

2.3 橋梁

平成7年兵庫県南部地震では、多くの橋梁構造物に甚大な被害が生じた。橋梁構造物の破壊により、十数名の尊い人命も失われた。また、橋梁構造物の倒壊が緊急車両の通行や復旧、経済活動を妨げたとも指摘されている。新幹線の高架橋は、新幹線が営業を開始する前ということで人命を失うことはなかったが、もし営業が開始されていたら、その事故は想像絶するものであったろうと指摘されている。

従来、我が国の橋梁構造物の耐震設計は、設計水平震度0.2~0.3という慣性力を静的に作用させ発生応力度を許容応力度以下に留めておけば、たとえ設計水平震度よりも大きな地震力が作用した場合でも、その塑性変形能力によって大規模な地震にも耐えうるとわれて来た。しかし、平成7年兵庫県南部地震における橋梁構造物の被害は、実際に作用する最大級の地震力に対してどこまでの塑性変形ならば橋梁としての機能を失わずいられるかを照査する必要があることを示唆している。

2.3.1 橋梁に関する被害形態と耐震設計上の課題

橋梁の耐震設計は、地震による被害を経験・教訓としながら整備されてきた。しかし、平成7年兵庫県南部地震では、1923年関東地震に始まり1994年の平成6年北海道東方沖地震に至るまでの間に経験した被害形態だけでなく、新たな形の被害も出現した。平成7年兵庫県南部地震は、橋梁構造物に様々な形態の被害が生じることを示したという点では、1923年関東地震以上の影響を、橋梁の耐震設計分野に与えたと言える。

本章では、橋梁の設計に係わる技術者が、地震によって橋梁がどのような被害を受けるかを理解する為の資料の紹介と、平成7年兵庫県南部地震による被害形態とそれより想定される耐震設計上の課題を整理した。

(1) 橋梁に関する被災報告書の整理

1923年関東地震から平成7年兵庫県南部地震までの地震による橋梁の被害報告書の一覧を、表-2.3.1.1に示す。表中には載せなかったが、諸先輩がたとの座談会という形で、新潟地震以後の地震被害の教訓についてまとめたものとして、次のような資料がある。

土木研究所資料第3277号 道路橋の耐震設計に関する研究

—地震被害から学んだ教訓と今後の技術開発— 平成6年7月

平成7年兵庫県南部地震における橋梁構造物の被害をまとめたものとして、次の報告書が土木学会から刊行されている。

阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章 橋梁

阪神・淡路大震災調査報告編集委員会（社）土木学会 1996年12月10日

表 - 2. 3. 1. 1 主要地震とその報告書の整理

| 主要地震 | 報告書等 | 発行年月 | 発行所 |
|-------------|---|-------------------------------------|------------------------|
| 1923 関東 | 大正12年関東大地震震害調査報告(第三巻) 橋梁・建築物之部、道路橋之部 | | (社) 土木学会 |
| 1946 南海(道) | 南海地震および福井地震による橋梁基礎被害残存調査資料 | 土木研究所資料第256号 昭和43年12月 | 建設省土木研究所 |
| 1948 福井 | 南海地震および福井地震による橋梁基礎被害残存調査資料 | 土木研究所資料第256号 昭和43年12月 | 建設所土木研究所 |
| 1952 十勝沖 | 東北地方における1968年十勝沖地震災害の概要 | | |
| 1964 新潟 | 昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査 | 土木研究所資料第1591号 昭和55年7月 | 建設省土木研究所振動研究室 |
| | 新潟地震調査報告 | 土木研究所報告第125号 昭和40年6月 | 建設所土木研究所 |
| 1968 十勝沖 | 東北地方における1968年十勝沖地震災害の概要 | 1968. 7 | 土木学会誌 |
| | 北海道地方における1968年十勝沖地震災害の概要 | 1968. 7 | 土木学会誌 |
| 1978 宮城県沖 | 1978年6月宮城県沖地震による橋梁震害調査報告書 | 昭和53年3月 | 宮城県土木部道路建設課 |
| | 1978年6月宮城県地震被害調査速報 | 土木技術資料20-8'78 1978. 8 | 土木研究所第一次調査団 |
| | 宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書 | 昭和55年3月 | (社) 日本道路協会他 |
| | 1978年 宮城県沖地震調査報告書 | 昭和55年4月 | (社) 土木学会東北支部 |
| | 1978年 宮城県沖地震災害調査報告 | 土木研究所報告第159号 昭和58年3月 | 建設省土木研究所 |
| 1978 伊豆大島近海 | 1978年伊豆大島近海地震災害調査報告 | 土木研究所報告第158号 昭和57年3月 | 建設省土木研究所 |
| 1983 日本海中部 | 昭和58年(1883年)5月28日日本海中部地震能代市災害記録 -この教訓を後世に- | 昭和60年3月 | 能代市 |
| | 昭和58年日本海中部地震-土木施設等災害記録- | 昭和59年5月 | 秋田県土木部 |
| | 1983年日本海中部地震災害調査報告 | 土木研究所報告第165号 昭和60年3月 | 建設省土木研究所 |
| 1984 長野県西部 | 長野県西部地震による被害および震後体制の概要 | 土木研究所資料第2159号 昭和59年12月 | 建設省土木研究所耐震研究室 |
| 1993 釧路沖 | 平成5年釧路沖地震災害調査速報 | 土木技術資料35-4'93 1993. 4 | 土木研究所第一次調査団 |
| | 釧路沖地震及び北海道南西沖地震によるRC橋脚主鉄筋段落し部の被害とその解析 | 土木研究所資料第2159号 平成6年6月 | 建設省土木研究所耐震研究室 |
| | 最近の地震による道路橋被害の特徴 | 基礎工'93.12 1993.12 | 川島, 運上, 中島, 星隈 |
| | 平成5年釧路沖地震での道路橋被害について | | 北海道開発局土木研究所 |
| | 釧路沖地震による道路橋の被害概要 | | 建設省土木研究所耐震研究室 |
| 1993 能登半島沖 | 平成5年能登半島沖地震災害調査速報 | 土木技術資料35-6'93 1993. 6 | 二宮, 米田, 星隈 |
| 1993 北海道南西沖 | 平成5年7月北海道南西沖地震被害調査概報 | 土木研究所資料第3204号 1993. 7 | 土木研究所第一次調査団 |
| | 平成5年北海道南西沖地震災害調査速報 | 土木技術資料35-10'93 1993.10 | 土木研究所第一次調査団 |
| | 最近の地震による道路橋被害の特徴 | 基礎工'93.12 1993.12 | 川島, 運上, 中島, 星隈 |
| 1994 北海道東方沖 | 平成6年北海道東方沖地震速報 | 平成6年11月 | 北海道開発局 開発土木研究所構造研究室 |
| | 平成6年北海道東方沖地震災害調査速報 | 土木技術資料37-1'95 1995.1 | 土木研究所第一次調査団 |
| | 1994年北海道東方沖地震による道路橋の被害とその特徴 | 橋梁と基礎'95.2 1995.2 | 川島, 高木, 鈴木, 長屋 |
| 1995 兵庫県南部 | 平成7年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報 | 土木研究所資料第3362号 平成7年3月 | 建設省土木研究所 |
| | 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査 中間報告書 | 平成7年3月 | 兵庫県南部地震 道路橋震災対策委員会 |
| | 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書 | 平成7年12月 | 兵庫県南部地震 道路橋震災対策委員会 |
| | 阪神大震災災害調査 緊急報告会資料 | 平成7年2月 | (社) 土木学会 |
| | 土木学会阪神大震災震災調査 第二次報告会資料 | 平成7年3月 | (社) 土木学会 |
| | 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編) | 平成8年3月 | (社) 地盤工学会 |
| | 兵庫県南部地震鋼管杭基礎調査報告書(第2次) | 平成8年3月 | 鋼管杭協会 |
| | 兵庫県南部地震による高速道路の被害状況報告 | プレストコンクリート Vol. 37, No.5 平成7年10月 | (社)プレストコンクリート技術協会 |
| | 兵庫県南部地震による鉄道橋の被害 | プレストコンクリート Vol. 37, No.5 平成7年10月 | (社)プレストコンクリート技術協会 |
| | 兵庫県南部地震PC構造物震害調査報告 | プレストコンクリート Vol. 37, No.5 平成7年10月 | (社)プレストコンクリート技術協会 |
| | 鋼構造物にみる阪神大震災の教訓 | JSSC No.16, 1995 平成7年4月 | (社) 日本鋼構造協会 |
| | 兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査(中間整理) | 1995. 8 | 鉄道施設耐震構造検討委員会 |
| | 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式 | コンクリート技術シリーズ No.12 1996 | 阪神大震災調査研究特別委員会 |
| | 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会中間報告書 | 1995.12 | 日本コンクリート工学協会近畿支部 |

(2) 平成7年兵庫県南部地震における橋梁の被害形態

現在までに得られている知見に基づいて、平成7年兵庫県南部地震による橋梁の被害形態の概要を整理する。

1) 上部構造（桁）

上部構造（桁）の被害は、平成7年兵庫県南部地震以前にも幾つか報告されているが、同様な被害やそれよりも大きな被害が兵庫県南部地震では数多く見られた。

上部構造（桁）は、落橋に至ったものがあるが、阪神高速道路5号湾岸線の西宮港大橋に隣接する支間長52mの大阪側単純箱桁一連の落橋や、阪神高速道路3号神戸線西宮市浜脇町（札場）の4径間の鋼単純箱桁橋の中央2径間の落橋を除けば、鉄道橋と道路橋の何れも、橋脚の破壊（RC橋脚のせん断破壊や鋼製橋脚の圧壊等）に起因したものである。また、西宮港大橋での落橋も、支承や桁連結装置の破壊と液状化や地盤流動による基礎の移動等が複合して起きたものと考えられており、上部構造（桁）そのものが原因とはなっていない。札場の場合は、支承が破壊し、上部構造が橋軸方向に移動し、一種の玉突状態が生じたと考えられており、支承の破壊が起点ではあるが、単純桁を連ねるとい構造形式が落橋の原因と考えることもできる。

上部構造に見られた被害をまとめると次のようになる。

- ①鋼桁における破断や変形および局部座屈
- ②コンクリート桁における剥離や脱落およびひび割れ
- ③桁の移動やずれおよび沈下

①と②は、主に支承が破壊し、支承から桁が落下したために生じた被害がほとんどである。これは、支承が有している水平方向の支持機構のみならず鉛直方向の支持機構をも失われたために生じた被害である。今後は、支承の機能の基本である、鉛直方向の支持機構の保持が地震の最中と震後に確保されるのであるならば、このような被害は、減少すると思われる。

③も、基本的には、支承や落橋防止構造の破壊に起因している。橋軸直角方向へのずれ量は、阪神高速道路3号神戸線の湊川ランプや一般国道2号浜手バイパスの様に線形が曲線となっている上部構造や、名神高速道路武庫川橋のように斜角を有する上部構造において大きかった。

以上のように、上部構造の被害の多くは、支承や落橋防止構造等および橋脚の破壊に起因していることが多い。これに対して、支承や落橋防止構造および橋脚からみれば、上部構造の慣性力が大きいから破壊したという主張が当然聞かれる。しかし、上部構造の諸元が常時（活荷重）で決まっている現状を考えると、やはり、支承や落橋防止構造および橋脚の耐震性能をUPするのが順当と考えられる。

上部構造の被害でもう一つ大事なこととして、避難施設をあげることができる。兵庫県南部地震では、阪神高速道路に取り付けられている非常用階段が落下している被害があった。高速道路の利用者の避難路を確実に確保するためには、避難施設にも耐震設計が必要である。

2) 支承・落橋防止構造

道路橋の調査対象の支承線数5,741のうち、被災度がB以上と判定された支承は、28%の1,604%支承線である。ちなみに、橋脚において被災度がB以上と判定された比率は、鋼橋脚で14%、RC

橋脚で13%であるが、支承の被災率は橋脚の被災率の約2倍である。支承を金属支承とゴム支承に分けた場合、被災度B以上と判定された支承は、金属支承では34%、ゴム支承では2%の被災率であり、ゴム支承の被災率が非常に小さい。ゴム支承には被災度Aランク以上はない。固定支承の場合では、ピン形式の被災率が45%に達し（被災度Bランク以上）約半数に近い杓が大きい被害を受け、BP形27%（同）、ピボット形式の21%（同）がつづいている。可動支承の場合では、ローラー形式の被災率が48%に達し（被災度Bランク以上）ほとんど半数に大きな被害が発生し、BP形式の39%（同）これにつづいている。

支承の代表的な被害事例を次に示す。

①サイドブロック部の被害

下杓と一体形式のサイドブロック部の場合は、水平地震力により脆性的に破断した例が多く、ボルト形式のサイドブロック部の場合は、ボルトの伸びや破断の例が多い。

②荷重支持機能の損失

- ・BP支承におけるベアリングプレートの抜け出し
- ・ローラー支承におけるローラーの抜け出し
- ・ピン支承におけるピンの抜け出し、破断、支承自体の転倒

設計震度を大幅に超える地震慣性力により、被害が数多く発生している。

③支承の損壊による主構造の被害

ピン支承やローラー支承は、その損傷が、上部構造の桁端部に大きな損傷をもたらした。箱桁が連続する区間でこの事例が数多く発生し、早期復旧を困難にする原因となった。

④桁連結装置の破断、桁ウェーブの破断

以上のように、支承部に発生したBランク以上（支承の取り換えが必要）の被害率は、橋脚のその2倍に達している。また、支承の破壊に伴って、①落橋、②主構造である桁端部の損壊、が発生し、特に②は数多く発生している。①、②は二次的な被害をもたらす可能性があると共に、復旧に多大な費用と、時間を要する結果を招く。しかし、被害例の中には、支承がヒューズメンバ的に機能し、桁端部に損傷をもたらさずに地震動の早期に壊れた例もあり、落橋さえ防止すれば今後の支承設計のヒントとなる可能性がある。

支承の形式別の被害率としては、固定支承ではピン形式が、可動支承ではローラー形式が他の形式を相当上回っており、約半数がBランク以上の被害を受けている。固定、可動共BP支承がこれに次いでいる。

ピン形式や固定のBP支承は変形性能がほとんどないため、設計震度を上回るような地震力に対して大きな被害率になったのは当然と考えられる。

3) RC橋脚

橋梁形式（単柱形式、ピルツ形式、ラーメン形式）や橋脚の構造諸元（せん断スパン比、引張鉄筋比、せん断補強筋比、軸方向応力度）などによって、被害の状況は変わっているが、基本的には次のように分類できる。

すなわち、損傷位置としては、ラーメン高架橋以外はほとんどが橋脚の基部、中間の段落し部に

分類され、ラーメン高架橋では柱の中間はりまたは上はりの近傍であった。また、損傷モードとしては、曲げ破壊、せん断破壊、曲げせん断破壊に分類される。このうち曲げ破壊は優れた変形性能を有していることから崩壊などの大きな被害に至った例はほとんどなく、被害の大きかったものは、せん断破壊、曲げせん断破壊である。

被害の発生の最大の原因は、根本的には、設計時に想定していなかったような過大な地震力が作用したことによるが、被害を大きくした原因としては、脆性的なせん断破壊が先行したことである。その要因としては、鉄筋段落し部の定着長の不足していたこと（道路橋）、ラーメン高架橋の柱が中間ばりの存在により細長比が小さかったこと（鉄道橋）、あるいはせん断補強筋の量が不足していたこと（昭和39年以前の設計基準による道路橋）が指摘されている。また、鉄道高架橋については、構造物の固有周期が地震動の主要な周期帯にあり共振の影響のあったことも指摘されている。

なお、破壊に対する他の要因として、鉛直地震動の影響、上部工の回転慣性の影響（ピルツ高架橋において）が挙げられる。鉛直地震動の影響については、ピルツ橋を対象に解析により検討されている。それによると、水平動よりも鉛直動の大きかった地震記録（尼崎市、水平269gal, 鉛直326gal）を2倍に増幅した波をピルツ橋のモデルに入力した場合ではその影響が認められているが、その場合でも支配的要因ではなく、鉛直動の影響は顕著ではないとの見解が一般的である。また、上部工の回転慣性の影響についても解析により検討されており、無視できないが支配的要因ではないことが指摘されている。

4) 鋼製橋脚

表-2.3.1.2に鋼製橋脚の被災度とその路線別の集計を示した。また、表-2.3.1.3には、代表的な橋脚における被害例を示した。座屈による被災が多いが、脆性破壊や低サイクル疲労による被災もみられる。鋼製橋脚は、その素材（鋼材）は延性に富んだ材料であるが、構造としては、座屈によりその変形性能が支配されており、平成7年兵庫県南部地震でも、鋼製橋脚が有している座屈（耐荷力）特性が被災程度の明暗を分けたと言える。

表-2.3.1.2 鋼製橋脚の被害の全体状況（被災橋脚数）

| 被災度 | A _s | A | B | C | D | 計 |
|--------|----------------|----|----|-----|-----|-----|
| 国道 | 1 | 3 | 11 | 5 | 25 | 45 |
| 阪高神戸線 | 3 | 8 | 12 | 112 | 28 | 163 |
| 阪高湾岸線 | 0 | 0 | 13 | 21 | 109 | 143 |
| 名神・中国道 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 | 4 |
| 計 | 4 | 11 | 36 | 138 | 166 | 355 |

国道2, 43, 171, 176号

表-2.3.1.3 鋼製橋脚の被害の個別状況

| 区分 | 場所 | 被害 |
|-----------|-----------|----------------------------------|
| 国道2号 | 浜手バイパス | ラーメン脚角柱の下段柱中間が座屈 |
| 国道43号 | 岩屋高架橋 | T脚角柱の角溶接部が引き裂かれ4面くの字に圧壊 |
| ハーバーハイウェイ | | 門型ラーメン脚の隅角部が脆性破壊 |
| 阪高神戸線 | 建石交差点 | T脚角柱の角溶接部が引き裂かれ4面くの字に圧壊 |
| | | 梁先端のRC柱との間のピンがはずれ地震力が集中か？ |
| | | 柱座屈→梁座屈→死荷重集中→柱圧壊。梁先端のRC柱2本は軽傷 |
| | 二葉町 | 角柱下部が座屈とピン剥離 |
| | 浜脇 | 角柱が局部座屈 |
| | JR和田岬線跨線部 | 丸柱下部が損傷 |
| 阪高湾岸線 | 新芦屋川橋 | 2層ラーメン脚のウエブがX形の剪断座屈 |
| | 西宮港大橋 | P99ラーメン脚が西に8cm変位し側径間が落橋 |
| | 東神戸大橋 | 端・中間橋脚の水平梁が剪断座屈、柱基部フランジ曲げ座屈 |
| | 六甲アイランド橋 | アーチ橋が横移動し、P213門型脚の角柱が弾性ねじり変形2.3m |
| 六甲ライナー | | 橋脚が座屈 |
| JR | 三宮駅付近 | 脚柱（ロッカー式）がすべて山側に傾斜 |
| 神戸高速鉄道 | 三宮駅付近 | 丸脚（遠心鑄鋼管）が脆性破壊 |

5) 基礎構造

兵庫県南部地震において生じた土木構造物の被害は直接目視できる上部構造だけでなく、基礎構造物も大きな影響を受けたことが象徴的なものの一つである。被害地域である大阪北部から兵庫県南部には、大阪と神戸を結ぶ都市間幹線道路だけでなく、西日本と東日本とを結ぶ主要幹線道路が集中し、またそれらは中国自動車道を除き六甲山地と大阪湾に挟まれた狭い地域を通過している。

今回の地震により大きな被害を受けた路線は、特に揺れの強い地域に沿って走る1)阪神高速3号神戸線、2)阪神高速5号湾岸線、3)ハーバーハイウェイ、4)国道2号浜手バイパス等の高架道路が上げられる。また、2)、3)、4)は埋立て地盤上に建設されている。

本地域の高架橋の基礎は、表-2.3.1.4に示すように約80%が杭基礎形式を採用しており、その多くは鉄筋コンクリート場所打ち杭基礎である。場所打ち杭の施工が困難な海岸線近傍や海中に位置する橋脚の基礎として、大口径鋼管杭基礎形式を採用している。

ケーソン基礎形式は埋立て地間の水路を跨ぐ長大スパン橋梁基礎として採用されている。一方、直接基礎形式はランプ部の比較的高さの低い橋脚や神戸3号線、中国自動車道等の良好な支持地盤が地表近くに位置する場合に採用されている。

a. 基礎形式と被害

杭基礎の内、場所打ち鉄筋コンクリート杭は杭頭部分だけではなく、杭の中間部分や支持層への根入れ付近において損傷を受けている事例がある。一方、直接基礎、ケーソン基礎の場合、移動、沈下および傾斜による変状を示す事例があるが、基礎躯体が損傷を受けた事例は殆どない。

これは単に基礎構造の剛性の違いだけではなく、各基礎形式の水平力に対する支持機構の違い、さらに各設計法の有する真の安全率の違いによると考えられる。

b. 地盤と杭基礎の被災度

調査が実施された基礎杭の内、杭体に損傷がないと考えられるランクにある杭基礎の比率は、埋

立て造成地盤上に建設されている5号湾岸線、浜手バイパス、ハーバーハイウェイで約50%、沖積地盤上に建設されている神戸3号線で84%、中国自動車道で100%であることが報告されている。

埋立て造成地盤上の基礎が他に比較し被災度が高いのは、地盤の液状化による基礎の水平支持機能の低下、地盤の側方移動による基礎への流動圧の作用が主因と報告されている。

また、神戸3号線立地位置と5号湾岸線立地位置とでは地震動の性質に違いがあることも報告されている。さらに、両者の上部構造および橋脚の構造特性、建設年次の違いによる準拠した設計コードも異なっている。これらに要因も被災度に影響を与えていることが考えられる。

c. 残留変位など

地盤の液状化および側方移動によると考えられる地盤の残留変位の増大とともに、橋脚の残留変位は、基礎形式による差異があるものの残留変位も増大する傾向にある。

これは、地盤の液状化により地盤の水平支持機能が低下しただけではなく、地盤の移動にともない基礎構造が流動偏圧を受けること（受動杭状態におかれる）によると考えられる。

また、水際線近傍に位置する構造物は、構造物の傾斜や基礎の海側への移動等の大きな残留変位が生じた事例が多く見られ、それが主因となり橋梁全体の安定に大きな影響を与えた事例も見られる。

表-2.3.1.4 採用されている基礎形式

| 路線 | 杭基礎 | 直接基礎 | ケーソン基礎 | 地中連続壁基礎 | 鋼管矢板基礎 |
|------------------|----------|----------|---------|---------|---------|
| 阪神高速道路 神戸3号線 | 929(84%) | 133(12%) | 44(4%) | — | — |
| 阪神高速道路 5号湾岸線 | 280(81%) | — | 52(15%) | 13(4%) | — |
| 名神高速道路 中国自動車道 | 532(78%) | 152(22%) | — | — | — |
| ハーバー ハイウェイ | 197(78%) | 7(3%) | 19(7%) | — | 31(12%) |
| 一般国道2号 浜手バイパス | 57(79%) | 15(21%) | — | — | — |

(3) 被害形態から想定される耐震設計上の課題

前節で整理した橋梁の被害形態から、今後の橋梁の耐震設計に必要とされる事項を整理した。ここに示した課題は、現時点で得られている情報を基に想定したものであり、今後、平成7年兵庫県南部地震に関する研究が進めば異なる課題も出てくる。なお、損傷過程に立ち入ったレベル2の耐震設計法の開発等、耐震基準基本問題検討会議によって提言された事項は除く。

①地震の最中および震後も支承としての鉛直方向支持機構を確保できる支承構造の開発。例えば、水平方向支持機構と鉛直方向支持機構の分離。

②上部構造の多径間連続化。

③曲線や斜角を有する上部構造の慣性力の、支承や落橋防止構造および橋脚への作用の仕方の解明。

④都市内高架橋の鋼製橋脚の形式は、立地条件の影響大立地条件を優先させるか、望ましい形式を優先させるか

2.3.2 レベル2地震動に対する耐震設計

平成7年兵庫県南部地震では、弾性応答で2gという大きな地震力が作用することが明らかになった。従来多用されてきた震度法では、設計水平震度として0.2~0.3g相当の地震力を設計地震力として用いてきた。許容応力度の割増係数を考慮しても、この設計体系で保証される耐震性能は、弾性応答で0.25~0.35g相当の地震力までである。それ以上の地震力に対しては、その塑性変形能力に期待していたに過ぎない。その結果が、平成7年兵庫県南部地震での、橋梁の被害である。弾性応答で2gという地震力に対して弾性設計することは、経済性や立地条件から考えて非現実的である。今後は、非弾性域の耐震性能を照査する方法や、塑性変形能力を向上させる構造細目の充実が望まれる。

(1) 入力地震動の問題点

我が国の地震環境を考えるとレベル2地震動としては、1923年関東地震に代表されるプレート境界で発生する海洋型巨大地震と、平成7年兵庫県南部地震に代表される内陸直下型地震の2つのタイプを考える必要がある。内陸直下型地震に関しては、平成7年兵庫県南部地震において比較的多数の強震記録が得られたが、海洋型巨大地震に関しては強震記録が得られていないため、地震規模が小さい海洋型地震の観測記録から外挿するということが良く行われている。平成7年兵庫県南部地震の観測記録に関しても、決して十分な量の観測記録が得られているわけではなく、気象庁震度階Ⅶの地域（激震地区）の観測記録は皆無である。

橋梁構造物が非線形域にまで及ぶ場合、地震動特性と非線形域の挙動の関係が十分解明されていない。この点に関しては、今後の研究を待たなければならない。

レベル2地震動を解析的に推定する方法として、地震学の分野で発達してきた断層モデルがある。しかし、断層モデルは様々な手法が提案されており、一般化した方法があるとは言いがたい。断層モデルによる方法も、構造物の非線形動的解析と同様に、断層パラメータと断層から目標地点までの詳細な地盤情報の精度によって得られる解の信頼性が左右されるのが実状であり、得られた結果に対しては高度な判断が必要である。

基礎～地盤系の動的解析を行う場合、地表面上で観測された地震記録や定義された設計地震動を工学的基盤面位置の地震動に変換する必要がある。そのような場合、従来、重複反射理論と等価線形化法を組合わせた方法が多用されてきた。しかし、レベル2地震動のような地震動強度が大きい場合、等価線形化法によると地盤のせん断ひずみが異常に大きな値となり、等価線形化法の適用範囲外となることが多い。地盤の非線形化の度合いが大きい場合に、地表上の地震動から基盤面への入射波を同定する方法も今後の検討課題である。

(2) 橋梁を構成する各要素の耐震設計の考え方

橋梁を構成する橋脚、基礎構造、支承・落橋防止構造と、橋梁システムとしてのレベル2地震動に対する耐震設計の基本的な考え方（案）と、それを行う上で、現状の技術で対応可能な事項と、今後の研究を待たなければならない事項を整理した。

i) R C 橋脚

従来のR C橋脚の耐震設計では、弾性域における地震時挙動を把握することに主眼を置き、ここで述べるようなレベル2地震動に対する損傷仮定に立ち入った耐震性能の照査が必要な場合には、地震時保有水平耐力照査、すなわち、十分なじん性を有していることを前提としてエネルギー一定則に基づいて最大塑性応答を評価し、これを許容値以下に押さえることを基本にしていた。地震時保有水平耐力照査の対象は、一本柱形式のR C橋脚に限定され、ラーメン橋脚、ラーメン橋、アーチ橋のような不静定構造については一般に省略されていた。

しかしながら、支持地盤が十分に固く橋脚高さの低い一本柱形式のR C橋脚を除けば、地震時の挙動が複雑であり、地盤を含めた橋梁全体の非線形を把握して耐震安全性を評価するためには、非線形動的解析が必要である。非線形動的解析が必要な場合としては、塑性ヒンジが複数生じると予測される構造、あるいは塑性ヒンジの生じる箇所が特定できない構造であって、基本的に、不静定構造の設計では非線形動的解析を行う必要があると考えられる。

R C橋脚における、レベル2地震動に対する損傷過程に立ち入った耐震性能の照査のフローを図-2.3.2.1に示す。

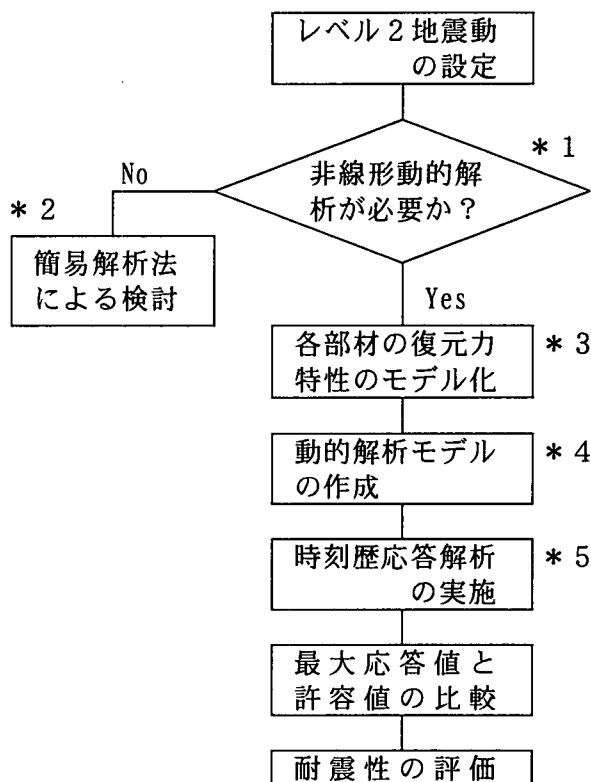


図-2.3.2.1 損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フロー：R C橋脚

フロー中の詳細な解説を以下に示す。

* 1

不静定構造では非線形動的解析が基本的に必要となる。

* 2

簡易解析法としては等価線形化法による応答スペクトル法や弾塑性スペクトルの適用が考えられる。

* 3

R C部材を梁要素でモデル化し、材軸直交分割法を適用して地震時の非線形剛性を算定する方法においては、軸力変動が発生しないような場合には、軸力一定の下での一方向載荷時の M-φ 曲線をスケルトンカーブ（骨格曲線）として、これに繰返しの影響を考慮した履歴則を適用して求められる M-φ 曲線から剛性を算定する方法が一般に用いられる。この場合のスケルトンカーブは通常は、ひびわれ発生、鉄筋降伏、終局の各点を通るトリリニアーク線形でモデル化される。各点の曲げモーメントと曲率は、断面を層状に分割して、各々の要素にコンクリートや鉄筋の処女載荷時の応力ひずみ関係を適合させて、通常の R C 理論で計算される。コンクリートの構成則としては、道路橋示方書のモデルのほかに、代表的なものとして、帯鉄筋やスターラップによる横拘束の影響を考慮できる Kent らのモデルがある。また、荷重と変形の関係における履歴則についても種々のものが提案されており、代表的なものとしては、武藤モデル、深田・梅村モデル、武田モデルなどがある。

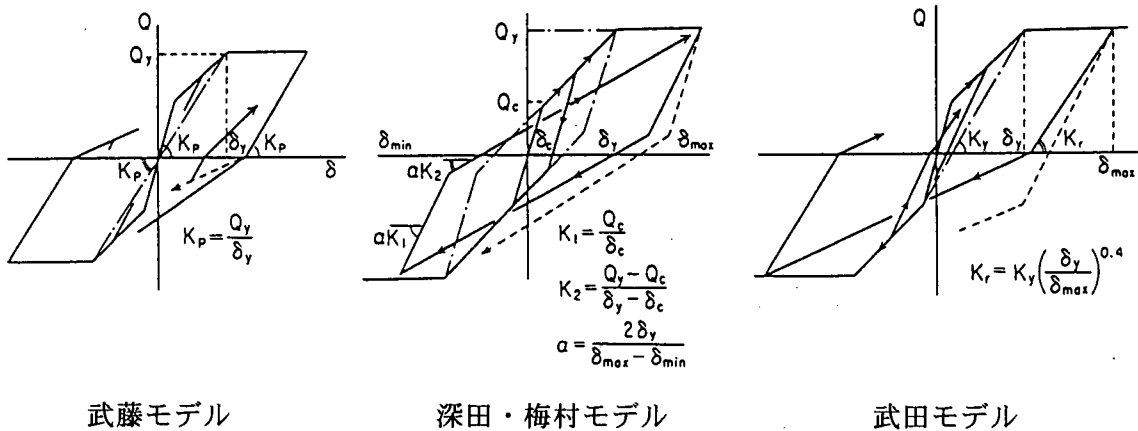


図-2.3.2.2 R C部材の履歴法則（荷重と変形の関係）

* 4

一般に、解析モデルを構成する R C 要素の非線形剛性を算定する方法としては、材軸直交分割法、材端弾塑性バネモデル、分割梁モデル、マルチスプリングモデルなどが提案されている。このうち、最も広く用いられている材軸直交分割法は、梁要素を軸方向にさらに細分割し、梁要素内で曲げモーメントが線形であるとの仮定のもとに、各細分割要素について曲げモーメントの大きさ及び過去の履歴を考慮して設定される曲げモーメントと曲率の関係から、各細分割要素の剛性を求め、その後梁要素全体の剛性を変断面たわみ角法を用いて算定する方法である。

* 5

RC橋脚の非線形動的解析の方法としては、構造物を多質点フレーム系にモデル化し、それに対して増分型で表わされた運動方程式を直接積分法と呼ばれる方法で、時々刻々数値積分する方法が一般的である。

RC橋脚の耐震設計法に関する今後の研究課題について、非線形動的解析の精度向上のための項目、構造細目に関する項目、耐震設計法の合理化に関する項目に分けて以下に述べる。

a. 非線形動的解析の精度向上のための項目

① RC部材の復元力特性のモデル化

・複合荷重下の復元力特性：現在の復元力特性は、正負交番の水平力載荷に対するものがほとんどであり、一般にねじりの影響は考慮されていない。たとえば、ラーメン橋の橋脚には、橋軸直角方向の地震動により、曲げ、せん断とともにねじりが作用する。複合荷重下での復元力特性の開発が必要である。

・軟化域（ポストピーク域）での解析モデルの精度向上：応力下降域での応力-ひずみ曲線が、鉄筋コンクリート部材のじん性に及ぼす影響が特に大きいので、この領域での精度向上が望まれる。

・曲げ剛性の低下に伴うせん断耐力の低下のモデル化

・動的荷重下のせん断耐力に及ぼす寸法効果の影響

② PC部材の復元力特性のモデル化

・橋梁の主桁のような非対称箱けた断面の復元力特性：一般には橋脚が大きく塑性化するが、ラーメン橋、斜張橋などでは、上部構造も塑性化することが予想される。従来のモデルは矩形の梁や柱の実験から得られたものであって、特にPCの非対称多室箱桁断面のモデルの開発が必要である。

③非線形動的解析手法の整備・普及

非線形動的解析を設計手法として一般化しすべての構造物に適用するには、実績、信頼性の面から、未だ不十分であると思われる。適用する解析モデルの違いによる解析結果のばらつきは従来の線形解析のばらつきよりも大きいことが予想される。できるだけ広範な非線形解析手法の比較を行い解析精度を検証するとともに、非線形動的解析を適用する場合の解析に関わる安全係数の取り方について検討する必要がある。

b. 構造細目に関する項目

・施工性を考慮した帯鉄筋・中間帯鉄筋の配筋法：帯鉄筋や中間帯鉄筋がコンクリートを横拘束することによりせん断破壊を防止しねばりを増加させることから、これらを適切に配置することが重要である。帯鉄筋や中間帯鉄筋は、内部コンクリートに定着する必要があることから、フック長・形状について厳しい細目が要求されるが、鉄筋の組立・コンクリートの打設・締固めの面から施工しやすい配置方法の開発が望まれる。

c. 耐震設計の合理化に関する項目

・耐震性能の合理的な評価指標の確率：算定した部材断面のM- ϕ 応答曲線から、安全性を判断するための評価指標の開発が望まれる。

ii) 鋼製橋脚

鋼製橋脚は、座屈現象という限界状態に関する実験が多数行われて来ており、その成果は、基準耐荷力曲線という形で設計に反映されてきている。しかし、RC橋脚と異なり平成7年兵庫県南部地震で被害が生じるまでは、鋼製橋脚の被害例はなかったために、その耐震性能の向上を目的とした繰り返し載荷実験や振動台実験が行われる事は少なかった。地震で被害を受けた事がないが、地震で被害を受けないと誤解されてきたのが、鋼製橋脚の耐震設計の現状である。

損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フローを図-2.3.2.3に示す。

現状の技術で対応可能な事項は、許容応力度法ベースでの断面設計とRC橋脚の分野で確立された地震時保有水平耐力法に、鋼製橋脚の非線形性（耐力特性、変形性能）を加味して照査を行うことと、鋼製橋脚の塑性変形能力を高めるための構造細目の充実である。

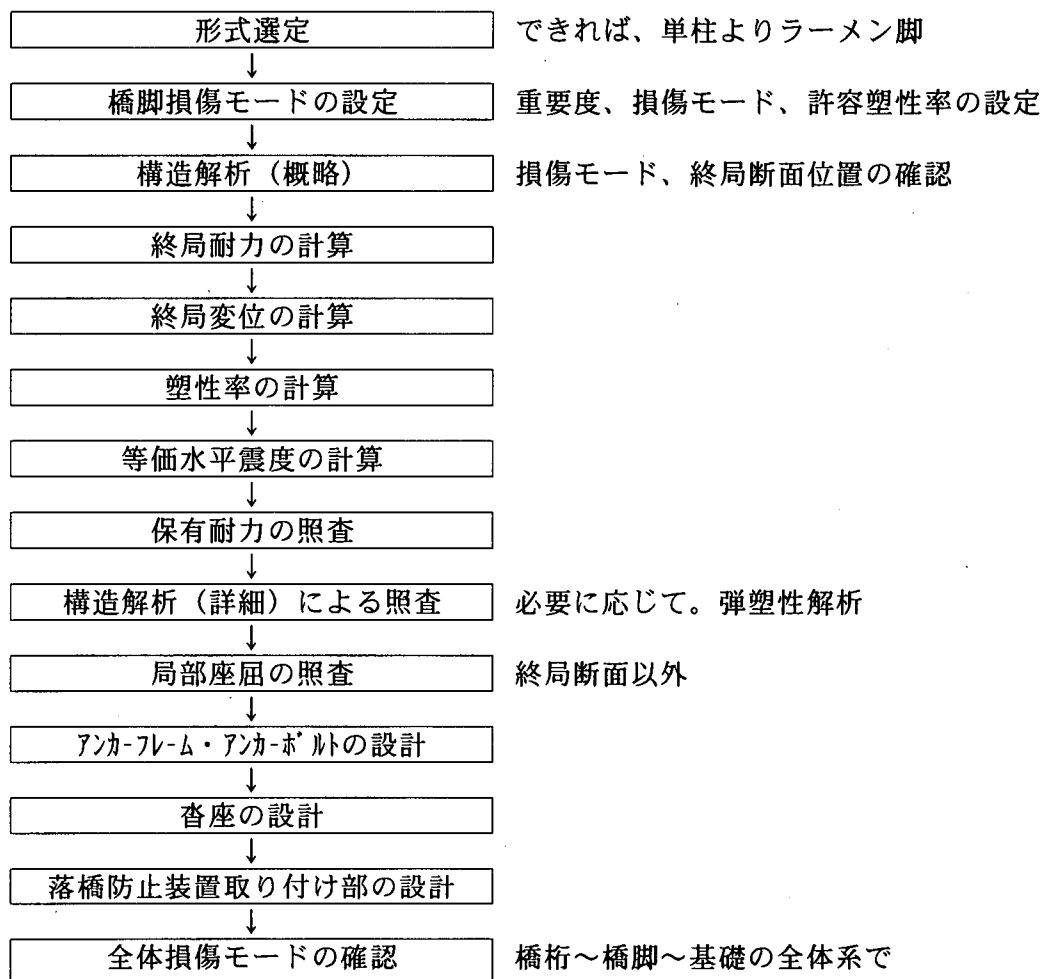


図-2.3.2.3 損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フロー：鋼製橋脚

今後の研究を待たなければならない事項は次のとおりである。

- ①許容損傷順序と許容損傷モードの明確化
- ②局部座屈や残留変形をどの程度まで許容するか
- ③基礎～地盤系の変形をどの程度まで考慮するか
- ④弾塑性解析ツールの精度向上と実用化

- ⑤弾塑性解析による設計法、照査法の確立
- ⑥強度を上げずに変形能を高める構造細目
- ⑦耐震性能に優れた鋼材の開発
- ⑧既設橋脚の耐震補強の度合の評価（橋脚を強くすると、相対的に他が弱くなる）

iii) 基礎構造

レベル2地震動に対する損傷過程に立ち入った耐震性能の照査において、下部工躯体を含めた上部構造は、一般に構造物を構成する部材の応答塑性率が所定の変形性能の限界にとどまる状態でかなりの損傷を受ける状態まで許容している場合が多い。

一方、基礎構造物は、上部構造物に比較し被災後の調査、復旧等の困難性を考慮すると大きな損傷を許容することは合理的ではないことに留意する必要がある。そこで、基礎構造物については、基礎の応答塑性率が各基礎形式の支持特性を考慮に入れた制限値を超えないほか、転倒等を生じないこと、残留変位を含め過大な変位を生じさせないことであり、基礎を構成する各部材が所要耐力を有する必要がある。

また、基礎の安定を計る上で周辺地盤の安定は極めて重要であり、液状化の可能性やその影響、地盤流動による影響等を慎重に評価する必要がある。図-2.3.2.4に、損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フローを示す。

橋梁構造における基礎は、コンクリートや鋼により構築される基礎構造部材と地盤との境界に位置し、地盤の諸性状やその施工に伴う基礎近傍地盤の性状の変化等に大きく影響される。さらに、地震時の基礎の振動特性は上部構造のそれに大きく影響される。また、土の変形や強度の有する非線形力学特性は静的にも動的にも未解明な部分が多く、弾性論で定式化することが困難な場合もある。このような状況下で、レベル2地震動に対する損傷過程に立ち入った耐震性能の照査において現状の技術で対応可能な事項と今後の研究を待たなければならない事項を次に整理する。

a. レベル2地震による液状化の判定法と設計への反映法

レベル2地震動に対する地盤液状化の判定は、地震時に地盤水平面内に生じるせん断応力の不規則性、および液状化強度に及ぼす応力の繰り返し特性を考慮する必要がある。簡易な手法として累積損傷度理論の概念を取り入れた判定法があるが、詳細な検討は地盤の有効応力応答解析を用いて行うのが望ましい。

設計時に液状化の影響を考慮する手法は、平成2年道路橋示方書に代表されるように地盤の変形に係わる定数（変形係数 E_0 、地盤バネ k 値等）を低減することを基本とし、

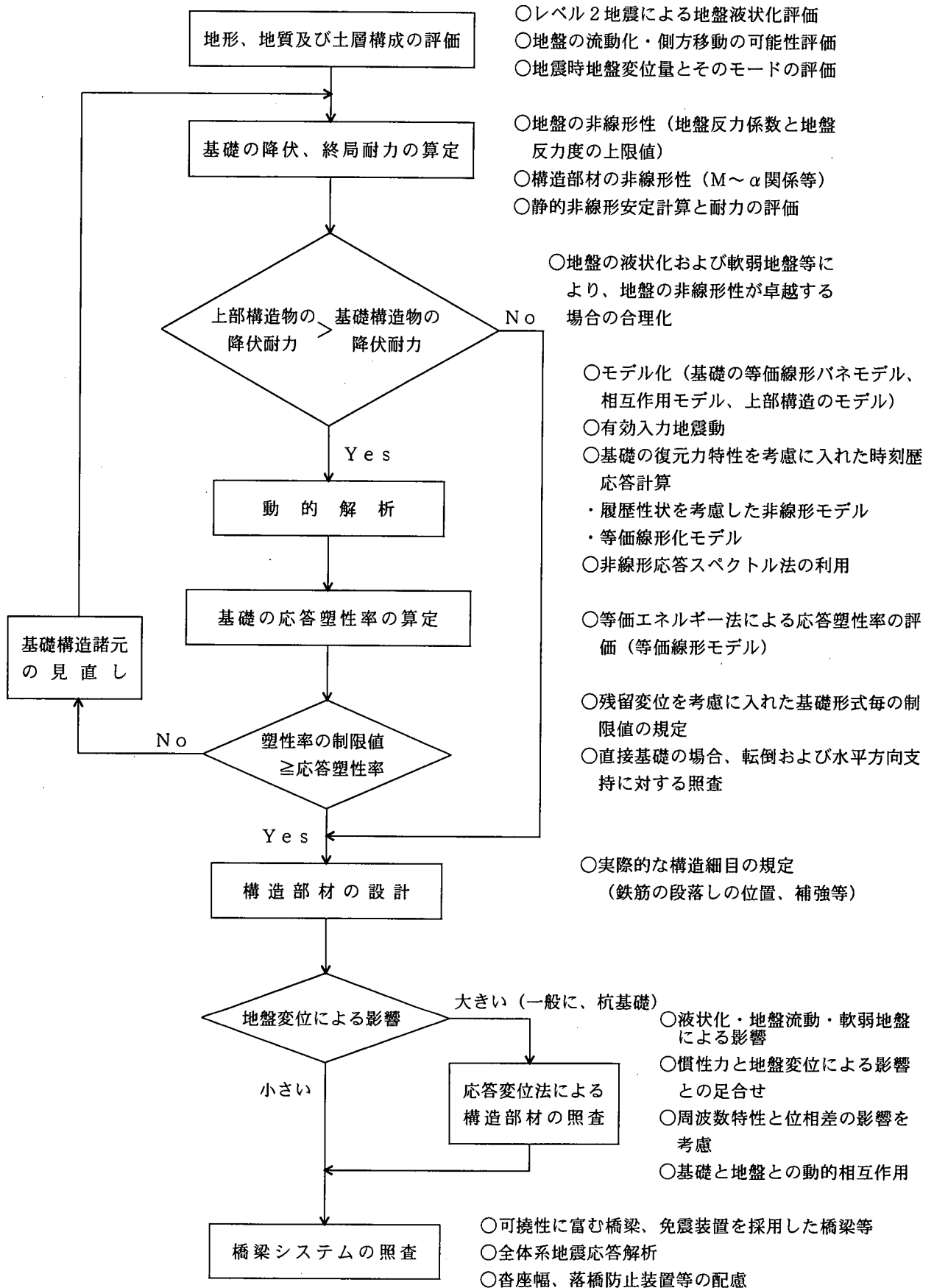


図-2.3.2.4 損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フロー：基礎構造

基礎の水平方向の安定にのみ配慮している場合が多い。地震時における間隙水圧の上昇は、地盤強度に影響を与えることは知られており、設計に用いられている強度定数である土の内部摩擦角 ϕ 、せん断弾性波速度 V_s 、杭の周面摩擦力度 f_s なども含める必要がある。特に、直接基礎において一般に用いられている全般せん断破壊を元にする鉛直方向の極限支持力算定式への影響を解明する必要がある。

b. 地震時地盤変位の影響（応答変位法の採用）

軟弱地盤では地震時に軟弱層が基盤に対し大きな相対変位を生じる。また、地盤の深さ方向土層構成が一様でない場合（中間に軟弱層や液状化層を挟む場合等）には、変位の高次モードによる影響が無視できなくなり深さ方向に複雑な変位性状を示す。これらによる影響は近年の被災調査研究やその解析から、キネマテックな相互作用による影響として明らかにされている。

基盤部材の耐力に地盤変位の影響等が無視できない場合（一般に杭基礎形式が多い）に、所要の安全性を有していることを照査する必要がある。基礎の作用する断面力は主に上部構造の慣性力応答にともなう作用力と地盤変位による影響とを足しあわせることになるが、構造物と地盤との振動特性および慣性力と地盤変位との位相差を考慮する必要がある。

地盤流動が予想される場合は、その流動力を適切に評価して基礎が所要の機能を満足するかを照査しなければならない。

c. 動的解析における有効入力地震動の問題

基礎の剛性が地盤に比較し相対的に大きいほど、また地中における地震動の増幅率の変化が著しいほど基礎への入力地震動は自然地盤の地震動とは異なることは衆知となっており、地震動の基礎への入力損失、地下逸散効果と呼ばれている。また、このことは基礎と地盤との動的相互作用解析のみならず、強震観測記録からも基礎形式の差異による上部構造応答特性の違い（フィルタ効果）として経験してきている。これらの効果を適切に考慮できるモデル及び解析手法の開発、また、基礎を構成する各種パラメータとフィルタ効果との解明が重要であると考えられる。

d. 基礎の耐力を評価できる安定計算方法

一般に、橋梁の基礎形式として次のようなものがあり、各企業体でそれらの設計コードが策定されている。

- | | |
|----------|-----------|
| ① 直接基礎 | ④ 鋼管矢板基礎 |
| ② 杭基礎 | ⑤ 地中連続壁基礎 |
| ③ ケーソン基礎 | |

各基礎型式の安定計算方法は、①＝極限地盤反力法、②＝弾性地盤反力法、③および⑤＝複合地盤反力法、④＝（非線形）弾性地盤反力法を採用している場合が多い。また、④の大型基礎に採用されている薄肉断面からなる仮想井筒の三次元解析（一般に、「土研方式」と呼称）は③および⑤と同じ複合地盤反力法であり、地盤反力度に上限値を設けた限界状態設計手法の考え方が取り入れられている。これより、③～⑤は地盤に係わる非線形性を考慮する設計手法を採用しており、基礎の耐力評価方法とし準用することができるが、①および②は地盤に係わる非線形性を考慮できる設計手法の採用が必要となる。

今後の研究を待たなければならない事項としては、次のようなものがある。

- ①地盤反力係数の評価（特に、水平および鉛直方向せん断バネ）
- ②地盤反力度の上限値と三次元効果
- ③基礎施工方法による影響の反映方法
（特に、設計上の分類と施工方法の分類が異なる場合に重要）
- ④基礎の降伏耐力の評価
- ⑤転倒に対する復元力の評価（特に、直接基礎形式の場合）

iv) 支承・落橋防止構造

レベル2地震動に対しては、他の橋梁構成部材と同様、支承・落橋防止構造にもある程度の損傷を許容するのが合理的である。その場合、支承・落橋防止構造の構造形式にもよるが、支承部にも相当量の変形量が発生する事になり、大規模橋梁等については支承・落橋防止系をモデル化して動的解析を行うのが望ましいと考えられる。特に変形性能の高い支承・落橋防止構造を採用した場合は、下部工の応答値に与える影響も大きいと予想されるので、この点からも動的解析の実施が有効と考えられる。同様な理由により、免震支承を採用した場合についても動的解析の実施が望ましい。

レベル2地震動に対する、損傷過程に立ち入った耐震性能に関する設計フローを図-2.3.2.5に示す。

現状の技術で対応可能な事項と今後の研究を待たなければならない事項を以下に示す。

a. 現状の技術で対応できる支承・落橋防止構造の耐震性能の向上策

- ①ゴム沓とダンパーを用いた免震システム
- ②連続桁橋等における地震力分散システム
- ③支承の水平力支持機構と鉛直力支持機構の分離
- ④地震後の輸送機能を確保するための鉛直力支持機構の補助装置の設置
- ⑤落橋防止構造への緩衝効果の付加
- ⑥支承及び落橋防止構造取付部の補強

b. 支承・落橋防止構造における今後の研究課題

- ①エネルギー吸収能力に優れた落橋防止構造の開発と設計手法の確立
- ②支承や落橋防止構造における許容塑性率の設定（輸送機能を確保できる損傷レベル）
- ③支承の設計地震力の明確化（橋脚の塑性化とのバランス）
- ④ゴム沓とダンパーを用いた免震システムの適用の拡大と低コスト化

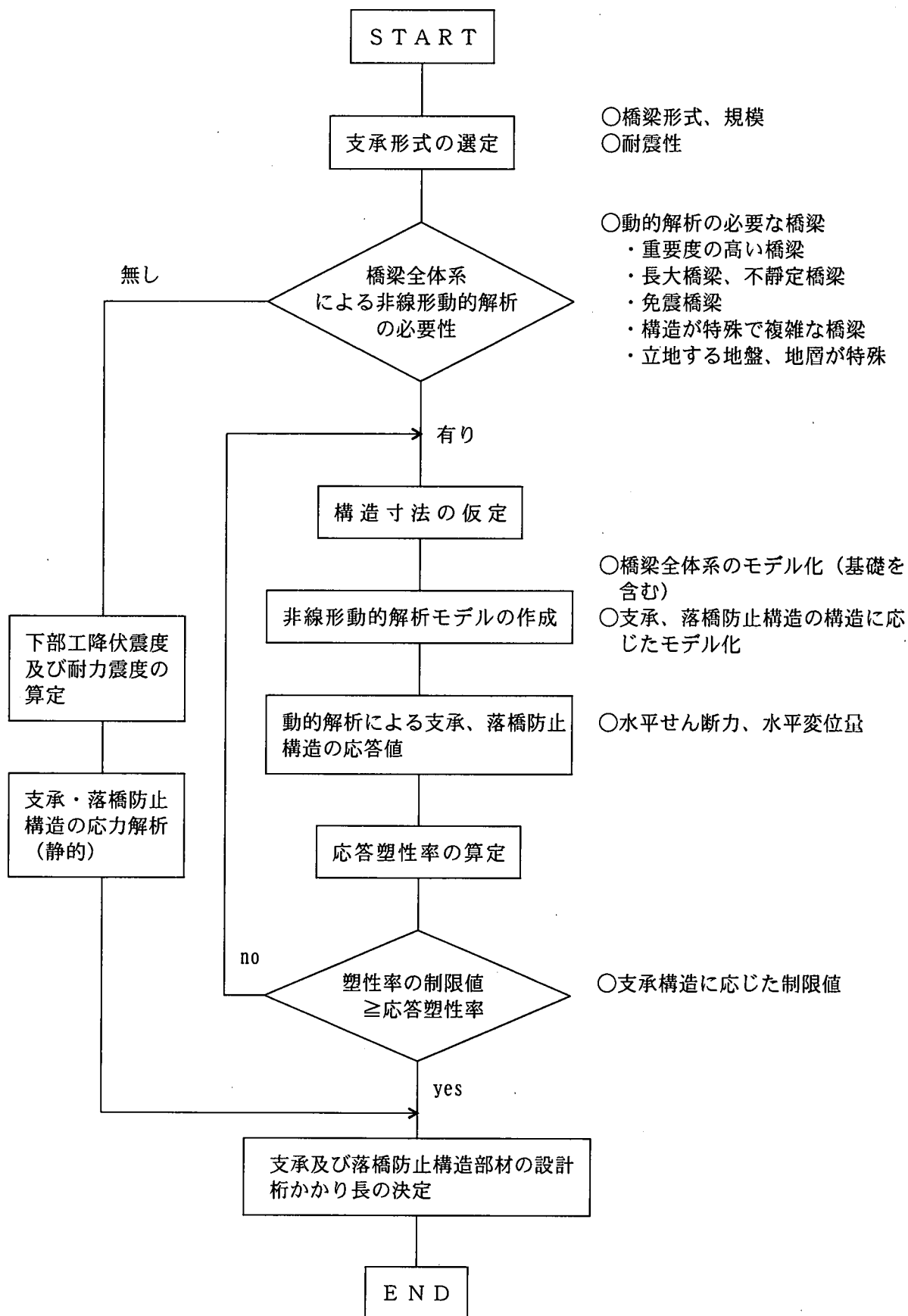


図-2.3.2.5 損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フロー：支承・落橋防止構造

v) 橋梁システム

橋梁システムとしての耐震性能の照査フローを、図-2.3.2.6に示す。

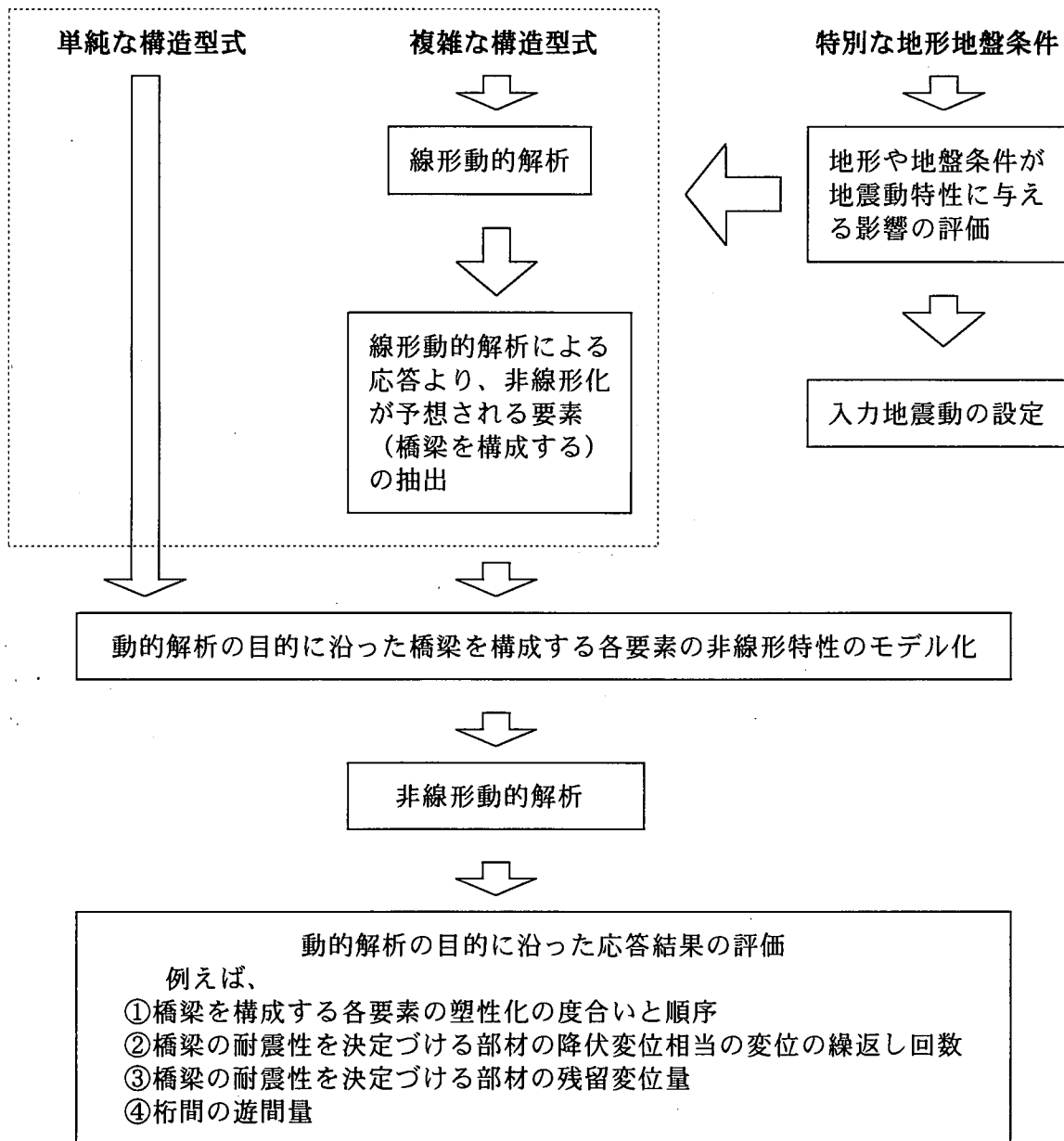


図-2.3.2.6 損傷過程に立ち入った耐震性能の照査フロー：橋梁システム

橋梁システムの耐震性能照査は、橋梁システムとしての地震時挙動の把握とその照査が重要なテーマとなる。地震時挙動の把握は、橋梁システムが複数の非線形要素から構成されているため、非線形動的解析によらなければならない。その際、各構成要素の非線形モデルは、必ずしも各要素毎の耐震性能の照査で用いた非線形モデルによる必要はなく、解析目的と非線形化の度合いを考慮してバランスの良い解析モデルを作成すれば良い。これは、橋梁システムを対象とした非線形動的解析では、一部の構成要素のみ非常に精緻なモデルを用いても、他の構成要素が技術的に粗いモデルしか用いることができない場合、その解析モデルより得られる解の信頼性は、その粗いモデルの精

度によって決まるからである。

橋梁は、建築物と異なり線状構造物である。よって、地形や各基礎位置での地盤条件が大幅に異なる場合は、入力地震動や解析モデルにその影響を考慮する必要がある。

橋梁システムとしての耐震性能をどのように評価（照査）するかは、今後の研究を待たなければならない。当面は、橋梁全体系の解析モデルより得られた応答値が、各要素毎の許容値以内にあるかを比較することになる。橋梁システムとしての耐震性能を評価するという観点に立った場合は、各要素の塑性化の度合いや損傷の発生順序、桁間の相互作用等の全体系モデルでなければ得られない項目に関する評価（照査）も重要である。今後、橋脚の耐震補強が進み橋脚の剛性と強度が増すと、橋脚よりも杭基礎が先に降伏し、地震のエネルギーが杭頭の塑性ヒンジ化によって吸収されて杭基礎に思わぬ損傷が生じる恐れがある。このような場合も、橋梁システムとしての地震時挙動の把握が必要となる。

橋梁システムの損傷過程に立ち入った耐震性能の照査は、各構成要素の非線形モデルの精度等を問題にしなければ、橋梁全体系の非線形動的解析は現状の技術で可能である。しかし、その解が全体系の地震時挙動を忠実に表現しているかは疑問が残るところである。だから、非線形動的解析は信用ならないという意見も極端である。現状の技術では、大型振動台の加振能力、橋梁構造物を対象とした地震観測体制の不備を考えると、非線形動的解析は我々が手にしているツールの中で、最も精度が高いものの一つである。

最も問題となるのは、各構成要素の非線形モデルを用いてバランスの良い全体系解析モデルを作成したり、解析結果を評価できるだけの技術力を有する技術者の数が少ないことである。

橋梁システムを対象とした耐震性能の向上策において今後の研究が期待される事項を以下に示す。

- ①橋梁を構成する各要素の耐力と変形性能のバランスを考慮した耐震設計法の確立
- ②固定支承の破壊による桁落ち現象、桁間衝突現象等を再現できる簡易な非線形モデルの開発
- ③集中的な地震観測による全体系としての地震時挙動の解明
- ④橋梁システムとしての許容できる損傷（アクセプタブルダメージ）の明確化
- ⑤橋梁システムとしての地震時挙動の視覚化技術の実用化

(3) 非線形性を考慮した動的解析

レベル2地震動を対象した動的解析は、入力地震動の強度が大きいため、自ずと非線形性を考慮できる動的解析によらなければならない。構造物の非線形挙動は、材料の応力～ひずみ関係の非線形性に起因する場合と、幾何学的な形状の変化に起因する場合に大別できる。これらの非線形性を、剛性マトリクスを例に説明すると次のようになる¹⁾。

構造物が振動状態にあるとき、任意の時刻において、加速度等は、ダランベールの原理として知られている次の関係式を、質点による離散モデル表示下に満足する。

$$[M] \cdot (\ddot{U} + \ddot{U}_g) + [C] \dot{U} + F(U) = 0 \quad (1)$$

ここに [M] は各節点の質量のマトリクスで一般的には各節点の質量を対角要素とする対角行列を用いてよい。

U は変位ベクトルであり、任意時刻の各節点の基礎に対する相対変位を表す。U_g は基礎の変位を表すベクトルで、各時刻 t において全要素が同一値 U_g(t) をとる。つまり U + U_g は各節点が最初にあった位置に対する絶対変位である。

[C] は減衰マトリクスと呼ばれ、[C] \dot{U} は構造物が速度を持ったときの内部及び外部からの運動に対する抵抗力を意味する。この抵抗力は基礎も含めた構造物節点相互間の相対的な運動に依存しており、全節点が基礎と同一運動をしているときは $\dot{U} = 0$ となり、この抵抗力は生じない。

F(U) は構造物基礎に対して U だけを変形させるに必要な力であり、振動系が U なる変形をしたとき、その変形はニュートンの慣性力 [M] ($\ddot{U} + \ddot{U}_g$) と粘性抵抗力 [C] \dot{U} の作用によって静的に生じた変形と等価であると主張するのが、ダランベールの原理である。F(U) は線形関係下には [K] \cdot U のように行列の積で表示することができるが、我々は力と変形が線形関係にない場合を前提にしているので、F は U の関数として単に F(U) と表示する。

構造物の節点変位 U と節点力 P の関係は一般的な部材では次のように表現されている。

① 変位と部材方向変位 \bar{U} の関係

$$\bar{U} = [T] U$$

ここに [T] は部材と絶対座標方向のなす方向余弦行列であり、2つの変位間の関係は単なる座標変換と解釈してよい。

② 部材方向変位 \bar{U} とひずみ ε の関係

断面内任意点のひずみ $\varepsilon(x, y, z)$ はベルヌーイ・オイラーの仮定、及び変位とひずみの関係式のテイラー展開を第一項で打ち切って

$$\varepsilon = \frac{d u}{d x} \quad (x \text{ は軸方向座標})$$

のように表示することにより、部材両端節点の断面中心の変位 \bar{U} によって一時関数で表示される。

又、曲率等もはりの力学から変位 \bar{U} の一次式で与えられる。

③ ひずみ ε と応力 σ の関係

任意点の応力 σ は弾性範囲内ではフックの法則によりその点のひずみに比例し、一次元問題では

$$\sigma = E \varepsilon$$

のように表示される。この表示は2次元問題ではポアソン比等を含んだテンソル形の式となるが、一方向ひずみが卓越する棒の力学では上式でよい。

④応力 σ と断面力 \bar{P} の関係

断面力は応力を断面全体にわたって総和あるいは積分したものである。この際 σ^2 のような項は現れる余地がなく、 \bar{P} は応力の線形関数となる。

棒部材の力学では②③④を一括して

$$\bar{P} = f(\bar{U})$$

のように表示するのが普通である。この場合③④⑤が全て線形ならば、

$$\bar{P} = [\bar{K}] \bar{U}$$

のように \bar{P} を \bar{U} の一次変換の形で表示することができる。この $[\bar{K}]$ を部材剛性マトリクスと呼ぶことは周知である。

⑤断面力 \bar{P} と節点力 P の関係

これも力の方向の差異であり、先の T の転地行列 T' を用いて

$$P = T' \bar{P}$$

のように表示される。

以上の①～⑤までの変換過程が全て線形ならば最終的な変位と節点力の関係は

$$P = [T] [\bar{K}] [T]' U = [K] U$$

のように表示され、 $[K]$ は既知量であり、 P と U の線形関係が確定する。同一節点の変位は各部材で共通であるから、この力 P を全部材について合計すれば構造全体にわたって

$$P_c = [K_c] U_c$$

のような関係式が得られる。これは剛性方程式として知られ、構造物に U_c なる変位が生じたとき、外部から P_c なる外力が作用していることを表現している。

線形関係の概念上の定義は次の通りである。

2つの物理量 X 、 Y があり、 X が X_i なる値をとったとき、 Y の値が Y_i となることを

$$X_i \rightarrow Y_i$$

のように表現するものとする。このとき、任意の定数 α 、 i 、 j に対して

$$\alpha X_i \rightarrow \alpha Y_i \text{ 及び}$$

$$X_i + Y_j \rightarrow Y_i + Y_j$$

が成立とは、2量 X 、 Y は線形関係にあるという。 X 、 Y はスカラーでもベクトルでもよい。

①～⑤のうちで一個でも線形関係が成立たないときは、非線形理論となるが、現実には考えられるのは①、③、⑤の非線形性である。

まず⑤の関係を非線形とするのが有限変形理論である。これは、変形によって部材は方向を変えたのであるから、先の $[T]'$ は変形後の位置を基準とした方向余弦を用いるべきだと主張するものであり、変形の大きい吊橋などに見られる。実際にはこの方向変化の影響は、変形前から部材に

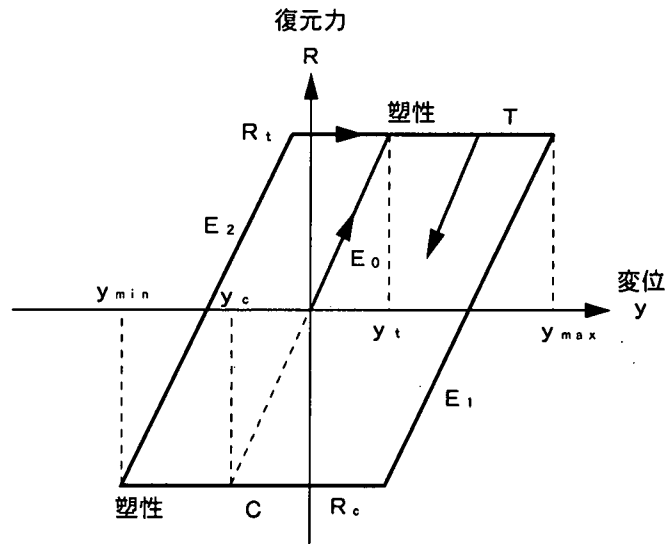
作用していた初期軸力を含めた部材軸力と、新しく生じた付加変位の積によるところが大きく、この影響を式の変形により④の内に組み込んで、⑤はそのままとして利用するが多い。

この理論では非線形項を無視して線形化が可能であり、これを線形化有限変形理論と呼んでいる。この線形化した公式は軸力を受ける梁の微分方程式を解いて得た解とも完全に整合する。

①の線形性を否定するものが大変形理論と呼ばれる。つまり、部材の伸び等は変位の線形関数でなく、変形後の座標から求めた部材長と旧部材長との差として定義することを要求するものである。当然ながら、⑤の方向余弦等も変形後の形状より厳密に求めたものを使用するが、この方法は条件を満足する解を確実に求める方法が定式化されていない。

③の関係を非線形とするものが材料非線形として知られている。つまり、応力とひずみは弾性範囲内では比例するが、それを越えた後は、既知ではあるが、最初とは異なった式で関係づけられるとするものである。この他に、降伏した部材の剛性、パネ支点のパネ、弾性床の分布パネ等が、ある範囲を越えると失われる現象等も、材料非線形の中に含めることができる。

通常規模の橋梁を対象とした動的解析では、材料非線形は考慮するが、幾何学的非線形（有限変形・大変形）は考えない。しかし、偏心量が大きい高橋脚、吊構造系橋梁、アーチ橋等は、材料非線形のみならず、幾何学的非線形の影響も考慮する場合がある。材料非線形は、構造物を構成する素材の応力～ひずみ関係が非線形となることに起因していることは、前述したとおりである。このような観点に立つと、材料非線形を考慮した動的解析も、材料の構成則に基づく有限要素法による必要がある。しかし、材料の構成則の精度に伴う解析の信頼性や設計費用の増大を考慮すると、実用的な方法とは言い難い²⁾。実用的な非線形動的解析としては、構造物を骨組系でモデル化し、各骨組要素の曲げモーメント～曲率関係等を履歴モデルによって追跡する方法がある。図-2.3.2.7に、完全弾塑性型のバイリニアモデルによる非線形応答の概念³⁾を示す。



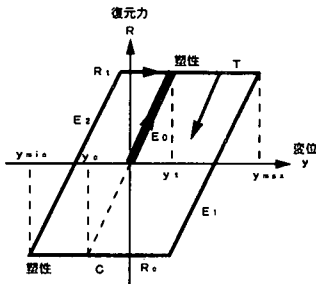
モデル化された弾塑性挙動

初期条件 ($y_0=0, \dot{y}_0=0$) が 0 であり、その後に荷重が作用すると系は直線 E_0 に沿って変形し、引張力の作用時には変形は

$$y_t = R_t / k$$

である。ここに R_t は引張降伏耐力であり、 k は弾性バネ定数である。弾性である間は

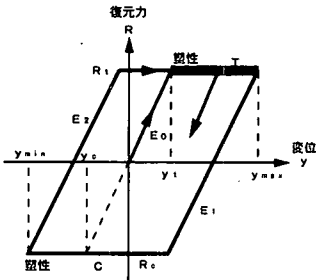
$$y_c < y < y_t \quad (a)$$



変形が y_t まで増してくれば、系は直線 T に沿った塑性域に入る。すなわち速度 $\dot{y} > 0$ の間は直線 T 上にある。速度 $\dot{y} < 0$ になると系は直線 E_1 の弾性域に帰る。この時の新しい反曲点は

$$\left. \begin{aligned} y_t &= y_{max} \\ y_c &= y_{max} - (R_t - R_c) / k \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

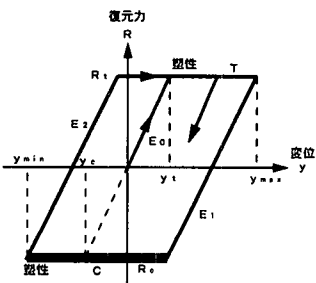
ここに y_{max} は、速度 $\dot{y} = 0$ の時の直線 T 上の最大変位である。



逆に変形 y が y_c に移っていくとき、系の速度 $\dot{y} < 0$ の間、直線 C 上の塑性状態にある。次に速度 $\dot{y} > 0$ に変わると再び系は弾性状態に戻る。この場合の反曲点は

$$\left. \begin{aligned} y_c &= y_{min} \\ y_t &= y_{min} + (R_t - R_c) / k \end{aligned} \right\} \quad (c)$$

ここに y_{min} は、速度 $\dot{y} = 0$ の時の直線 C 上の最大変位である。



式 (a) は弾性域内勾配 E_0, E_1, E_2, \dots について有効である。さて、弾塑性の各リサイクルでの復元力を計算する。まず、弾性域では

$$R = R_t - (y_t - y) k \quad (d)$$

引張側の塑性域では

$$R = R_t \quad (e)$$

圧縮側の塑性域では

$$R = R_c \quad (f)$$

図-2.3.2.7 バイリニアモデルによる非線形応答の概念図³⁾

実際の構造物の非線形特性は、図-2.3.2.7に示すように単純ではない。しかし、多くの設計者が、対象とする構造物を構成するRC部材や鋼部材の非線形特性を理解しているとは言い難い。参考までに、RC橋脚と鋼製橋脚の繰り返し载荷実験より得られた非線形特性の一般的な性質を示す。

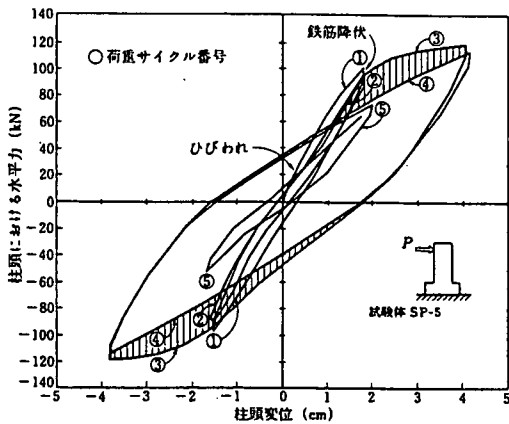


図-2.3.2.8 RC橋脚の非線形特性⁴⁾

コンクリートの引張破壊に伴うひびわれと、鉄筋の引張降伏によって大きく剛性低下が起こるが、左図に示すように同じ変位振幅で繰り返した場合には、最初のサイクル(図中で4.0cm変位振幅における荷重サイクル③)と第2サイクル以降(図中荷重サイクル④)では履歴ループに明らかな違いがある。これは過去の最大変形をこえる加力では新しい損傷が生じて剛性低下が起るのに比べて、それに続く荷重サイクルではすでに損傷が存在していて、前と同じ変位振幅の範囲内では新しい損傷がそれほど起らないためである。大振幅の後に、小さな変位振幅で繰り返すと、大振幅変位時の損傷の影響を受けて剛性が大きく低下する。図中において、荷重サイクル②と⑤は大幅繰返し前と後の同じ変位振幅のものであるが、対応する変位における耐力に大きな違いがあることがわかる。このように鉄筋コンクリート部材の復元力特性は、材料の損傷に伴う剛性変化とともに、荷重履歴によっても大きく左右されることになる。

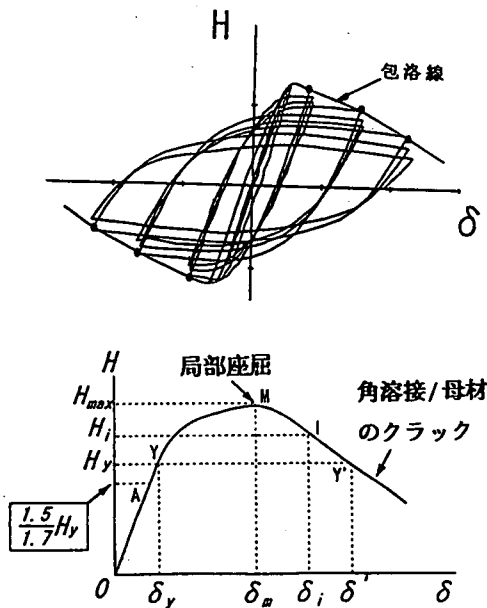


図-2.3.2.9 鋼製橋脚の非線形特性⁵⁾

Y点は降伏荷重で、理論的な初期降伏荷重、構成板要素の局部座屈荷重、または柱としての不安定荷重の最小値にほぼ等しい。通常、水平荷重はY点を過ぎてもひずみ効果の影響で上昇し、概略水平荷重のピーク点(M点)辺りで、局部座屈が認められるようになる。ただし、この時点では、局部座屈は肉眼で見分けるのは難しく、手で離れば凹凸を感ずる程度である。その後、荷重を繰り返すごとに局部座屈が進展し、肉眼でも局部座屈波形を見分けられるようになる。局部座屈モードは、縦方向補剛材の剛比が、大きいときは補剛材の位置で節となるモード、剛比が小さいときは幅方向に半波のモードとなる。局部座屈が進展する過程で、柱の損傷が拡大し、水平荷重が低下していく。しかし、局部座屈後も復元力が急速になくなるわけではなく、耐震性能の良い橋脚ではエネルギー吸収能力(履歴ループが囲む面積)はかえって増加してゆき、概略Y'点(崩落線が再び降伏荷重Hyと交わる点)辺りで最大となる。また、Y'点よりさらに水平荷重が低下すると、角溶接部の割れ、または母材の破断などが生じ、急激に復元力を失う。水平荷重のピークまでは同一変位での繰り返し回数にあまり依存しないが、劣化域の気配はこれに大きく依存するため、この領域での復元力特性を外力に無関係に定めるのは難しい。

i) 設計現場における動的解析の現状と課題

橋梁のような地上構造物においては、従来より、震度法、地震時保有水平耐力度法、線形動的解析法により、設計、照査が行われてきていたため、非線形動的解析を適用することは技術的には可能である。ただし、その解析は、高度な専門技術を身につけた耐震技術者が試行錯誤を繰り返しながら解析してきたのが現状である。大半の実務設計者は、線形動的解析による検討の経験もなく、ましてや非線形動的解析に至っては、解析できる技術者は限られてくる。橋梁技術者がそのような解析が出来るようになるにはかなりの年数と研修が必要となる。しかし、平成7年兵庫県南部地震以後、非線形動的解析の必要性が増し、各所で非線形動的解析が実施されてきている。その実態は、本節のはじめに述べたような基礎的な事項すらも理解していない者が、市販の汎用解析プログラムの入力仕様に従って、データを入力し、出力された解析結果の最大応答断面力や最大応答変位のみに着目して、それと許容値のみを比較するという行為がまかり通っているのが実状である。非線形動的解析による照査とは、対象構造物と解析目的に合致した非線形モデルの選択に始まり、適切な精粗を有する解析モデルの作成、十分な解析結果を得るための計算条件の設定、解析結果に基づいた損傷過程の評価という思考作業を経て遂行されるべきものである。

前述したように、非線形動的解析が実務設計の場に本格的に登場したのは、平成7年兵庫県南部地震により弾性応答で2gという大きな地震力が作用し、構造物が破壊するという事実が現れてからである。よって、地震対策が時間との戦いであることを考慮すると、上述のような非線形動的解析の実態も仕方ない面もある。今後は、レベル2地震動による損傷過程に立ちいった耐震設計が基本となるという実情を考えると、非線形動的解析は設計プロセスの中で次のように位置付けられる。

非線形性を考慮した動的解析は、レベル2地震動に対して対象とする構造物が所要の性能を発揮するかどうか（どのような損傷を受けるか）を照査する最も精度の高い計算手法となる。

今後、非線形性を考慮した動的解析は、設計作業の一貫として行われるようになる。その時のためにも、我々、設計技術者の能力も高めておかなければならない。動的解析を行う技術者に必用とされる知識と技術を、非線形性を考慮した動的解析を実施するプロセスを考慮しながら列挙する。

- ①初期状態（死荷重）や慣性力が静的に作用した場合における対象構造物の断面力の状態
- ②上部構造～支承～橋脚～基礎～地盤という各構成要素間の力のやり取り
- ③入力地震動と解析モデル上の入力地震動位置の関係
- ④入力地震動の応答スペクトル特性と構造物の固有周期の関係
- ⑤構造物の固有振動特性と地震応答に寄与するモード
- ⑥動的特性と解析精度を考慮した適切な動的解析モデルの作成
- ⑦構造物を構成する地盤・RC・鋼の非線形特性に関する基礎的な知識
- ⑧各種減衰効果（構造減衰、履歴減衰）の影響と発生原因
- ⑨降伏耐力・降伏剛性が非線形応答に与える影響
- ⑩線形応答と非線形応答の関係
- ⑪構造物を構成する各要素の塑性化の度合いからその構造物の耐震性能を判断する技術

①～⑪は、非線形性を考慮した動的解析結果を設計の中で活用するために必用な知識と技術であ

る。実際に、解析を実行する技術者には、これ以外にも数値計算上の知識や技術が要求される。①～⑩は、解析モデルの設定や、解析結果の評価を行うために最低限必要とされる知識と技術であるが、この最低限が確保されるだけでも、質の高い耐震設計が実現されると考える。①～③は、通常の静的解析においても必要な知識と技術であり、設計技術者が当然有していなければならない構造力学的なものである。④～⑥は、線形動的解析を行う場合にも必要となる知識と技術である。⑦～⑩は、非線形動的解析を行う場合に必要となる知識と技術である。実務設計者が、⑦～⑩に関して完璧な知識と技術を有する必要はないが、砂上の楼閣では困る。何れにしても、実務設計者は、学習と経験を積み重ねることにより、①～⑩に示した知識と技術を身につけることが責務となる。

学習を行うためには、テキストが必要であるが、橋梁構造物を対象に非線形性を考慮した動的解析について記述したものは無い。特に、照査について記述したテキストが無い。建築のRC構造を対象とした本であるが、非線形応答の性質や非線形応答とは何だというものを理解させてくれる本として、故梅村魁先生の名著「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編）、1982、技報堂出版」がある。土木の分野でのこのような本の出現が待たれる。RC橋脚や鋼製橋脚の非線形特性について記述した文献としては、次のものがある。

【道路橋のRC橋脚】

川島・長谷川・長島・小山・吉田：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法の開発に関する研究、土木研究所報告、第190号1993年9月

【鉄道橋のRC橋脚】

石橋、吉野：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、第390号V-8、57～66頁

【道路橋の鋼製橋脚】

鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会鋼構造委員会、平成8年7月

ii) 非線形性を考慮した動的解析の問題点

非線形性を考慮した動的解析は、非線形モデルの精度にはじまり様々な問題を有しているが、RC橋脚における曲げの履歴モデルや免震支承のバイリニアモデル等、実用上十分な精度で対象とする構造物の非線形挙動を追跡できるものも幾つかある。ここでは、橋梁技術者が、非線形動的解析を設計の場で行う際に遭遇するであろうと思われる事項を数点選んで設計作業の中で用いる非線形動的解析の問題点について説明する。

a. 入力地震動の非定常性が動的解析結果に及ぼす影響

設計の場で非線形動的解析を用いる場合、最も問題となる事項として、入力地震動の非定常性がある。具体的には、同じ弾性応答スペクトル特性有する地震動であっても、時間領域の振幅や位相の違いが応答履歴の軌跡の違いを生じるために、線形の動的解析では同じ答えが得られても、非線形動的解析では入力地震動によって結果が異なる。

入力地震動を定める方法として、目標とする応答スペクトルに観測された地震動の応答スペクトルを一致させるという方法がある。⁶⁾この方法は、観測地震動の応答スペクトルと目標とする応答スペクトルの特性が近似している場合は、観測地震動の物理的特性を残しながら、目標応答スペクトルと等価な弾性応答解となる波形（以下、適合波形と呼ぶ）を得ることができる。しかし、前述のように非線形応答に関しては、その解の等価性は何ら保証されない。ここでは、道路橋示方書・同解説V耐震設計編（平成2年2月）で採用されている時刻歴応答解析に用いる標準波形の作成方法によっても、その波形から得られる非線形応答解は、等価とならない事を示す。

道路橋示方書・同解説V耐震設計編で採用されている振幅特性を調整して、目標とする応答スペクトルに適合した波形を作成する手順を以下に示す。⁶⁾

強震記録の特性を調整するためには、i) 位相特性は変化させず、振幅特性のみを振動数領域で変化させる、ii) 振幅特性は変化させず、位相特性のみを振動数領域で変化させる、iii) 振幅特性および位相特性の両者を振動数領域で変化させる、の3種類の方法が考えられる。このうち、ii) i)の方法は、振幅特性と位相特性の両者を任意に変化させるとすれば、新たに人工地震波を作成することと同じ結果となり、実測記録を基本とする意味が失われてしまう。また、i)とii)はいずれも基本的には同じであるが、i)の方が物理的な意味が単純なため、ここではi)の方法を用いることとする。

いま、目標として与えられた加速度応答スペクトルを $S_A(f)$ 、振幅特性を調整しようとする加速度強震記録を $\alpha(t)$ 、その加速度応答スペクトルを $\tilde{S}_A(f)$ とする。ただし、加速度応答スペクトル $S_A(f)$ および $\tilde{S}_A(f)$ を計算する際の減衰定数は任意の値でよいが、両者に共通の値を用いるものとする。等時間間隔の強震記録の $\alpha(t)$ を α_m ($m=0, 1, 2, \dots, \dots, N-1$: $N-1$ はデータ個数)と表すと、このフーリエ変換は次式で与えられる。

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} \alpha_m \exp\left(-i \frac{2\pi k m}{N}\right) \quad (1)$$

ここで、 $k=0, 1, 2, \dots, N-1$ であり、 C_k は複素フーリエ係数（複素振幅）であ

る。複素フーリエ振幅 C_k を実数と虚数に分離すると、

$$C_k = 1/2 (A_k - i B_k) \quad (k = 0, 1, 2, \dots, N-1) \quad (2)$$

となる。 A_k 、 B_k はそれぞれ有限フーリエcos係数、有限フーリエsin係数である。これより k 次成分の振幅 X_k および位相 ϕ_k は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} X_k &= \sqrt{A_k^2 + B_k^2} \\ \phi_k &= \tan^{-1} (B_k / A_k) \end{aligned} \right\} (k = 0, 1, 2, \dots, N-1) \quad (3)$$

したがって、いま強震記録の持つ位相特性は変化させないで、振幅特性を調整するためには、式(3)から、 A_k 、 B_k に一定の倍率を乗じればよいことがわかる。いま、目標とする応答スペクトル $S_A(f)$ に対する強震記録の応答スペクトル $\tilde{S}_A(f)$ の比 $\alpha(f)$ を次式で定義し、

$$\alpha(f) = S_A(f) / \tilde{S}_A(f) \quad (4)$$

修正した複素フーリエ振幅 C'_k を次式で求める。

$$C'_k = \alpha(f) C_k$$

これをフーリエ変換すれば、修正した加速度波形 α'_m は次のように求めることができる。

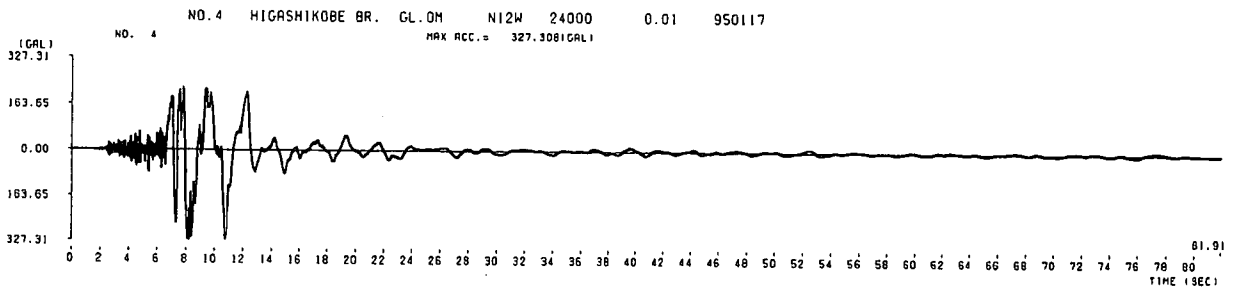
$$\alpha'_m = \sum_{k=0}^{N-1} C'_k \exp(i \frac{2\pi k m}{N}) \quad (5)$$

応答スペクトルとフーリエ振幅の間には振動数領域において一義的な対応関係が無いため、特殊な場合を除き、式(5)の α'_m の応答スペクトル $S'_A(f)$ は $S_A(f)$ と一致しない。したがって、式(1)～式(5)の過程を数回イテレーションし、最終的に式(4)の $\alpha(f)$ がある一定以下の値に収れんするようになる必要がある。

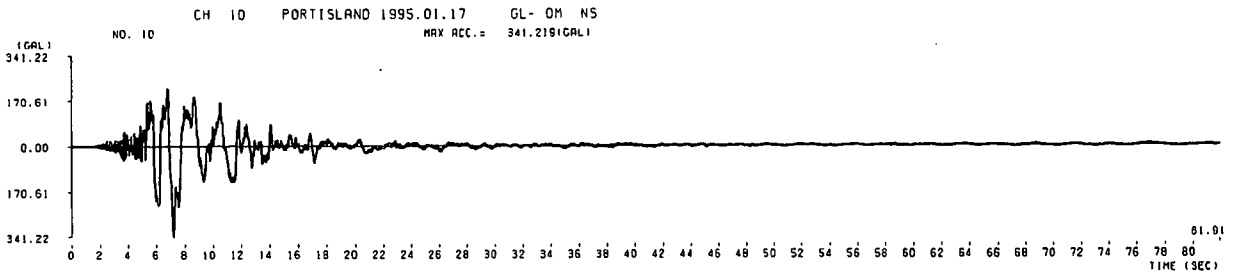
なお、この方法では、目標として与えられた加速度応答スペクトル $S_A(f)$ および強震記録の加速度応答スペクトル $\tilde{S}_A(f)$ を計算するために用いた減衰定数 h に対してのみ、 $\tilde{S}_A(f)$ は $S_A(f)$ と一致し、これ以外の減衰定数に対しては一般に $\tilde{S}_A(f)$ と $S_A(f)$ の対応関係は保障されない。したがって、 $S_A(f)$ および $\tilde{S}_A(f)$ の計算に際しては、対象とする構造物に卓越する減衰定数に近い値を用いる必要がある。

図-2.3.2.10は、上述の方法により、平成7年兵庫県南部地震において東神戸大橋周辺地盤上で観測されたN12W成分の加速度応答スペクトルを目標スペクトルとし、神戸ポートアイランドの地表面上で観測されたNS成分の加速度応答スペクトルが目標スペクトルに近づくようにその振幅特性を調整したものである。図-2.3.2.11は、減衰定数5%の加速度応答スペクトルの適合状況である。固有周期0.2～0.3秒の間で適合していないが、その他の周期帯では良く適合していることがわかる。適合波形は、図-2.3.2.10に示したように、それぞれ減衰定数5%、10%、20%の弾性加速度応答スペクトルが適合するようにしたものを3種類作成した。減衰定数を3種類としたのは、構造物の非線形化は、剛性が柔らかくなることによる長周期化と、履歴減衰による減衰定数の増加という形で振動現象に現れてくることを考慮したものである。

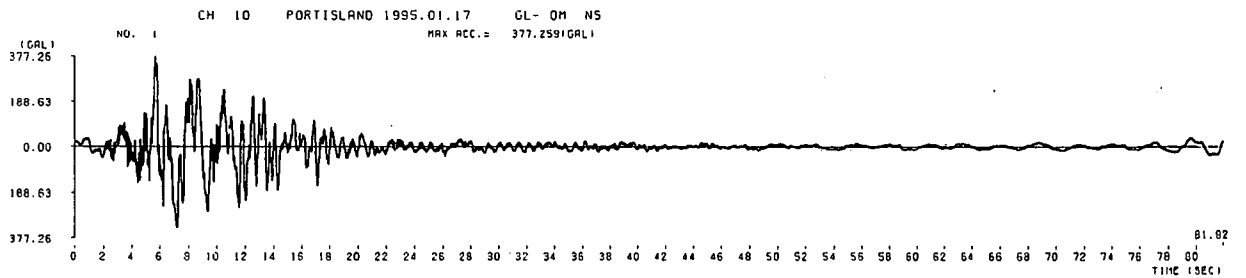
次にこの3種類の適合波形を入力地震動として、非線形動的解析を行った。解析モデルは、RC橋脚を想定した剛性低下型バイリニアモデルと鋼製橋脚を想定したバイリニアモデルである。図-2.



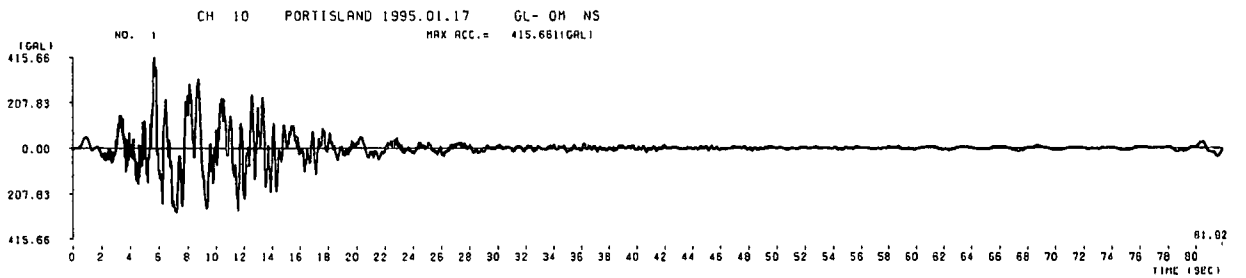
(a)平成7年兵庫県南部地震東神戸大橋周辺地盤上記録N12W成分 (目標波形)



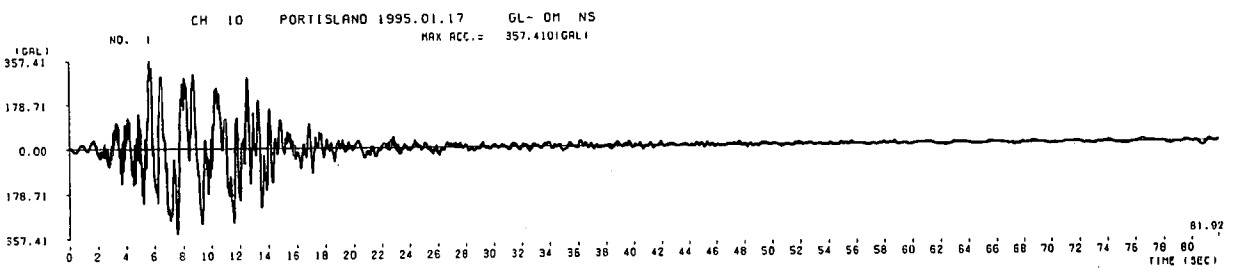
(b)平成7年兵庫県南部地震神戸ポートアイランド周辺地盤上記録NS成分 (原波形)



(c)減衰定数5%の加速度応答スペクトルに適合させた適合波形



(d)減衰定数10%の加速度応答スペクトルに適合させた適合波形



(e)減衰定数20%の加速度応答スペクトルに適合させた適合波形

図-2.3.2.10 目標とする加速度応答スペクトルの減衰定数を変化させた適合波形

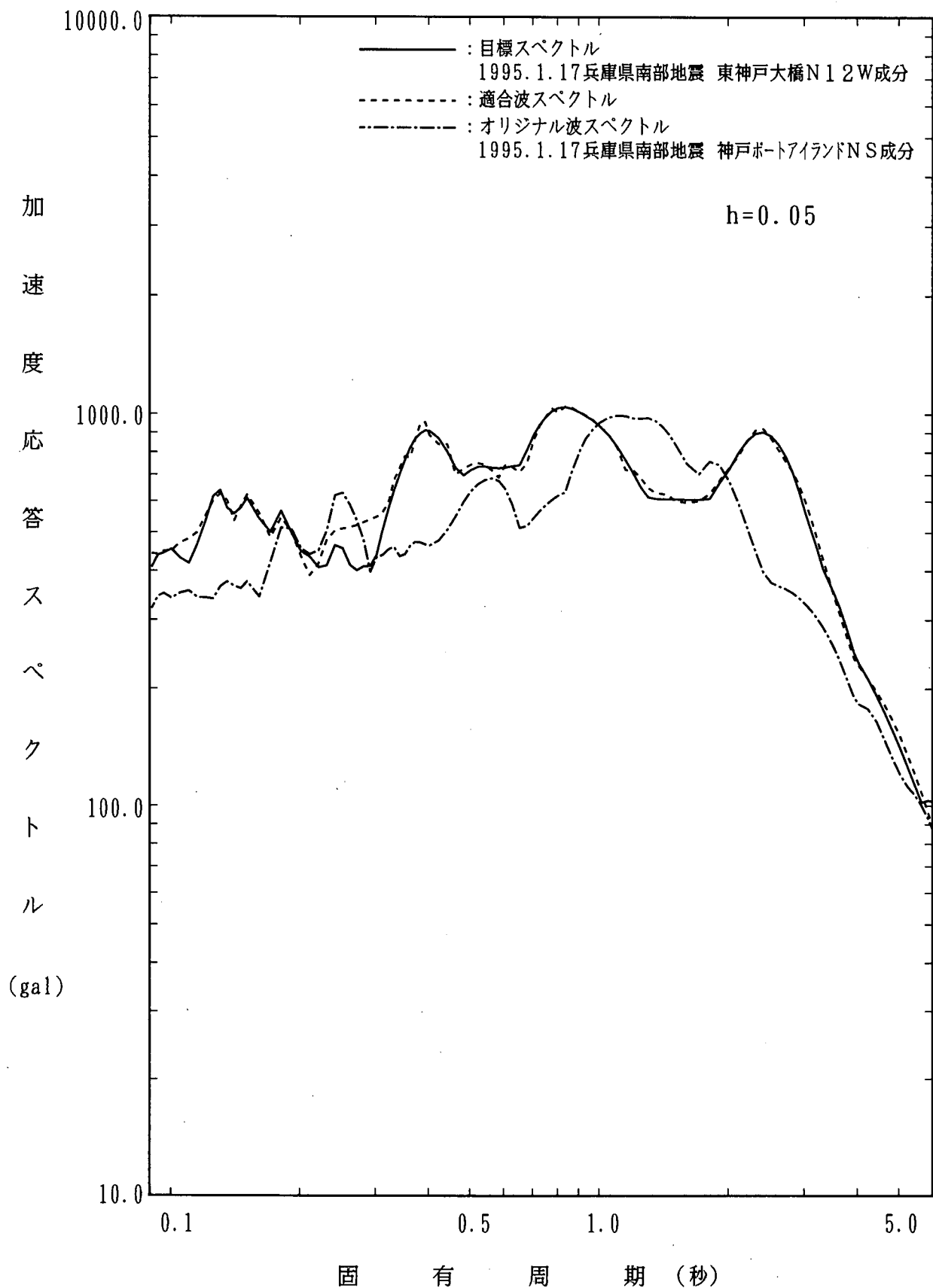


図-2. 3. 2. 11 減衰定数5%の加速度応答スペクトルへの適合状況

3. 2. 12(1)と(2)に剛性低下型モデルにおける応答履歴と、応答波形を示した。同様に、図-2. 3. 2. 1 3(1)と(2)には、バイリニアモデルにおける結果を示した。表-2. 3. 2. 1には、最大応答値の比較結果を示した。

表-2. 3. 2. 1 適合波形による非線形動的解析結果の再現性

| 履歴 | 地盤 | オリジナル波による非線形応答値 | | 減衰定数5%応答適合波 | | 減衰定数10%応答適合波 | | 減衰定数20%応答適合波 | |
|------------|----|-----------------|----------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| | | 変位(cm) | 加速度(gal) | 変位(cm) | 加速度(gal) | 変位(cm) | 加速度(gal) | 変位(cm) | 加速度(gal) |
| 剛性低下型バイリニア | Ⅲ種 | 11.1 | 520.4 | 11.6 (1.05) | 532.6 (1.02) | 14.0 (1.26) | 586.6 (1.13) | 13.6 (1.23) | 578.5 (1.11) |
| バイリニア | Ⅲ種 | 42.2 | 298.5 | 29.2 (0.69) | 278.1 (0.93) | 32.5 (0.77) | 283.0 (0.95) | 37.9 (0.90) | 292.4 (0.98) |

()内は適合波/オリジナル波の最大応答値の比である。履歴モデルや適合波形の減衰定数および着目量によって、オリジナル波形に対する再現性が異なることがわかる。最大応答値だけに着目した場合、剛性低下型バイリニアモデルでは減衰定数5%の適合波形が、バイリニアモデルでは減衰定数20%の適合波形がそれぞれ再現性が優れている。応答波形に着目すると、最大値付近だけは再現性が良いが、その前後には大きなズレが見られる。これは、図-2. 3. 2. 10からわかるように、オリジナル波形と適合波形の非定常性の違いによるものである。

非線形動的解析では、最大応答値のみだけでなく、塑性変形の累積や履歴吸収エネルギーおよび残留変位量などに着目することが多いので、線形の動的解析とは異なり、数種類の入力地震動に対して動的解析を行う必要がある。

b. 地盤の非線形動的解析の適用性 (架橋地点の地盤条件を反映した地震動の推定)

平成7年兵庫県南部地震では、多くの地震記録が得られた。例えば、気象庁の神戸海洋気象台では、水平成分の最大加速度が818gal、弾性加速度応答スペクトル(減衰定数5%)で2gという大きな地震記録が観測されている。しかし、地震後の検討では、このような大きな加速度を有する地震動をもってしても説明できない事象が幾つもあることが指摘されている。また、阪神高速道路3号神戸線のように、大きな被害を被った地域での地震記録が一つも観測されていないため、破壊をもたらした地震動の姿が十分解明されたわけではない。平成7年兵庫県南部地震以後、他地域に建設される構造物の耐震性の照査等を目的に、前述の観測記録を基に、当該地域(地盤)の地震動を推定することが数多く試みられている。地震動の推定に用いられている方法の多くが、等価線形化による地盤の動的解析である。しかし、等価線形化法は、あまり非線形性が強くない場合には比較的良い結果を与えるが、非線形性が強い場合にはその適用性に問題がある。事実、平成7年兵庫県

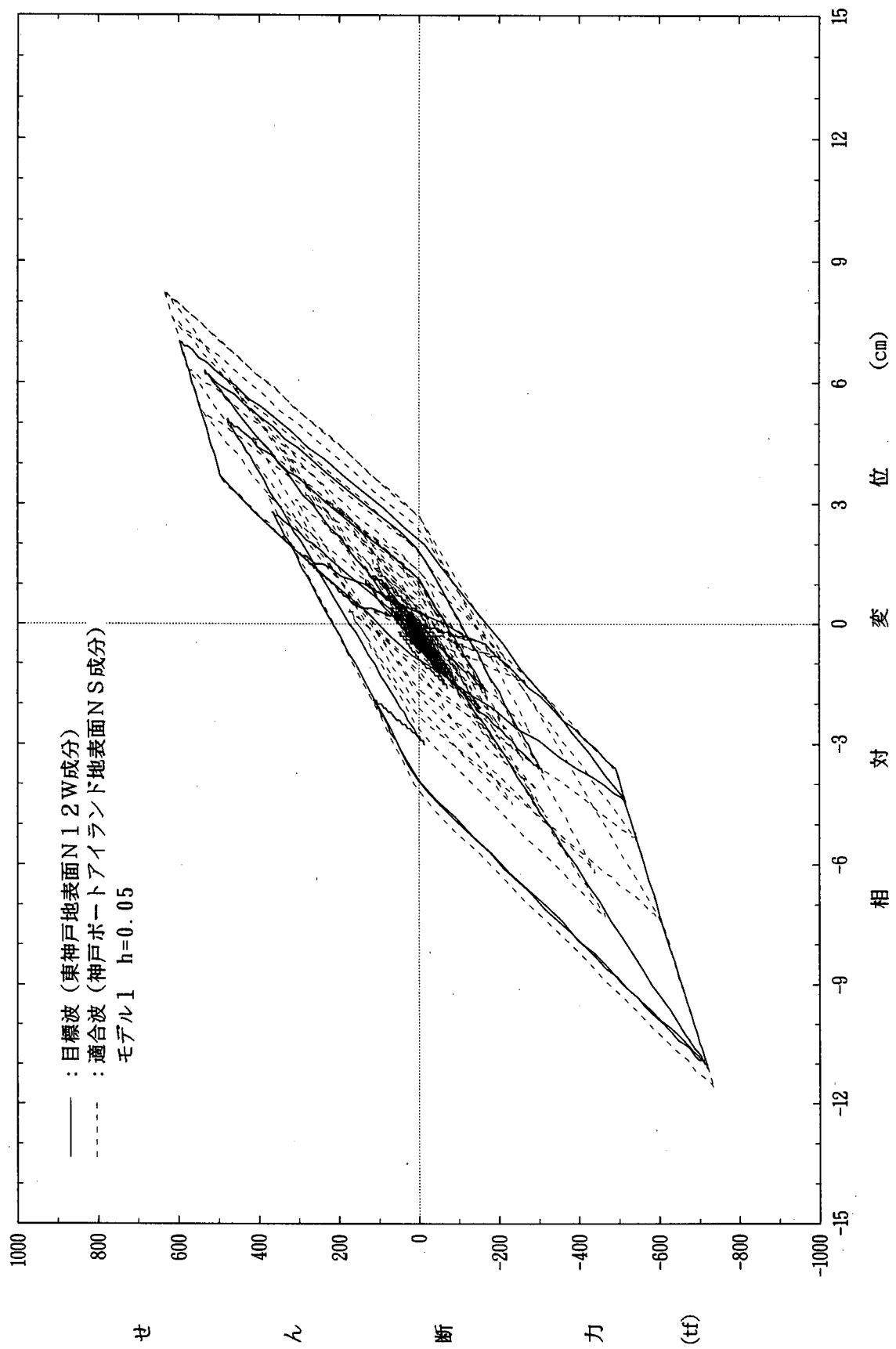


図-2.3.2.12(1) 剛性低下型バイリニアモデルにおける非線形応答の再現性：応答履歴

- : 東神戸大橋周辺地盤上記録
- : 減衰定数 5% 応答適合波
- : 減衰定数 10% 応答適合波
- : 減衰定数 20% 応答適合波

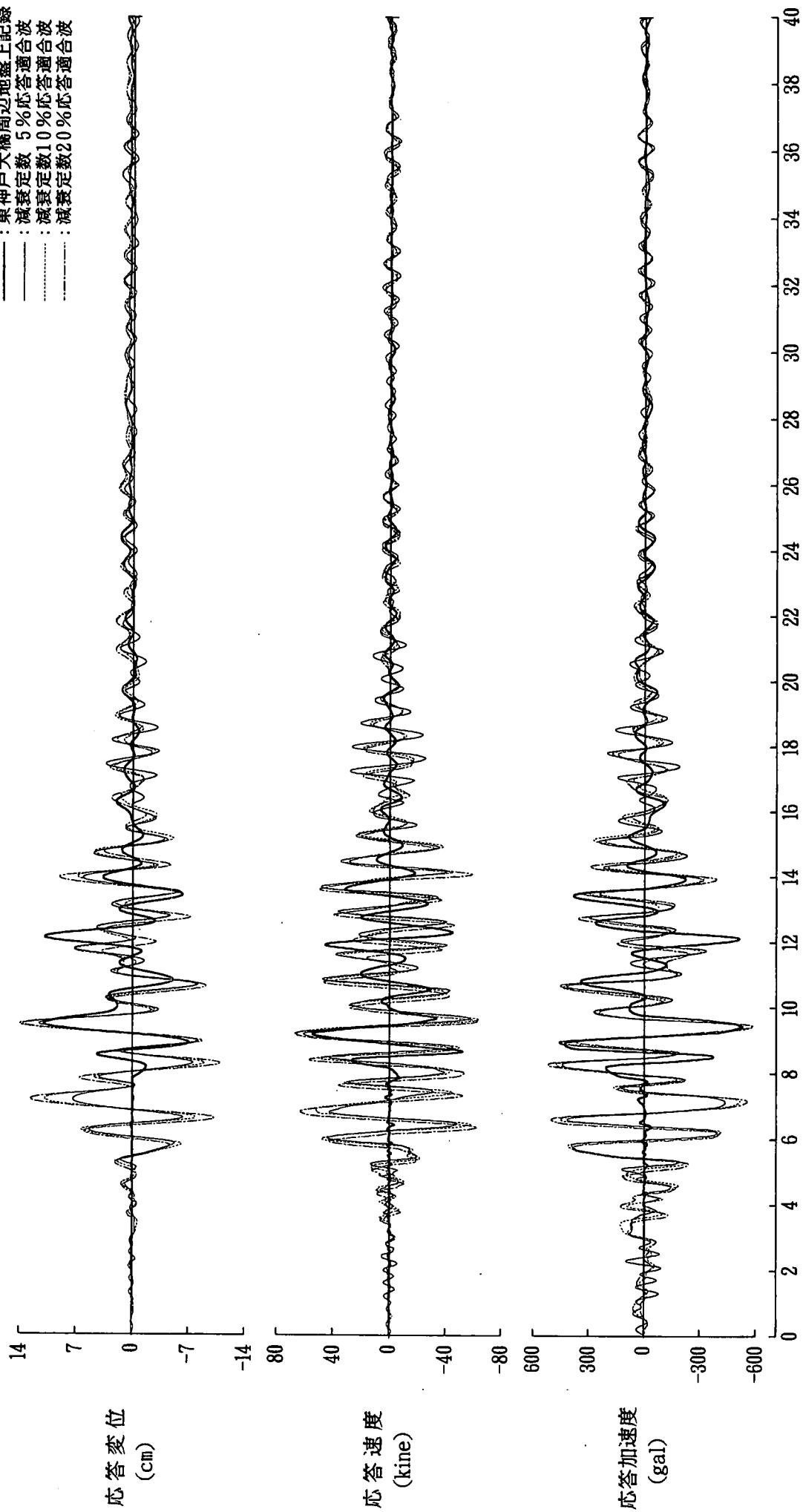


図-2.3.2.12(2) 剛性低下型バイリニアモデルにおける非線形応答の再現性：応答波形

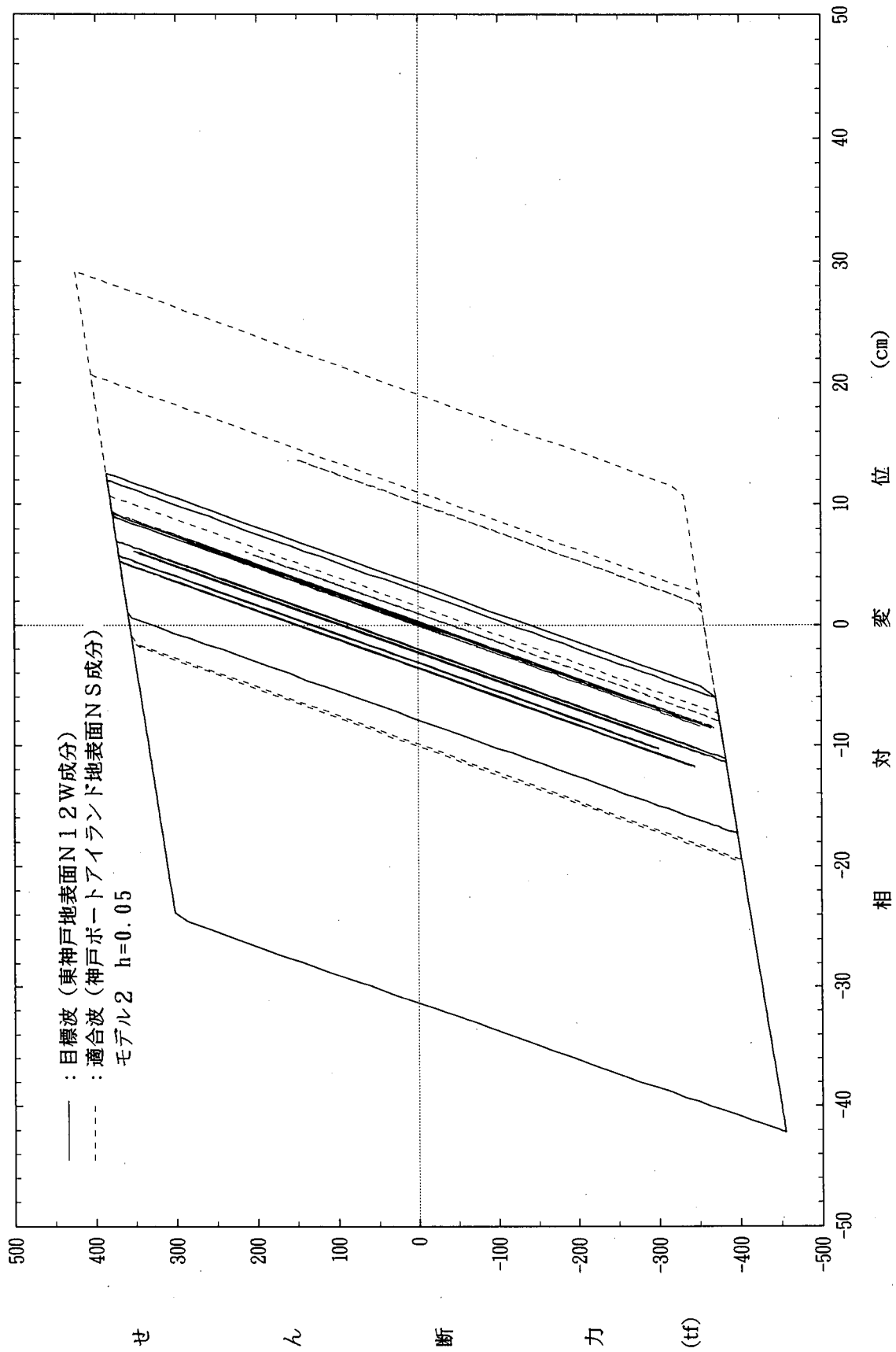


図-2.3.2.13(1) バイリニアモデルにおける非線形応答の再現性：応答履歴

— : 東神戸大橋周辺地盤上記録
 — : 減衰定数 5% 応答適合波
 - - - : 減衰定数 10% 応答適合波
 ····· : 減衰定数 20% 応答適合波

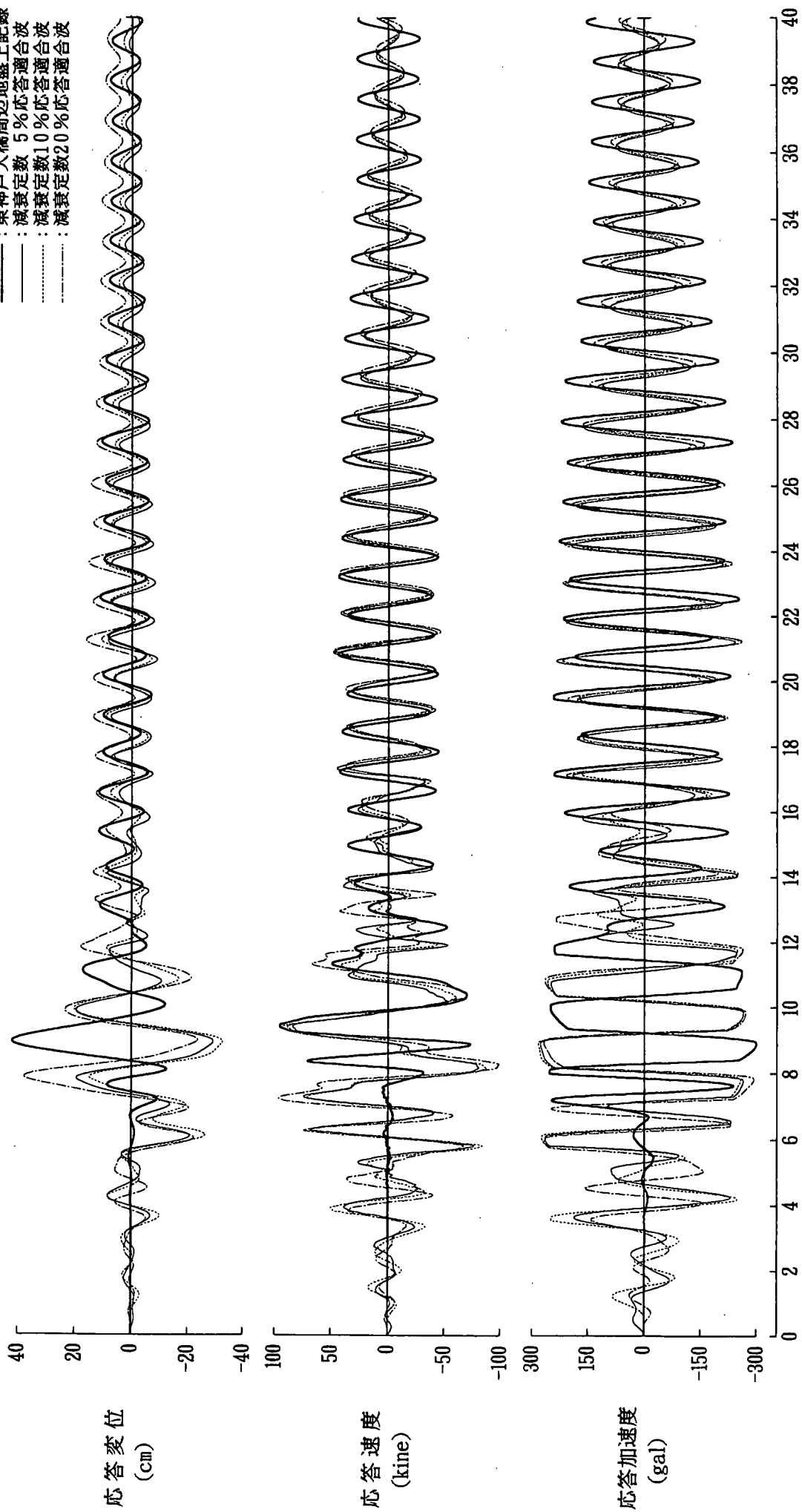


図-2.3.2.13(2) バイリニアモデルにおける非線形応答の再現性：応答波形

南部地震の観測記録を用いた等価線形化による地盤の動的解析を行うと、地盤のせん断ひずみが非常に大きくなり、地盤が弾塑性体としての挙動をできない破壊領域に至っているという結果が得られることが指摘されている。もっと問題なのは、そのようなプロセスを経た地震動を用いて既設および新設の建造物の耐震設計が行われているという点である。平成7年兵庫県南部地震による地震動特性の解明や、それを再現する地盤の動的解析手法の開発は、精力的に進められている最中であり、実務設計の場にそれが反映されるまでには、まだ多くの時間を必要とする。

図-2.3.2.14は、耐震設計上の地盤種別（道路橋示方書による）がⅢ種地盤となる地点の工学的基盤面から、平成7年兵庫県南部地震で観測された神戸ポートアイランドの基盤波を入力地震動として地盤の非線形動的解析を行った結果である。

神戸ポートアイランドの記録は、基盤位置の地震計の設置方向がずれているので、水平2方向成分を合成して最も加速度応答スペクトルが大きくなる方向の波形を採用した。本来、観測された基盤波形は、実体波であるから、入射波を入力地震動として用いるべきであるが、前述のとおり入射波を推定する方法（等価線形化による重複反射理論）に問題があるので、実測記録の重みを優先させて、観測された実体波を対象地点の工学的基盤面の実体波として入力した結果である。

地盤の解析モデルは、1次元モデルである。用いた解析手法は、等価線形化法による重複反射理論（SHAKE）と、Ramberg-OsgoodモデルとHardin-Drnevichモデルによる非線形動的解析の3種類である。何れも、全応力解析である。等価線形化法は、せん断ひずみによる剛性低下率の下限值を10%とした。

図-2.3.2.14より、等価線形化法は上層部で最大せん断ひずみが 10^{-2} を越えており、適用範囲外にあることがわかる。Hardin-Drnevichモデルも、1つの地層で最大せん断ひずみが 10^{-2} を越えているが、等価線形化法に比較して約1/2の大きさである。Ramberg-OsgoodモデルとHardin-Drnevichモデルは、せん断ひずみ分布、加速度分布、変位分布がほぼ等しいのに対して、等価線形化法は、その分布形状は近似しているが値は、異常に大きい。平成7年兵庫県南部地震の地震観測地点の地盤の非線形動的解析が幾つか報告されているが、等価線形化法よりも非線形動的解析の方が再現性が良いことと、等価線形化法を用いる場合は、工夫を必要とすることが報告されている。

c. 履歴モデルの違いが動的解析結果に及ぼす影響

RC建造物の曲げ挙動の非線形性を表すモデルとしては、武田、武藤、深田、Cloughモデル等様々なモデルが提案されている。ここでは、武田、武藤、深田の各モデルの違いが非線形応答に与える影響を検討する。入力地震動は、神戸海洋気象台記録NS成分である。

図-2.3.2.15の上段は、武田モデルと武藤モデルを比較したものである。最大応答変位が発生するまでは、両者の応答変位は良く合っているが、主要動後の残留変位に若干の差が見られる。武藤モデルの方が残留変位が大きい。これは、武藤モデルの方が武田モデルより履歴減衰が小さいからである。

図-2.3.2.15の下段は、武田モデルと深田モデルを比較したものである。変位、速度、加速度とも、最大値が発生するまでは良く近似しているが、最大値発生後は深田モデルの方が応答が大きく、位

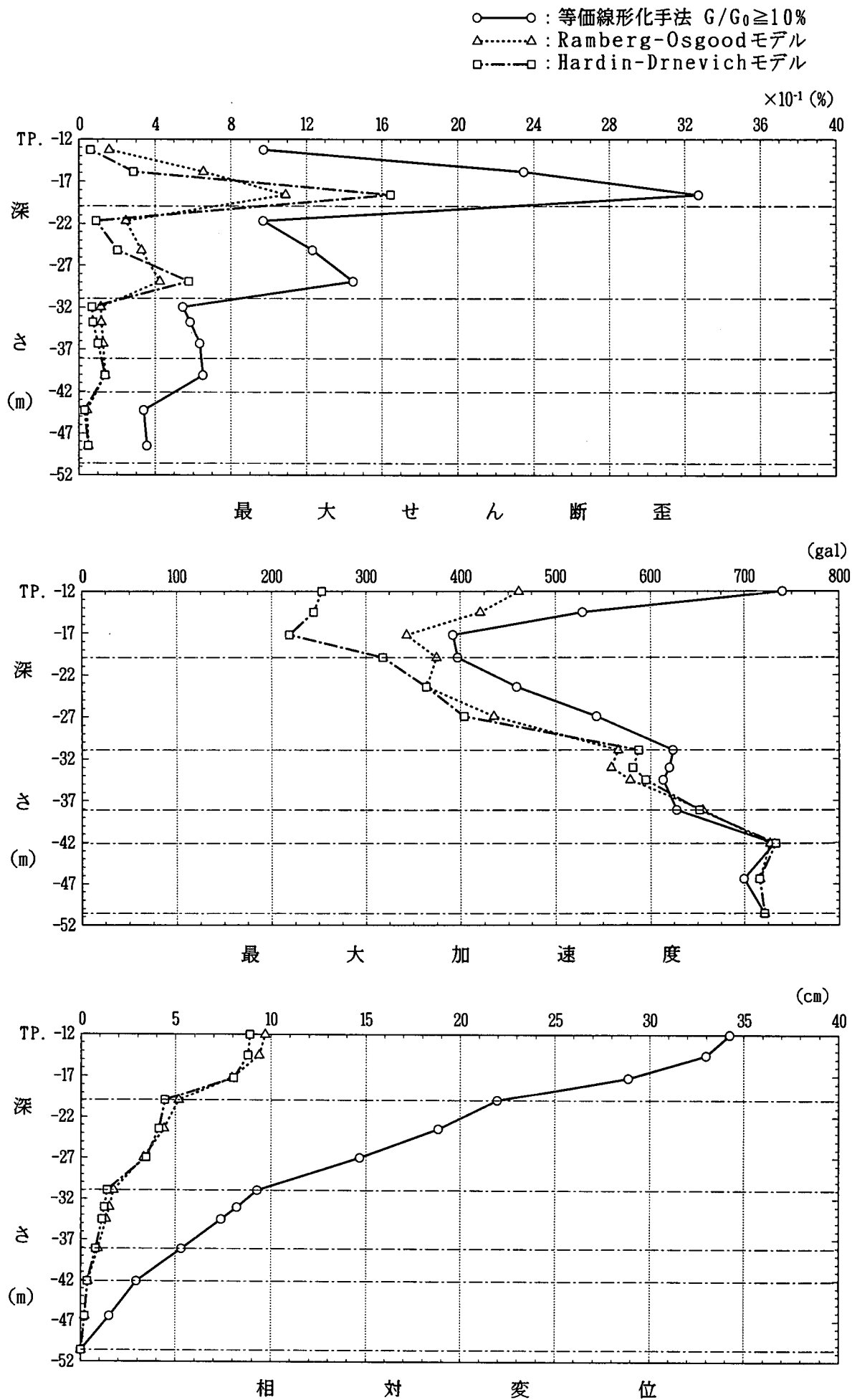


図-2.3.2.14 非線形動的解析手法の違いが地盤の非線形応答に与える影響

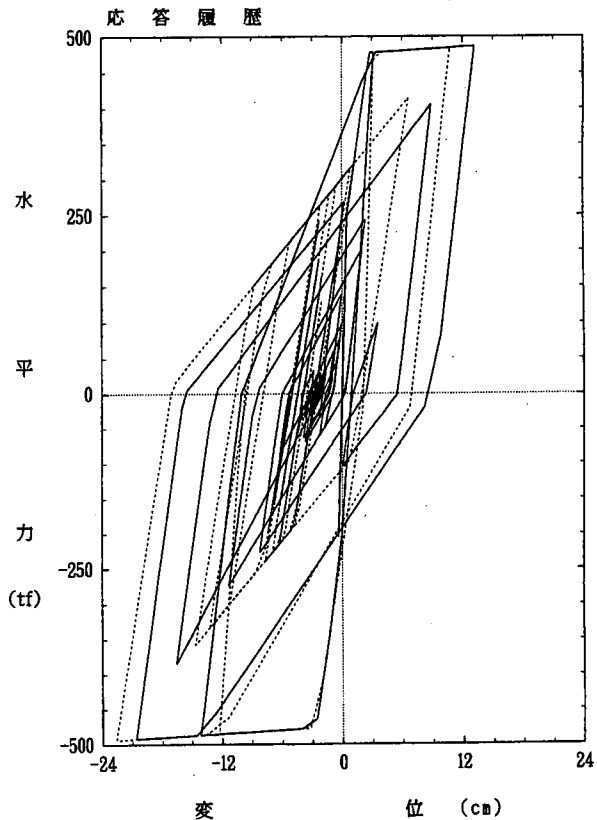
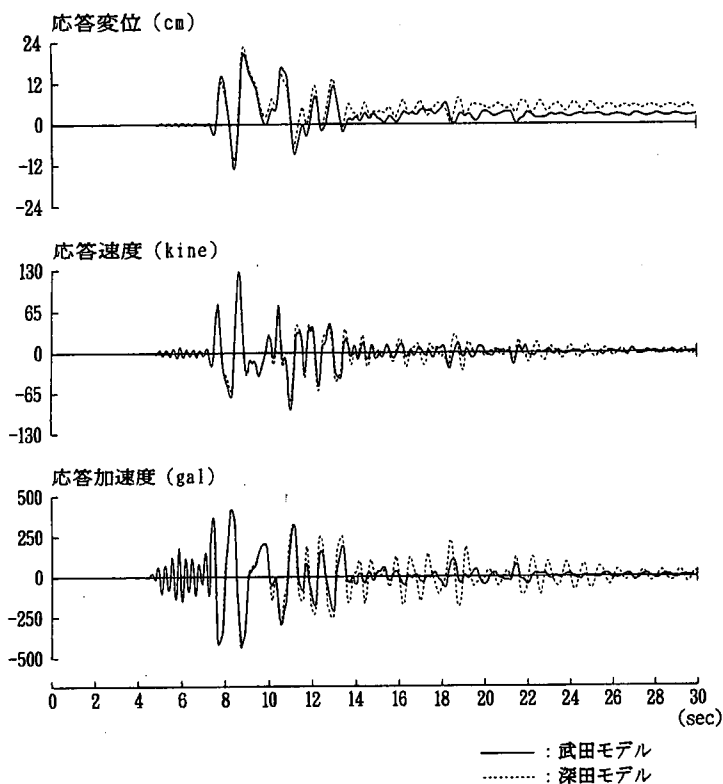
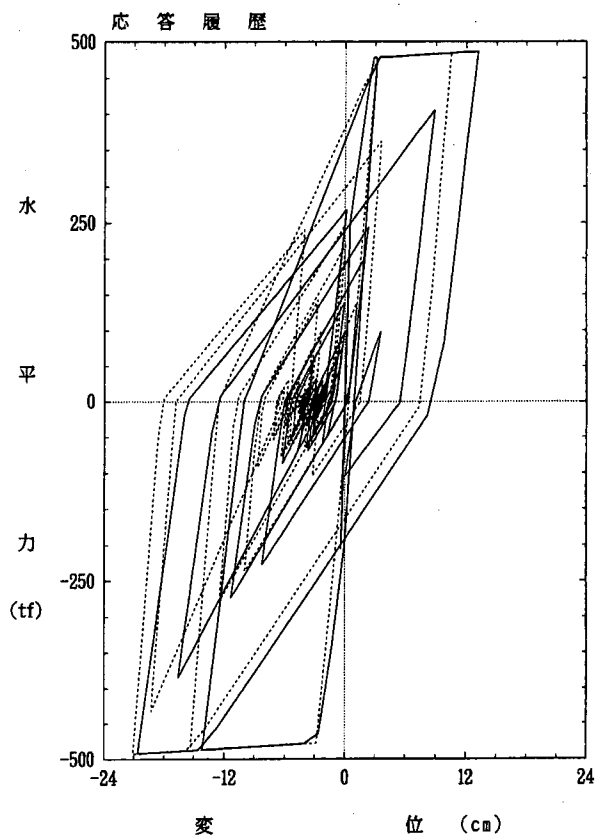
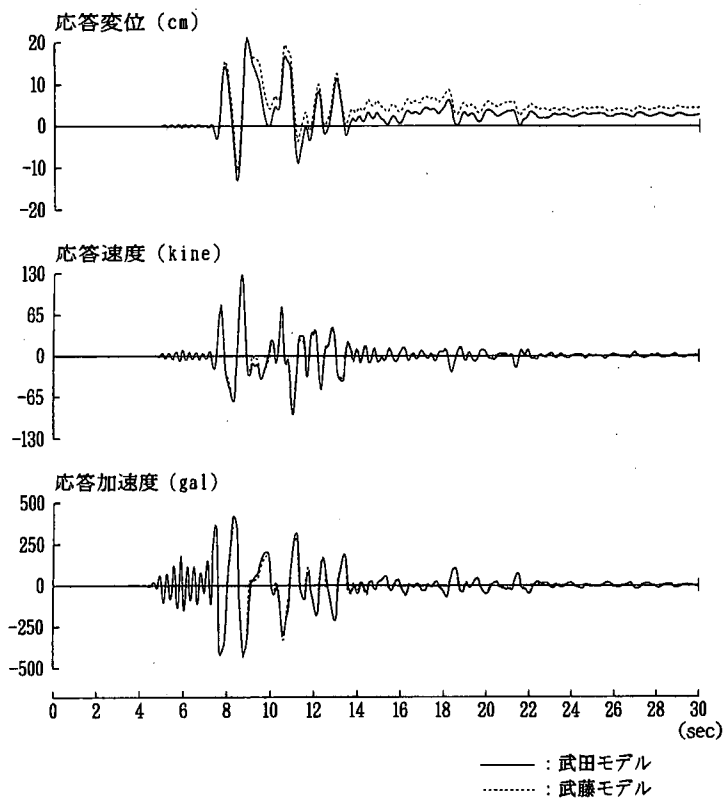


図-2.3.2.15 履歴モデルの違いがRC橋脚の非線形応答に与える影響

相特性も異なる。

以上より、最大応答値が発生するまでの応答は、何れの履歴モデルを用いても遜色ないが、最大応答値後の振幅レベルが小さい領域では、履歴モデルの違いが現れることがわかる。非線形動的解析結果を用いて、残留変位の照査を行う場合は、履歴モデルの違いにより残留変位が異なるという点に注意を要する。

d. その他の問題点

以上の3点以外にも、非線形動的解析を実施する上での問題点として次の様なものがある。

①収束計算法の違い

直接反復法、Newton-Raphson法、接線剛性法、初期剛性法、弧長増分法

②減衰マトリックスの評価

・ Rayleigh型減衰

$$C = a_0 m + a_1 K$$

$$h_i = \frac{a_0}{2\omega_i} + \frac{a_1\omega_i}{2}$$

$$\begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_j - \omega_i}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \begin{bmatrix} \omega_j & -\omega_i \\ -1/\omega_j & 1/\omega_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \end{Bmatrix}$$

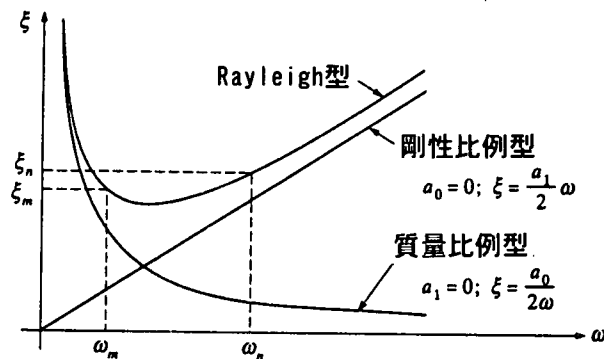


図-2.3.2.16 Rayleigh型減衰と質量比例減衰・剛性比例減衰⁷⁾

・モード別減衰定数型減衰（等価減衰行列）

自由度 n ($k = 1 \cdots n$) の系について、質量マトリックス M 、モード ϕ 、固有円振動数 ω_k 、モード減衰定数 h_k が既知のとき、

$$C_{ij} = m_i m_j \sum_{k=1}^n 2 h_k \omega_k \phi_{ik} \phi_{jk}$$

③曲げ剛性 (EI) の非線形性の制御法

曲げ部材の非線形性を制御する方法としては、部材中央の曲げに関する情報と与えられた履歴モデルに従って制御する方法と、部材の両端部の曲げに関する情報と与えられた履歴モデルに従って

制御する方法の2つに大別される。ここでは、曲げに関する情報として曲げモーメントMと曲率 ϕ を対象とした場合について述べる。

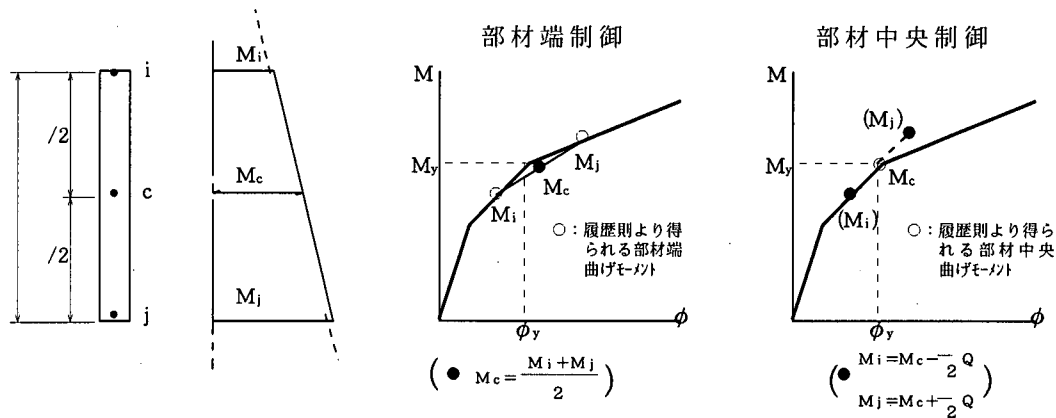


図-2.3.2.17 曲げ履歴の材端制御と部材中央制御

図-2.3.2.17からわかるように、部材端制御によれば両部材端部の曲げモーメントは与えられた履歴則に従って定まるが、部材中央制御の場合は両部材端部の曲げモーメントは必ずしも履歴則に従わない。我々が工学分野で着目するのは、主要断面すなわち部材端の曲げモーメントである。部材中央制御の場合、曲げモーメント分布を描いた場合、同一断面上で不連続になる（減衰力だけでは説明できない）場合がある。

iii) 非線形性を考慮した動的解析の運用

i)では、橋梁の設計技術者における動的解析に関する経験の少なさを指摘し、今後、設計現場の中で非線形動的解析を正しく実行して行くために必要な11項目の知識（学習目標）について示した。設計技術者が、その11項目を常に意識して動的解析を実行して行くのであるならば技術者自身の動的解析に関する技術力も向上するとともに、質の高い耐震設計を実現できることになる。

非線形動的解析を実施する過程には、技術者の自助努力だけでは解決できない問題も幾つかある。その一例をii)に示した。しかし、ii)に示した事項は、入力地震動の非定常性を除けば、解析手法の選択、履歴モデルの選択、減衰の評価等何れも、設計者の判断に任せられる事項である。

以上のような状況を踏まえて、非線形動的解析を運用して行く上での注意事項を以下に列挙する。なお、ここでは材料の非線形性を主な対象とする。

a. 非線形を考慮した動的解析の適用範囲

非線形動的解析は、次のような現象に関しては、実用上その解析手法は、確立しているため、積極的に利用して良い。ただし、解析結果の信頼性は、非線形モデルを定める物性値の精度や利用者のミスの有無によって定まることを忘れてはならない。

- ①RC構造の曲げの非線形挙動
- ②鋼構造の座屈による耐力低下が起きる前（最大耐力）までの非線形挙動
- ③免震支承のようにその非線形性を単純な非線形バネでモデル化できる事象

①～③に関しては、弾性応答と非線形応答の関係を利用したエネルギー一定則や等価線形化法を用いて非線形応答を求めても良い。他に、非線形応答スペクトルを用いる方法もあるが、非線形応答

スペクトルは、その非線形特性に関するパラメーターが少ない完全弾塑性型に関しては有用であるが、それ以外の非線形特性ではパラメーターが膨大になるので、非線形応答に与える影響の少ないパラメーターを固定する等の工夫を要する。

次の現象に関しては、実用的な解析手法は研究途上にあるので、実験等により耐震安全性を確認するか、実験等により解析精度が確認されている解析手法を用いる必要がある。

- ④ R C 構造のせん断の非線形挙動
- ⑤ R C 構造の曲げとせん断の非線形挙動
- ⑥ 鋼構造の最大耐力以後の領域の非線形挙動
- ⑦ P～ Δ 効果が無視できない構造の非線形挙動

解析手法は確立されているが、非線形モデルを定める物性値にバラツキが大きいものとして地盤が関係する現象がある。このような解析を行う場合は、何を得たいかをはっきりさせ、その量が比較的精度良く得られるように解析モデルを設定する必要がある。

- ⑧ 地盤の非線形挙動（全応力解析・有効応力解析）
- ⑨ 基礎～地盤系の非線形挙動

解析手法は提案されており、実験による検証例もあるが、解析手法が一般化していない現象として次のものがある。このような解析を行う場合は、必ず、経験豊かな技術者の意見を参考にしながら解析を行う必要がある。

- ⑩ 軸力変動を伴う曲げの非線形挙動
- ⑪ 2 軸曲げの非線形挙動

b. 非線形動的解析の解析条件

収束計算法、履歴モデルの選択、減衰マトリックスの評価等は、用いる解析プログラムによる。しかし、選択肢が複数ある場合は、以下の事項を参考にすると良い。

- ① 入力地震動は、地震動の非定常性を考慮して複数の入力地震動を用いるのが良い。
- ② 入力地震動に、架橋地点の地盤条件を反映させたい場合は、地盤の非線形動的解析を行う。その際、常に、せん断ひずみ分布や加速度分布と変位分布に着目しながら、解析手法の適用範囲を逸脱していないかを確認する。逸脱している場合は、動的解析に関する経験豊かな技術者に相談する。
- ③ 履歴モデルは、対象とする構造物の非線形性を正確に表現できるものでなければならない。また、非線形モデルの適用範囲も常に意識して用いる。具体的には、R C 構造の場合は、剛性低下型の最大点指向のモデルを用いる必要がある。鋼構造にバイリニアモデルを用いた場合は、それによって解析できるのは、あくまでも最大耐力点までである。
- ④ 収束計算法は、材料非線形のみを対象とするならばNewton-Raphson法を用いるのが良い。不平衡力を小さくするための繰り返し回数は、20～30回程度で良い。収束計算法や繰り返し回数、収束判定誤差等の選択は、対象とする非線形性によって異なってくる。
- ⑤ 減衰マトリックスは、非線形性を考慮した剛性マトリックスの弱点を補うという役目があり、その評価法は、解の収束性等をみながら適時選択する必要がある。

・モード減衰定数に等価な減衰マトリックスは、解析モデルが複雑になると、解の収束性が悪くな

る。但し、減衰効果を線形動的解析と非線形動的解析で整合を図ることができる。

・Rayleigh型減衰は、応答に寄与すると思われる2つの固有振動モードを選択し、そのモード減衰定数と固有振動数から質量マトリックスと剛性マトリックスに乗じる係数を定める。

・剛性比例型減衰は、最も応答に寄与すると思われる固有振動モードを選択し、そのモード減衰定数と固有振動数から剛性マトリックスに乗じる係数を定める。

Rayleigh型と剛性比例型は、解析の過程で逐次更新される剛性マトリックスを用いる方法と最初に作成する剛性マトリックスを解析の最初から最後まで用いる方法があるが、これも、解の収束が悪い場合は、前者から後者に変更するなどの試行錯誤が必要である。

⑥曲げ剛性の非線形制御の方法は用いる解析プログラムに依存するが、用いた解析プログラムの非線形性の制御法が、解のどのような量に対しては正解値（物理的に意味のある解）を出し、どのような量に対しては数値計算上出てくるだけの量であるかを明確にしておく必要がある。例えば、部材中央制御の解析プログラムから出力される部材端の曲げモーメントは、同じ断面位置でも大きく異なる（不連続となる）場合がある。

c. 非線形動的解析結果の評価

非線形動的解析を行った場合、最低限次の量を出し、解が正しく得られているかを吟味しなければならない。

①主要な位置の応答変位波形、速度応答波形、加速度応答波形

②主要な断面の曲げモーメントの応答波形（曲げの非線形解析の場合）

せん断力の応答波形は、せん断の非線形性や曲げとせん断の相互作用が考慮できる場合は、出力する意味がある。

③用いた非線形モデルの応答履歴

④変位、加速度、曲げモーメント、せん断力、曲率（梁の非線形モデルを用いた場合）の最大応答値分布

①～④の量は、図という形で出力して、得られた解に不備がないかをチェックする。チェックは、用いた非線形モデルが意図したとおりの応答履歴を描いているかの解析モデルのチェックと、設定した非線形モデル応答波形全体に異常なノイズが見られるか等の収束性に関するチェックおよび、最大応答値の分布や塑性化の発生位置等の構造力学的なチェックを行う。

以上のようにして、解の妥当性が確認できたら耐震性の照査を行うわけであるが、単に最大応答値だけに着目するのではなく、各部の塑性化の度合い等も確認する必要がある。例えば、既設のRC橋脚の耐震性を評価する場合、段落し位置で応答曲げモーメントが曲げ耐力を超過していなくても、降伏モーメントを越える振幅が複数回作用する場合は、既往の被災事例を考慮して、耐震性に問題有りという判断を下すべきである。

入力地震動を複数用いた場合の応答値の評価としては、次のような評価が考えられる。

・入力地震動が数波の場合：最も大きい応答値を採用

・入力地震動が十数波の場合：最頻値を採用する。

・入力地震動が数十波の場合：平均値 + σ (σ : 標準偏差) を採用する。

非線形動的解析は、a～cのような点に留意しても、同じ構造物を対象とした場合に解に差が出る可能性が高い。しかし、上述した事項を意識した解析結果であるならば、大幅な解のズレは防げると考える。具体的には、解のズレにより設計成果が異なることはないと考え。最も大事な事は、上記の事項を意識することにより、技術者が思考し、その解に責任を持つことである。

aでは、①～③に関しては、弾性応答と非線形応答の関係を利用した簡易法を適用して良いと述べた。次頁以降にその基本的な考え方を示す。

d. 非線形性を考慮した簡易法

非線形性を考慮した簡易法とは、構造物の非線形応答の性質を利用して、動的解析は線形で行い、その結果から非線形応答を推定しようというものである。具体的には、次の3つの方法が一般的に良く用いられている。

①非線形応答の性質を利用したエネルギー一定則や変位一定則

②等価な剛性と等価な減衰定数を用いた等価線形法

③非線形応答スペクトル

①エネルギー一定則と変位一定則⁸⁾

1自由度の完全弾塑性系の地震動に対する最大応答値に関しては、次のような性質があることが認められている。

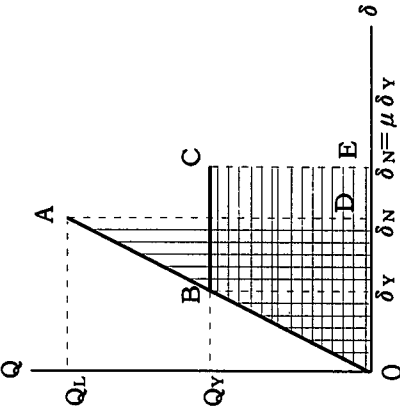
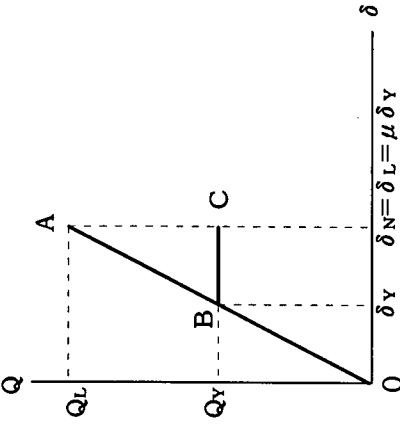
i) 比較的長い周期範囲では、降伏力がある限度以上なら、弾塑性系の最大応答変位は、降伏力に係わらずほぼ同じで、また初期周期の等しい弾性系の最大応答変位と大差がない。：変位一定領域

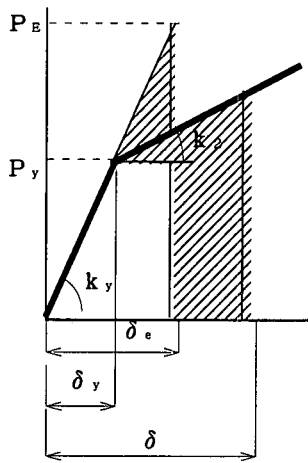
ii) 比較的短い周期範囲では、初期周期の等しい弾性系の最大エネルギーと弾塑性系の最大エネルギーは降伏力にかかわらずほぼ等しい。：エネルギー一定則

弾性系の応答は、2～5%の減衰定数を考慮したものである。これらの関係は、非線形動的解析結果より帰納的に求められた経験則であり、加速度応答スペクトル一定の領域ではエネルギー一定則が、速度応答スペクトル一定の領域では変位一定則が比較的良く合うようである⁸⁾。

上記の性質を利用すれば、線形応答スペクトルから非線形応答を推定できる。具体的には、表-2.3.2.2のような関係が得られる。表-2.3.2.2は、完全弾塑性系（2次勾配=0）に対しての非線形応答と線形応答の関係を示したが、パイリニア系（2次勾配≠0）の場合は、図-2.3.2.18と2.3.2.19のようになる。

表一 2.3.2.2 非線形応答変位の性質

| 推定ルール | エネルギー一定則 (property of energy conservation) | 変位一定則 (property of displacement conservation) |
|---|--|---|
| <p>非線形応答特性をベースとした推定ルール (概念図)</p> |  |  |
| 非線形応答特性 | <p>比較的短周期の範囲では、初期周期の等しい弾性系の最大ポテンシャルエネルギーと弾塑性ポテンシャルエネルギーとは、降伏力にかかわらずほぼ等しい。</p> | <p>比較的長周期の範囲では、降伏力がある限度以上なら、弾塑性系の最大変形は初期周期の等しい弾性系の最大変形とほぼ等しい。</p> |
| 最大弾塑性変形 $\delta_N =$ | $\frac{1}{2} \left\{ \frac{Q_L}{Q_Y} + \frac{Q_Y}{Q_L} \right\} \delta_L = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \delta_L$ | δ_L |
| 塑性率 $\mu = \frac{\delta_N}{\delta_Y} =$ | $\frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{Q_L}{Q_Y} \right)^2 \right\}$ | $\frac{Q_L}{Q_Y}$ |
| 降伏力 $Q_Y =$ | $\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \cdot Q_L$ | $\frac{1}{\mu} \cdot Q_L$ |
| 備考 | <p>$\delta_L = S_D(T, h)$; 初期弾性最大変位 $Q_L = k \delta_L = m S_A(T, h)$; 初期弾性せん断力 $Q_Y = k \delta_Y$; 降伏せん断力, δ_Y; 降伏変位 δ_N; 弾塑性最大変位, μ; 塑性率 基準となる弾性系の応答は2~5%の初期減衰を考慮した値である。 エネルギー一定則および変位一定則は、多くの応答解析の結果から帰納された経験則である。これらの関係を用いれば、弾性応答スペクトルから弾塑性応答量を推定することが可能となり、実用上きわめて便利である。 加速度応答スペクトル一定の領域ではエネルギー一定則が、速度応答スペクトルが一定の領域では変位一定則が比較的よく合うようである。</p> | |



$$\alpha = k_2 / k_y$$

$$\mu = \delta / \delta_y$$

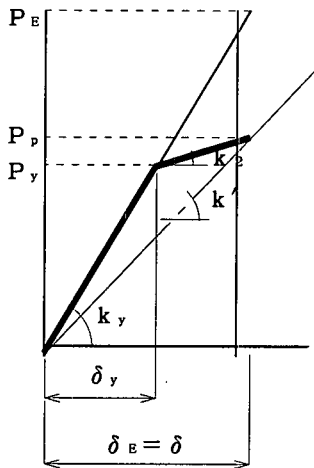
$$\delta = \frac{-\delta_y(1-\alpha) + \sqrt{\delta_y^2(1-\alpha) + \alpha \delta_e^2}}{\alpha}$$

$$= \frac{\mu}{\alpha(\mu-1)^2 + 2\mu - 1} \cdot \delta_e$$

[$\delta / \delta_e = \mu \delta_y / \delta_e = \frac{\mu \cdot P_y / k_y}{P_E / k_y} = \mu \cdot P_y / P_E$ より]

$$P_y = \frac{1}{\alpha(\mu-1)^2 + 2\mu - 1} \cdot P_E$$

図-2.3.2.18 2次勾配 $\alpha \geq 0$ でのエネルギー一定則



$$\alpha = k_2 / k_y$$

$$\mu = \delta / \delta_y$$

$$\delta = \delta_E$$

$$P_p = P_y + k_2 (\delta_E - \delta_y)$$

$$= k' \cdot \delta_E$$

$$k' = P_p / \delta_E = (P_y + \alpha \cdot k_y \cdot (\delta_E - \delta_y)) / \delta_E$$

$$= P_y (1 + \alpha (\mu - 1))$$

$$= \frac{1}{\mu} \cdot (1 + \alpha (\mu - 1)) \cdot P_E$$

図-2.3.2.19 2次勾配 $\alpha \geq 0$ での変位一定則

1自由度系を対象に、エネルギー一定則や変位一定則を用いた、非線形応答推定の流れを、図-2.3.2.20と2.3.2.21に示す。エネルギー・変位一定則に関しては、ある減衰定数を仮定し、等価剛性として降伏剛性を用いることが多い。

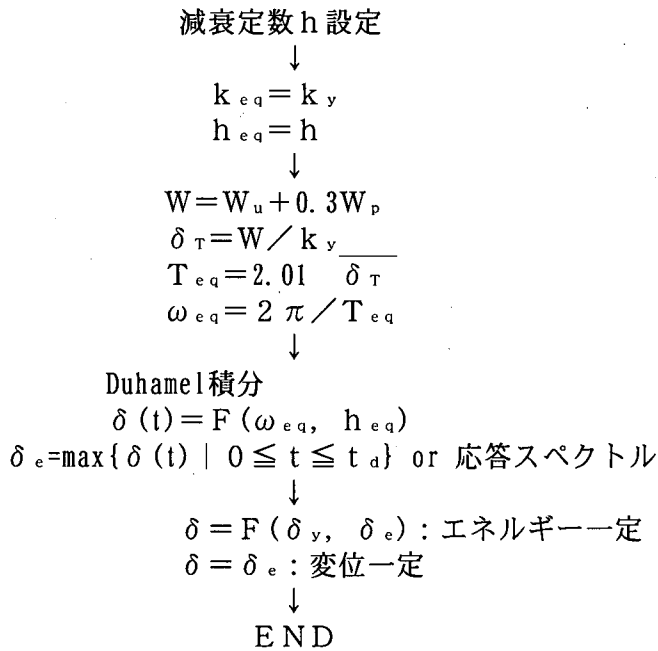


図-2.3.2.20 エネルギー・変位一定則による非線形応答の推定

しかし、応答変位を仮定し塑性率を求め、さらに、等価減衰定数 $h_{eq}(\mu)$ を求め、それに対する線形の動的解析を行い、それに対してエネルギー・変位一定則を適用して得られる応答変位と仮定値が等しくなるまで繰り返し計算を行うこともある。

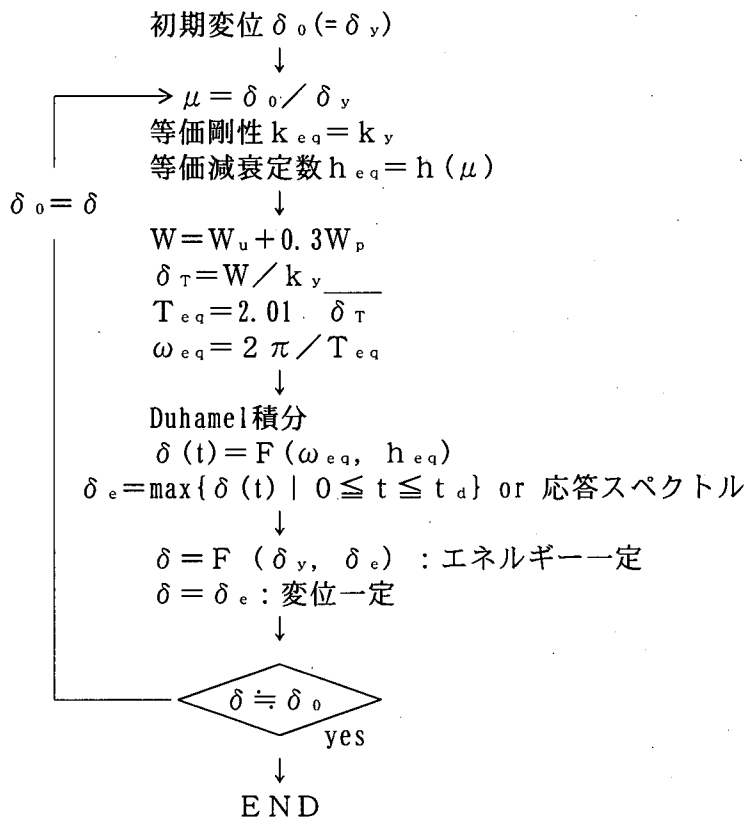
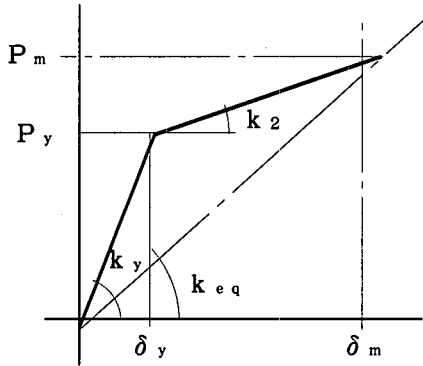


図-2.3.2.21 エネルギー・変位一定則による非線形応答の推定

②等価線形化法⁸⁾

等価線形化法は、等価剛性および減衰は未知量である塑性変形（塑性率）の関数となるので、変形量を仮定して等価線形系を定め、得られた等価線形応答が仮定した応答（塑性変形or塑性率）と一致するまでiterativeに計算を繰り返し、収束値を非線形応答の近似値とすることになる。等価剛性 k_{eq} は、最大点と原点を結ぶ勾配として図-2.3.2.22のように得られる。



$$\begin{aligned}
 P_m &= k_{eq} \cdot \delta_m \\
 &= P_y + k_2 \cdot (\delta_m - \delta_y) \\
 &= k_y \cdot \delta_y + k_2 \cdot (\delta_m - \delta_y) \\
 &= k_y \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_m}{\delta_y} - 1 \right) \cdot \frac{k_2}{k_y} \right\} \cdot \delta_y \\
 \alpha &= k_2 / k_y, \quad \mu = \delta_m / \delta_y \text{ とおくと} \\
 &= k_y \cdot \delta_y \cdot \{ 1 + \alpha (\mu - 1) \} \\
 \therefore k_{eq} &= \frac{k_y}{\mu} \cdot \{ 1 + \alpha (\mu - 1) \}
 \end{aligned}$$

図-2.3.2.22 等価剛性の評価

等価減衰定数 h_{eq} は次のようにして得られる。最大応答変位 A 、 C を通る定常ループの描く歪エネルギーを、 AOC を通る線形振動における粘性減衰力のなす1周期間の仕事量に等しいと考えれば、ループを描く非線形定常振動は等価剛性 k_{eq} を有しループの描く歪エネルギーに相当する減衰力を持つ線形振動と考えることもできる。

強制外力 $P \sin \omega t$ が作用する1自由度系の運動方程式は、

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k_{eq} x = P \sin \omega t$$

となる。

定常振動解を $x = \delta_m \sin \omega t$ と仮定すると、その時の減衰力のする1周期あたりの仕事は、

$$\Delta W = \int_0^T c \dot{x}^2 dx$$

となる。

仕事量がループの面積 $A(\delta_m)$ に等しいので、等価減衰定数 h_{eq} は、

$$h_{eq} = \frac{A(\delta_m)}{2\pi \cdot \frac{\omega}{\omega_{eq}} \cdot k_{eq} \cdot \delta_m^2}$$

となる。今、共振状態を考えると

$$h_{eq} = \frac{A(\delta_m)}{2\pi \cdot k_{eq} \cdot \delta_m^2}$$

が得られる。

等価線形化法では、非線形応答変位を仮定し塑性率 μ を求め、さらに、等価剛性 $k_{eq}(\mu)$ 、等価

減衰定数 $h_{eq}(\mu)$ を求め、それに対する線形の動的解析を行い、その応答変位と仮定値が等しくなるまで繰り返し計算を行う。1 自由度系を対象とした具体的な非線形応答推定の流れを、図-2.3.2.23 に示す。

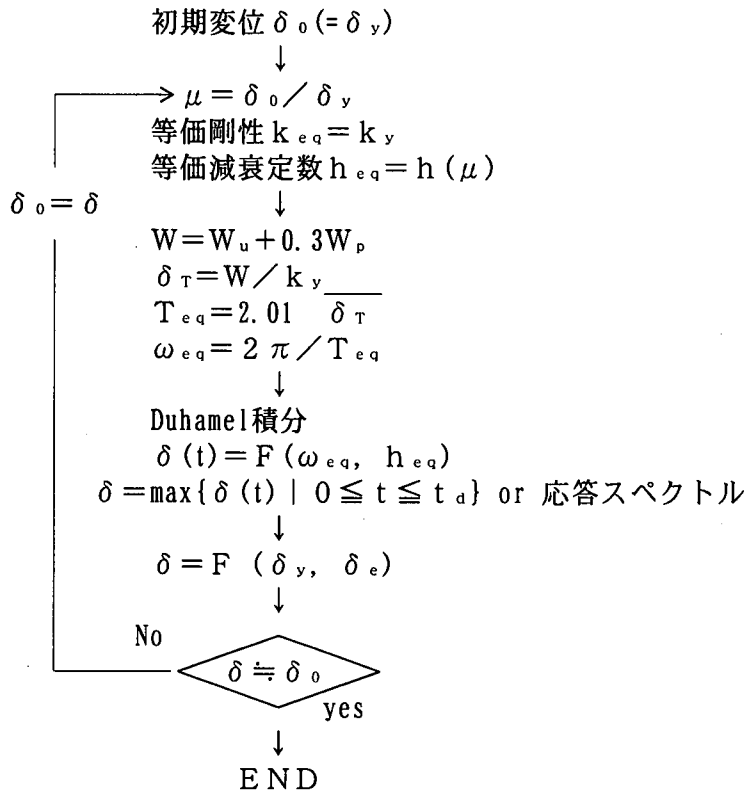


図-2.3.2.23 等価線形化法による非線形応答の推定

③非線形応答スペクトル

非線形応答スペクトルは、1 自由度系の復元力特性を仮定し、それに対して降伏変位や固有周期を変化させたモデルに対して非線形動的解析を行い、その最大応答値を固有周期の関数としてプロットしたものである。非線形応答スペクトルを用いた非線形応答の推定は、完全弾塑性型のバイリニアモデルに関しては、非線形動的解析に近似した解を得ることができる。非線形応答スペクトル作成の基本的な考え方は、次のとおりである。

STEP1: バイリニア型の復元力特性を仮定

完全弾塑性もしくは $K_2/K_1 = \text{一定}$ (以後のSTEPで変更しない。)

1 自由度系の質量 = 一定 (以後のSTEPで変更しない。)

STEP2: 固有周期 T を固定し、降伏変位 δ_y を変化させる。

固有周期 T を固定して、降伏変位 δ_y を変化させるということは、降伏耐力 P_y を変化させることに等価である。

STEP3: 降伏耐力 P_y を固定し、固有周期 T を変化させる。

降伏耐力 P_y を固定して、固有周期 T を変化させるということは、降伏変位 δ_y を変化させることに等価である。

STEP4:STEP1～3より得られた様々なモデルに対して、ある地震動を入力した非線形動的解析を行う。

STEP5:非線形応答スペクトルの作成

非線形動的解析より得られた最大応答変位 δ_{max} を、降伏変位 δ_y で割れば、応答塑性率 μ が得られる。その結果、固有周期 T 、降伏耐力 P_y 、応答塑性率 μ を軸とした3次元空間上に多数の点をプロットすることができる。その3次元空間のデータを用いて次のような非線形応答スペクトルを求めることができる。

- ・ 応答塑性率 μ の値が等しい点を互いに結んでできる曲線を、 $T \sim P_y$ 面に投影したものは、要求耐力スペクトルとなる。構造系の固有周期と許容塑性率が与えられた場合、構造系に必要な降伏耐力を得ることができる。
- ・ 降伏耐力 P_y の値が等しい点を互いに結んでできる曲線を、 $T \sim \mu$ 面に投影したものは、応答塑性率スペクトルとなる。構造系の固有周期と降伏耐力が与えられた場合、応答塑性率を得ることができ、それと許容塑性率の大きさを比較することにより、照査が可能となる。

非線形応答スペクトルは、バイリニア型のような単純な復元力特性に対しては、精度の良い結果を与えるが、トライリニアや、剛性低下を伴うバイリニア等、構造物の非線形特性を表すパラメータが増えると、その組み合わせは無数となるためにそのパラメータ全てを考慮した非線形応答スペクトルの作成は非現実的となる。また、各パラメータが非線形応答に寄与する度合いも、地震動特性によって異なるため、実用化には様々な問題点を有している。

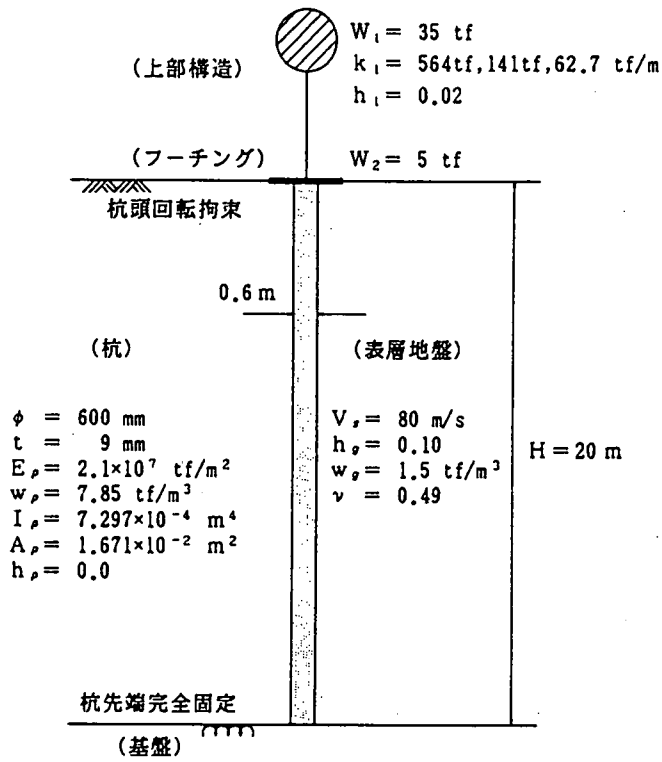


図-2.3.2.24 単杭基礎の構造モデル⁹⁾

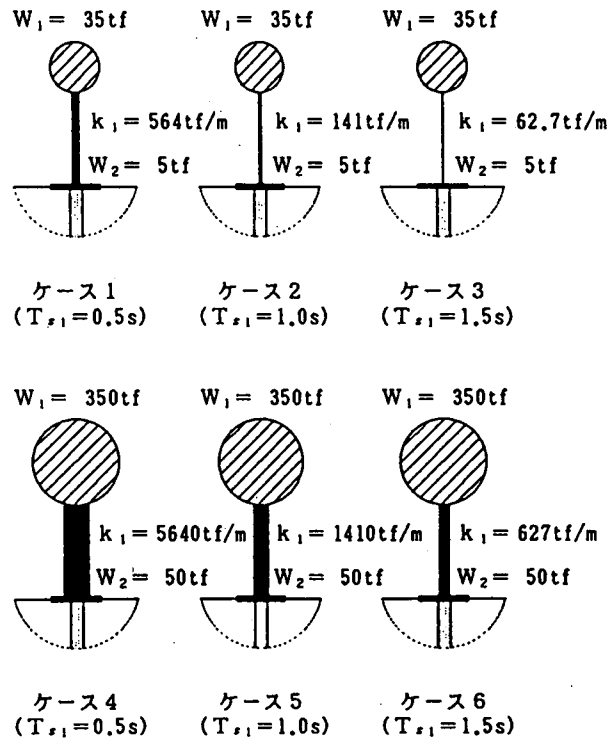
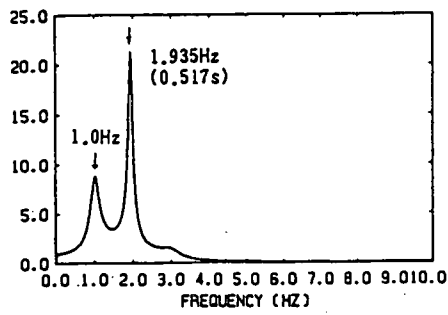
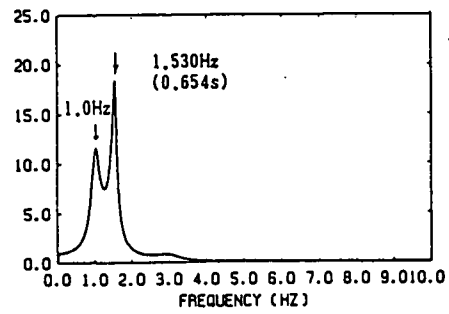


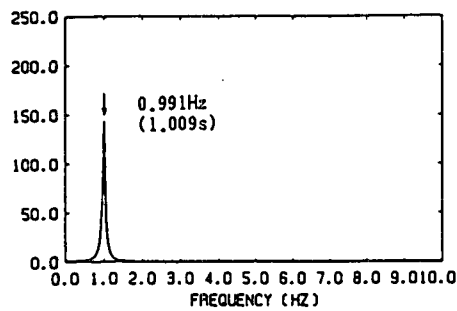
図-2.3.2.25 解析ケース⁹⁾



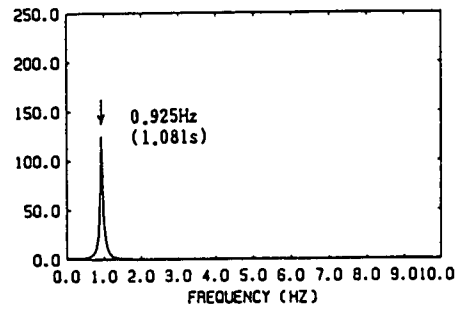
ケース 1



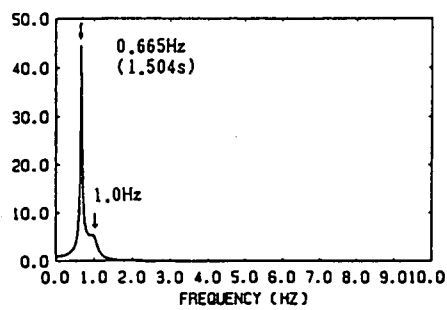
ケース 4



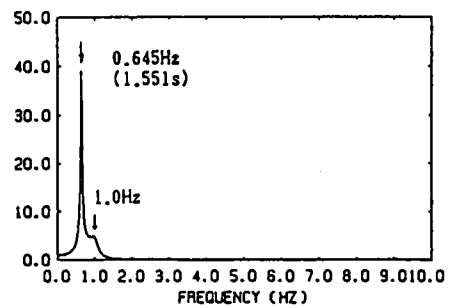
ケース 2



ケース 5



ケース 3



ケース 6

図-2. 3. 2. 26 基盤に対する上部構造の周波数伝達関数⁹⁾

(4) 動的相互作用

地震の発生により、地盤および基礎を介して地震波動が上部構造物に伝わる。上部構造物が振動することによって慣性力が発生し、その慣性力は基礎を通して再び地盤に戻される。地盤・基礎系は、この慣性力の影響を受けて振動し、その振動性状は基礎上に上部構造物が存在しない場合とは異なったものとなる。このように、地盤、基礎、および上部構造物の間に力のやり取りが生じ、それぞれの応答が各部の応答に影響されることを一般に動的相互作用 (Soil Structure Interaction ; SSI) という。地盤が岩盤のように堅固であれば、地盤 (岩盤) と上部構造物の間で力のやり取りは発生するが、この場合動的相互作用は発生しない。それは慣性力が岩盤にフィードバックされても、岩盤は堅固であるため岩盤の応答は乱されず、また基礎が岩盤の応答に影響を及ぼさないからである。

動的相互作用に関する設計技術者の理解度は決して高くはない。最大の理由はそれらの解析式の難解さにある。また、動的相互作用ばねおよび減衰定数は振動数によって変化するなど、一般にその算定が複雑であることや、動的相互作用が構造物の耐震設計にどのような影響を及ぼすか (設計外力の低減につながるのか、それとも増大になるのか) など、必ずしも明確でないこともその大きな理由として指摘できる。構造物の動的応答を問題にする場合、基礎・地盤系と上部構造物の動的相互作用の重要性がしばしば指摘されるが、動的相互作用が問題になる場合と、その影響が無視でき、動的相互作用が全く問題にならない場合があることに留意する必要がある。

動的相互作用が上部構造物の動的応答に及ぼす影響について、簡単な数値解析例を紹介する。⁹⁾ これより上部構造物の重量、ならびに地盤の固有周期に対する上部構造物の固有周期の大小関係で、動的相互作用の影響度に明確な差がでることが理解できる。

図-2.3.2.24は、解析の対象とした単杭基礎の構造モデルである。地盤は表層厚 $H=20\text{m}$ の均質一様な地盤であり、上部構造物は1質点ばね系モデルでモデル化されている。地盤のせん断型の1次固有周期 T_{s1} は1.0秒である。上部構造物の解析定数は、表-2.3.2.3に示すように、上部構造物とフーチングの重量 W_s 、 W_f 、ならびに1次固有周期 T_{s1} (フーチング部を固定にしたときの1次固有周期) をパラメータとした6ケースを考えた (図-2.3.2.25参照)。

表-2.3.2.3 解析ケースの解析パラメータ

| ケース | 上部構造物の重量 W_s (tf) | フーチングの重量 W_f (tf) | 上部構造物のばね定数 k_{s1} (tf/m) | 上部構造物の1次固有周期 T_{s1} (tf/m) |
|-----|------------------------|------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| 1 | 35 | 5 | 564.0 | 0.5 |
| 2 | 35 | 5 | 141.0 | 1.0 |
| 3 | 35 | 5 | 62.7 | 1.5 |
| 4 | 350 | 50 | 5640.0 | 0.5 |
| 5 | 350 | 50 | 1410.0 | 1.0 |
| 6 | 350 | 50 | 627.0 | 1.5 |

田治見理論を拡張した解析法により、上記6ケースのモデル解析を行い、基盤に対する上部構造

物の周波数伝達関数を比較したものが図-2.3.2.26である。図-2.3.2.26の周波数伝達関数において、それぞれ2つのピークが見られるが（ケース2とケース5の図では2つのピークが重なっている）、1.0Hzのピークはいずれの場合も地盤の1次固有周期 T_{s1} に対応するもので、もう一方のピークは、上部構造物と地盤・杭基礎系の動的相互作用による連成系の1次固有周期 T_{11} に対応するものである。

いま、 T_{11} に注目し、 T_{s1} との比 T_{11}/T_{s1} と、ピークの応答倍率 β_{11} を比較すると、表-2.3.2.4のようになる。

表-2.3.2.4 6つの解析モデルの動的相互作用による影響度の比較

| ケース | T_{s1} (s) | T_{11} (s) | T_{11}/T_{s1} | β_{11} |
|-----|--------------|--------------|-----------------|--------------|
| 1 | 0.5 | 0.517 | 1.034 | 21.7 |
| 2 | 1.0 | 1.009 | 1.009 | 157.8 |
| 3 | 1.5 | 1.504 | 1.002 | 47.3 |
| 4 | 0.5 | 0.654 | 1.307 | 18.9 |
| 5 | 1.0 | 1.081 | 1.081 | 125.9 |
| 6 | 1.5 | 1.551 | 1.034 | 47.0 |

ケース1～3の固有周期の伸び T_{11}/T_{s1} を比較すると、地盤の固有周期 T_{s1} に対して、上部構造物の固有周期 T_{s1} が短いほど、固有周期の伸び T_{11}/T_{s1} が大きいことが分かる。このことは上部構造物の重量 W_s 、 W_r が大きい場合の解析ケース4～6の比較においても同様である。つまり、動的相互作用の影響は、地盤の固有周期 T_{s1} に対して上部構造物の固有周期 T_{s1} が短い場合に顕著である。逆の言い方をすれば、地盤の固有周期 T_{s1} に対して上部構造物の固有周期 T_{s1} が十分長ければ、動的相互作用の影響が無視することができることになる。

次に、ケース1と4、ケース2と5、さらにケース3と6の結果を比較する。この場合、固有周期の伸び T_{11}/T_{s1} は、上部構造物の重量 W_s 、 W_r が大きいケース4～6の方が著しいことが分かる。また、応答倍率 β_{11} に関して同様のケースを比較すると、ケース4～6の応答倍率 β_{11} の方が、ケース1～3の応答倍率 β_{11} より小さい。これは杭から地盤に逸散する減衰が大きくなるため、動的相互作用の影響が大きくなったことを表している。つまり、上部構造物の重量 W_s 、 W_r が大きいほど、動的相互作用による影響が顕著になることが理解できる。

軟弱地盤に建設された構造物は、動的相互作用の影響により応答が増幅されて危険であるといった指摘は明らかに間違いである。たとえ軟弱地盤に建設された構造物であっても、地盤の固有周期より構造物の固有周期が十分長ければ、動的相互作用の影響は無視できる。勿論、地盤が軟弱であれば、地盤部における地震動増幅は一般に硬質な地盤に比べて大きく、その増幅された地震動が構造物に入射されるため、硬質地盤上の構造物より軟弱地盤上の構造物は、地震に対する危険度は大きいことは述べるまでもないことである。

動的相互作用の問題で、設計的に留意しなければならないことは、上部構造物の卓越周期の長期化と応答倍率の変化である（一般的には逸散減衰の増加により、応答倍率は低下するが、上部構

造物の卓越周期の長周期化により、それが地盤の卓越周期に漸近した場合、応答倍率は著しく増大することがある)。このことが構造物の耐震安全性に大きな影響を及ぼすことは明らかであり、動的相互作用の影響を考慮した耐震設計法の確率の必要性は高いと言えよう。

動的相互作用の影響を設計指針に取り入れている例としては、米国のApplied Technology Councilが策定した建築物に対する暫定耐震基準(ATC-3)、ならびに我が国における住宅・都市整備公団の公団住宅に関する耐震設計指針(案)があるのみである。いずれも動的相互作用ばね、ならびに減衰定数を、振動数に依存しない形で簡便に定められるようにしている。

動的相互作用の影響を勘案した耐震設計指針を策定するために検討しなければならない技術課題は少なくない。以下にその内の代表的なものを列挙する。

①種々の基礎形式に応じた動的相互作用ばね、ならびに減衰定数の定義式の検討：杭基礎はもとより、様々な基礎形式ならびに地盤条件に対応できる動的相互作用ばね、ならびに減衰定数が簡便に定められる設計式について検討し、その有効性を明らかにする必要がある。杭基礎の場合は、通常群杭基礎となり、群杭効率の合理的な定め方が重要となる。

②種々の基礎形式に応じた有効入力動の定義式の検討：自然地盤の応答に、有効入力動係数を乗じる形で有効入力動が定義できるが、様々な基礎形式ならびに地盤条件に対応できる有効入力動係数について検討する必要がある。

③レベル2地震入力の場合のような、強震動に伴う地盤の非線形地震応答に対する合理的な配慮：地盤の非線形地震応答を考慮する場合、動的サブストチャ法のような応答の重ね合わせ法は、基本的に適用できなくなる。Penzienモデルのような質点ばね系モデルを採用する場合でも、地盤の非線形地震応答に伴う群杭効率の変化など、検討すべき課題は少なくない。さらに、阪神大震災では、液状化に伴う地盤の側方流動によって杭基礎をはじめとする基礎構造物に大きな被害の発生が見られたが、このような現象に対応する耐震設計法の検討も急がれている。

④地盤の非線形化の度合いが大きい場合、動的相互作用効果がどの程度効果を発揮するかも明確にしなければならない。

2.3.3 橋梁における重要度の考え方

橋梁構造物に要求される地震時の安全性は、常に一定とは限らない。例えば、平成7年兵庫県南部地震における被災経験を踏まえて改訂された道路橋示方書V耐震設計編(平成8年12月)においても、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを耐震設計の基本方針としている。具体的には、「橋の重要度は、道路種別および橋の機能・構造に応じて重要度が標準的な橋と特に重要度が高い橋の2つに区分する。A種の橋は、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては健全性を損なうことなく、また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対しては致命的な被害を防止することを目標とする。B種の橋は、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては健全性を損なうことなく、また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動に対しては限定された損傷にとどめることを目標とする。」としている。

道路橋示方書V耐震設計編では、従来（平成2年2月の示方書）、重要度別補正係数を設計水平震度に乗じることにより、荷重を割りますという形で対象とする橋梁の安全性のレベルを上げていたが、平成7年兵庫県南部地震以後は、上述のように、ある程度の損傷を許容した状態を考えているため、荷重と荷重効果の線形性が保持されなくなっており¹⁰⁾、震後機能の保持の観点から損傷度合いを制限していると解することができる。しかし、道路橋示方書では、橋梁の重要度をどのようなプロセスや考えで定めるかは何ら言及されていない。橋梁を含めた公共構造物の重要度は、次のような要因から構成されると考えることができる。¹⁰⁾

- ①人的損失度：人が傷害を受けたり、死亡したりする度合い。
- ②物的損失度：構造物自身および内部の物品が損傷することによる損失の度合い。
- ③機能損失度：地震直後の災害復旧や救助などのためにその構造物に要求される機能の損失の度合い。
- ④危険波及度：周辺に及ぼす影響の危険性の度合い。

重要度は、①～④の項目を何らかの形で評価し定められるべきものであるが、その際、①～④の重みは、対象とする構造物毎に異なる。

以上のように、橋梁の重要度は、単純に定めることはできない。例えば、大地震の際には、人命さえ無事であれば、その機能が停止しても良いという考え方があるかも知れない。しかし、橋梁の輸送機能が失われた場合、復旧や復興作業に与える影響や、経済活動に与える影響が大きいことが平成7年兵庫県南部地震の反省としてあげられている。本節では、橋梁として、どの程度のダメージ（被害）であればアクセプタブル（許容できる）となるか¹¹⁾の議論に資することを目的に、橋梁に期待される震後機能、橋梁の重要度について述べる。さらに、耐震補強における補強の優先順位についても言及する。これらは、本来、土木技術者だけの議論だけでなく、社会的合意形成が必要となる。

(1) 橋梁に期待される震後機能

橋梁に期待される震後機能は、耐震性能の目標水準と言い換えることもできる。震後機能への考え方は、橋梁への係わりかたによって異なる。具体的には、橋梁を設計する立場と、橋梁を利用する立場では異なる。それが顕著な形で現れたのが、平成7年兵庫県南部地震での阪神高速道路への評価である。

例えば、前東京大学地震研究所教授の太田裕は、「阪神・淡路大震災では、阪神高速道路が倒壊したことによる直接の死者数は少ないが、輸送機能を寸断したことによって、高速道路は死者数を増加させた。仮に、輸送能力が毎時5km～10kmでもあったら、どれだけの人が死ななくてすんだのかを具体的な数字として出す必要がある。」と述べている。¹²⁾ もう一つの例として、阪神高速道路倒壊事故死における遺族賠償初提訴がある。阪神高速道路では、高架橋の倒壊により16名もの死者を出したが、1名の遺族が国家賠償法に基づき損害賠償を求めている。原告側弁護団のコメントの中に、「公共構造物である道路は、家屋などより高い安全性が求められる。」という言葉がある。

¹³⁾

交通工学研究会の機関誌”交通工学”は、その特集¹⁴⁾の中で、交通インフラの被害により被災地内外に深刻な状況を生み出したことを指摘している。

①唯一通行可能な国道2号線にあらゆる交通が集中、2号線は麻痺状態となり被災地内の救急・救命活動に重大な支障をきたした。その結果、神戸港の麻痺と併せて効率的アクセス手段がなく神戸市は陸の孤島状態に陥った。

②被災地外からの緊急車両が進入できず、救援・復旧活動の著しい傷害となった。

③日本の陸上の東西物流ルートが遮断され、経済活動に多大な損害をもたらした。

④幹線が遮断されたことによる長距離トリップが迂回路（国道9号、53号等）に集中、交通渋滞を広範囲に波及させると同時に、設計荷重を越える重量車両の通過により健全であった道路にも大きな損傷を与えた。

⑤鉄道網の遮断により大量の通勤・救援交通機能が停止し道路交通のいっそうの混乱を招いた。

以上のような点を踏まえると、橋梁に期待される震後機能として次の二つをあげることができる。

①想定した以上の地震が襲来しても、道路利用者や周辺住民の人命の安全は必ず確保する。

②想定した以上の地震が襲来しても、道路としての輸送機能は、最低限確保する。

橋梁の重要度にかかわらず①は必ず満足されなければならない耐震設計の目標水準である。②は、重要な橋梁のみ要求される目標水準である。

①と②の目標水準に基づいて耐震設計された橋梁であっても、自然の力の前では技術に絶対の安全はないことを認識し、個々の構造物の耐震性の強化だけでなく、多重で多様な交通システムの整備が必要である。¹⁵⁾具体的には、次のようになる。

①拠点間を複数のルートで連結する多重なネットワークを整備することに加え、異なる耐震特性を持つ多様な交通基盤を組合せ、それらの相互の結節性を確保する。

②複数のルートを整備する場合には、地域の特性に合わせて異なる耐震性を有する多様な構造形式を確保すべきである。

(1) 橋梁の重要度

橋梁の重要度は、基本的にはそれを計画および管理する公的機関によって定められるが、そのような場合、重要度は交通量等の指標のみから画一的に定められることが多く、震災時の物資流動という視点が失われがちとなる。例えば、経済効率最優先の思想に基づいた総期待費用最小化原則に基づく重要度の設定等がそれにあたる。¹⁶⁾本節のはじめに記したように、橋梁の重要度は、次の4つの要因から決定される必要がある。

①人的損失度：人が傷害を受けたり、死亡したりする度合い。

②物的損失度：構造物自身および内部の物品が損傷することによる損失の度合い。

③機能損失度：地震直後の災害復旧や救助などのためにその構造物に要求される機能の損失の度合い。

④危険波及度：周辺に及ぼす影響の危険性の度合い。

この4つの要因が重要度を決定するという事は、コンセンサスを得ることができると思われる

が、①～④の時系列的な変化や各要因に対する情報量が問題となる。

橋梁の計画および設計の段階において、①～④の度合いを想定して橋梁が建設されたとしても、供用後に、計画および設計段階で想定したと同程度の度合いとなるとは限らない。計画および設計段階において重要と判断された橋梁は良いが、その重要度が相対的に低いとされた橋梁が、供用後、周辺環境の変化に伴い重要な輸送経路となった場合は、問題である。これは、後述の耐震補強の優先度にも関わってくる。

①～④に関する度合いの判断は、必ずしも計画および管理する機関による判断が最良とは限らない。寧ろ、路線計画地域の周辺住民および、橋梁の利用者や周辺住民の判断の方がより適している場合がある。特に、震災時の緊急避難路・輸送路としての判断は、日常生活においてその橋梁を利用している住民の判断の方が正しいことが多い。

橋梁の重要度を決定する際のもう一つの問題点は、重要な橋梁があれば、当然、重要でない橋梁も出てくるとい点である。本来、平等に還元されるべき税金が、重要とされた橋梁の耐震性能の向上には多く投じられ、相対的に重要度が低い橋梁においては多く投じられないというアンバランスが生じる。いわゆる、耐震性能とコストの問題である。

上述のように、橋梁の重要度を定めるためには、橋梁の重要度が時系列的に変化する可能性があることと、重要な橋梁と相対的に重要度が低い橋梁に対する社会的な合意形成が必要であることを忘れてはならない。前者に関しては、定期的な観測と耐震補強プログラムにより対応できるが、後者に関しては、行政、住民、土木技術者が共通の場で議論する必要がある。議論のポイントは、次のとおりである。

- ①自然の力に対して、絶対安全な技術はないこと。
- ②相対的に重要度が低い橋梁は、重要度が高い橋梁よりも耐震性が劣ること。
- ③重要度が高い橋梁の耐震性向上策に要する費用負担は、国民全員で負担するのか、地域住民で負担するのか。
- ④橋梁の地震に対するアクセプタブルダメージの社会的合意形成を作り上げる。

(3) 耐震補強における優先順位

橋梁における耐震補強の優先順位も、重要度と同様に、次の4つの要因を考えて定める必要がある。しかし、優先順位のランク分けは、道路橋示方書V耐震設計編（平成8年12月）の重要度のようにならなく、下記の4つの要因に、耐震補強に当てることができる予算、耐震補強工事の難易度、耐震補強工事による交通遮断が経済活動に与える影響等を加味して、もう少し細かな優先順位のランク分けが必要である。

- ①人的損失度：人が傷害を受けたり、死亡したりする度合い。
- ②物的損失度：構造物自身および内部の物品が損傷することによる損失の度合い。
- ③機能損失度：地震直後の災害復旧や救助などのためにその構造物に要求される機能の損失の度合い。
- ④危険波及度：周辺に及ぼす影響の危険性の度合い。

《参考文献》

- 1) 大月、非線形地震応答解析、(株)長大社内資料、PP.1-3、1996年1月
- 2) 小谷、RC造建築物の地震応答解析の現状と問題点、コンクリート工学、Vol. 31、No. 8、PP. 15-23、1993年8月
- 3) 木村訳、パソコンで解く振動と力、丸善、PP.68-70、1989年12月
- 4) 梅村、鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)、技報堂出版、PP.281-282、1982年12月
- 5) 鋼構造新技術小委員会、耐震設計研究WG、鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会鋼構造委員会、PP.10-16、1996年7月
- 6) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編、(社)日本道路協会、PP.148-162、1990年2月
- 7) R. W. Clough、J. Penzien: DYNAMICS OF STRUCTURES -Second Edition-, Mc Graw-Hill、PP.234-237、1993年
- 8) 柴田著: 最新耐震構造解析、森北出版、PP.118-144、1988年12月
- 9) 土木学会耐震工学研究委員会動的相互作用小委員会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用-相互作用効果の耐震設計への導入-, (社)土木学会、PP.1-15-1-19、1992年9月
- 10) (社)日本建築学会: 地震荷重-その現状と将来の展望-, (社)日本建築学会、PP.48-59、1987年11月
- 11) 「アクセプタブルダメージ」とは何か、日経アーキテクチュア、日経BP社、PP.105-115、1995年7月17日号
- 12) 太田裕、震度情報から被災程度を推定するシステムを、土木が遭遇した阪神大震災、日経BP社、PP.182-183、1995年7月
- 13) 神戸新聞、平成9年1月13日夕刊一面(社会)記事「遺族賠償初提訴へ」
- 14) 黒田勝彦、阪神・淡路大震災と交通、特集阪神・淡路大震災と交通、交通工学VOL.30、No.3、交通工学研究会、PP.11-14、1995年7月
- 15) 三浦真紀、交通システムの信頼性向上に関する調査結果の概要、道路、PP.64-67、1996年6月
- 16) 長尚、「acceptable risk」と「forced risk」