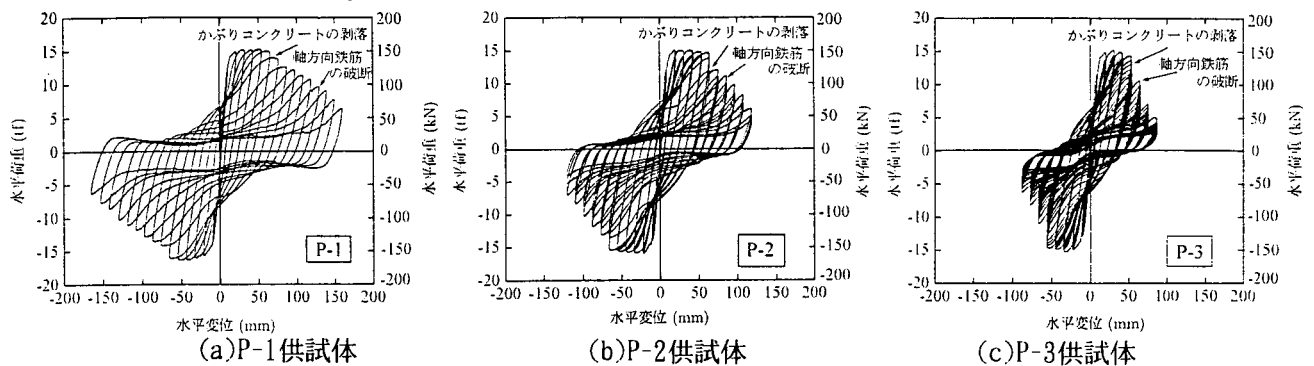


図-3 水平力-水平変位関係の履歴曲線

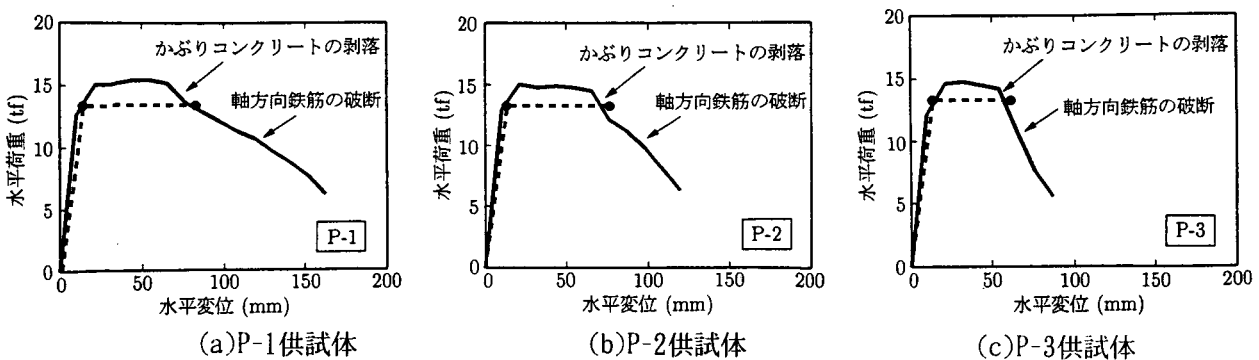


図-4 水平力-水平変位関係の履歴曲線の包絡線と計算値の比較