

京コンピュータによる 高架橋の広域3次元地震応答シミュレーション

吉野廣一¹・野中哲也²・本橋英樹²・金治英貞³・鈴木威⁴・八ツ元仁⁵・中村良平⁶

¹正会員 株式会社地震工学研究開発センター（〒880-0902 宮崎市大淀3-5-18）

²正会員 博(工) 株式会社地震工学研究開発センター（〒880-0902 宮崎市大淀3-5-18）

³正会員 博(工) 阪神高速道路株式会社 技術部技術戦略総括（〒541-0056大阪市中央区久太郎町4-1-3）

⁴正会員 阪神高速道路株式会社 技術部技術開発課（〒541-0056大阪市中央区久太郎町4-1-3）

⁵正会員 修(工) 阪神高速道路株式会社 技術部技術開発課（〒541-0056大阪市中央区久太郎町4-1-3）

⁶正会員 修(工) 阪神高速道路株式会社 建設事業本部建設技術課（〒550-0011大阪市西区阿波座1-3-15）

1. はじめに

通常の高架橋の耐震設計では、路線の一部の高架橋（ひとつの高架橋または数連の高架橋）を対象にして、地震応答解析が実施されている。地震防災においては、震災後の緊急輸送路になる道路ネットワークとしての耐震性能の評価が重要であり、ある程度の距離で連続した高架橋の地震応答解析が必要となってくる。


また、耐震設計における高架橋の桁や柱のモデル化は、主に梁要素（ファイバーモデル等）で行うのが一般的であり、シェル要素によるモデル化は計算時間がかかることから、地震応答解析ではほとんど行われていない。耐震設計においては、想定している地震動に対して最大応答値を示すひとつの部材の応答値が最大耐荷力以下であることを確認する必要がある。梁要素によるモデル化で十分である。しかし、想定外の巨大地震に対しては、複数の部材の応答値が最大耐荷力を越すことが考えられ、その場合には耐震設計で用いた梁要素で不十分となり、シェル要素等によるモデル化が必要となってくる。シェル要素を用いると、部材の最大耐荷力以降の挙動（例えば局部座屈現象）まで表現できる。


このようなことから、本研究では、想定外の巨大地震まで対応した地震防災等に役立つ道路ネットワークの地震応答シミュレーションの構築に向けて、路線の長さが約20kmの連続した架空の高架橋に対してシェル要素によるモデル化を行い、路線全体の大規模な地震応答シミュレーションを実施する。しか

し、本シミュレーションを実施する場合、膨大な演算量が必要となり、一般的なコンピュータでは処理能力が不足する。そこで、本研究では、国内最高峰のスーパーコンピュータである京コンピュータを用いることとし、京コンピュータ用に解析プログラムを開発した。

2. 京コンピュータのシステム構成

スーパーコンピュータ「京」（以下、「京コンピュータ」と呼ぶ）は、文部科学省が推進する革新的HPCIの構築計画のもと開発、製造され、CPUに「SPARC64™VIIIfx」が採用された計算ノードを、6次元メッシュ/トラスの直接網にて、8万台以上結合した大規模システムである。京コンピュータの総理論演算性能は、11.28PFLOPSにもなる。ただし、これは理論上の性能であり、実際にはそれを下回る。

アプリケーションソフト（例えば、構造解析プログラム等）を開発する側から見れば、京コンピュータは、のようなシステム構成となる分散メモリ型超並列計算機である。そのため、並列化されていないプログラムでは、性能が全く出ない。京コンピュータに限らず全世界のスーパーコンピュータはこの形式のコンピュータがほとんどである。

市販プログラムは、並列化されていないのがほとんどであるため、市販ソフトをそのまま持ってきて京コンピュータ上では高速処理されない。仮に、京コンピュータ上に無修正で移植されたとすれば、内の1CPUの1コアだけで動作させることにな

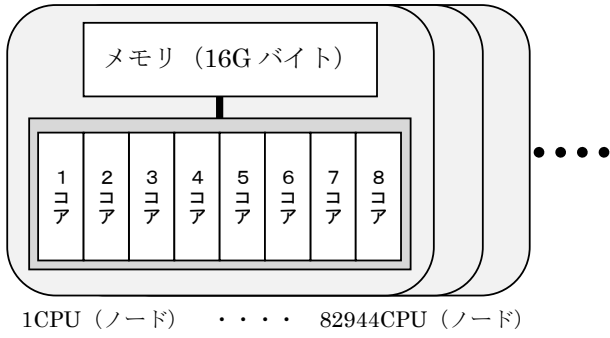


図-1 京コンピュータのシステム構成

り、その性能は現在市販されている 16G バイトメモリ実装のワークステーションや高性能パソコンと同程度と考えられる。

したがって、京コンピュータ上でプログラムを高速処理させるには、プログラムの並列化を必ず行わなければならない。京コンピュータでは、MPI および OpenMP による並列化ツールが用意され、ロードバランス等を考えながらプログラムの並列性能を向上させる必要がある。

3. 解析プログラムの高速化方法

(1) 地震応答解析の理論¹⁾

非線形の地震応答解析の運動方程式を時刻 $t + \Delta t$ において表すと、

$$[M]\{\ddot{d}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{d}_{t+\Delta t}\} + \{Q_{t+\Delta t}\} = -[M]\{\ddot{z}_{t+\Delta t}\} \quad (1)$$

となる。ここで、 $[M], [C]$ は質量行列および減衰行列、 $\{Q_{t+\Delta t}\}, \{\ddot{z}_{t+\Delta t}\}$ は内力ベクトルと地震加速度ベクトルである。

通常、非線形の場合は、時刻 t のときの変位、速度、加速度が既知として、時刻 $t + \Delta t$ の運動方程式を解くことになるが、内力ベクトルについて線形化を行った式(2)に基づく Newton-Raphson 法の反復計算によって求めている。

$$[M]\{\ddot{d}_{t+\Delta t}^k\} + [C]\{\dot{d}_{t+\Delta t}^k\} + [K_{t+\Delta t}^{k-1}]\{\Delta d^k\} = -[M]\{\ddot{z}_{t+\Delta t}^k\} - \{Q_{t+\Delta t}^{k-1}\} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \{d_{t+\Delta t}^k\} &= \{d_{t+\Delta t}^{k-1}\} + \{\Delta d^k\} \\ \{\dot{d}_{t+\Delta t}^k\} &= \{\dot{d}_{t+\Delta t}^{k-1}\} + \{\Delta \dot{d}^k\} \\ \{\ddot{d}_{t+\Delta t}^k\} &= \{\ddot{d}_{t+\Delta t}^{k-1}\} + \{\Delta \ddot{d}^k\} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、右肩の添字 k は、 k 回目の反復であることを示す。

2 つのパラメータ β, γ を持つ Newmark β 法を用いて、 $\{\Delta \ddot{d}_{t+\Delta t}^k\}, \{\Delta \dot{d}_{t+\Delta t}^k\}, \{\Delta d_{t+\Delta t}^k\}$ の間の関係は式(4)のように仮定すると、

$$\begin{aligned} \{\Delta \dot{d}^k\} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{\Delta d^k\} \\ \{\Delta \ddot{d}^k\} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \{\Delta d^k\} \end{aligned} \quad (4)$$

$\{\Delta d^k\}$ を未知数とする連立方程式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] + [K_{t+\Delta t}^{k-1}] \right) \{\Delta d^k\} \\ &= -[M]\{\ddot{z}_{t+\Delta t}^k\} - \{Q_{t+\Delta t}^{k-1}\} - [M]\{\ddot{d}^{k-1}\} - [C]\{\dot{d}^{k-1}\} \end{aligned} \quad (5)$$

式(5)の左辺括弧内の行列を有効剛性行列、右辺ベクトルを有効荷重ベクトルという。よって、地震応答解析においても、静的解析と同様に有効剛性行列、未知数ベクトルおよび有効荷重ベクトルから成る連立方程式を高速に解くことが重要である。

(2) DDMアルゴリズム

前述した連立方程式の高速化方法としては、いろいろと提案されているが、要素剛性行列を組み上がった全体剛性行列に対する連立方程式の計算を高速化するだけでは、性能が十分に出ない場合が多いと考えられる。特に、有限要素法による構造解析においては、全体剛性行列の特性から有限差分法等と比較して、速度向上が難しいといえる。

そこで、本研究では対象建造物の全体剛性行列を作成しない DDM (Domain Decomposition Method)²⁾ の計算方法を採用することにした。DDM は、解析領域を重なりのない部分領域に分割し(図-2 参照)、静的縮約を行った領域間境界自由度で解くアルゴリズムを基本としている(式(5)に示したように質量も含まれた有効剛性行列であるため正確には静的縮約ではない)。DDM は、まさに各部分領域に対応した計算自由度に、全体剛性行列を分割して解く連立 1 次方程式の並列計算方法とも言える。分割された各部分領域での有効剛性行列と有効荷重ベクトルの関係は、式(6)のように表される。

$$[k]\{u\} = \{f\} \quad (6)$$

ここで、 $[k]$ 、 $\{u\}$ 、 $\{f\}$ は剛性行列、部分領域の変位ベクトルおよび荷重ベクトルである。

部分領域の変位を内部節点、接続境界節点に関する変位 u_i と u_b に分割する。それに伴い剛性行列と荷重ベクトルもそれぞれの変位に対応するよう分割する。

$$\begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ib} \\ k_{bi} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_i \\ f_b \end{Bmatrix} \quad (7)$$

式(7)から、内部節点変位 u_i を消去することで部分領域の縮約を行う。

$$\begin{aligned} [\bar{k}_{bb}]\{u_b\} &= \{\bar{f}_b\} \\ [\bar{k}_{bb}] &= [k_{bb}] - [k_{bi}][k_{ii}]^{-1}[k_{ib}] \\ \{\bar{f}_b\} &= \{f_b\} - [k_{bi}][k_{ii}]^{-1}\{f_i\} \end{aligned} \quad (8)$$

部分領域の縮約剛性行列 $[\bar{k}_{bb}]$ と縮約荷重ベクトル $\{\bar{f}_b\}$ は部分領域の数だけアセンブルされ、領域間境界節点変位に関する方程式を得る。

$$[K] = \Sigma [k_{bb}] \{F\} = \Sigma \{f_b\} \quad (9)$$

$$[K]\{U\} = \{F\} \quad (10)$$

ここで、 $[K]$ 、 $\{F\}$ 、 $\{U\}$ は領域間境界剛性行列、領域間境界荷重ベクトルおよび領域間境界節点変位であり、式(10)から未知の $\{U\}$ を解くことができる。また各領域の内部節点変位 u_i は U から取り出した各領域間境界節点変位 u_b を用いて、式(11)から求まる。

$$[k_{ii}]\{u_i\} = \{f_i\} - [k_{ib}]\{u_b\} \quad (11)$$

本研究では、京コンピュータ上において、この

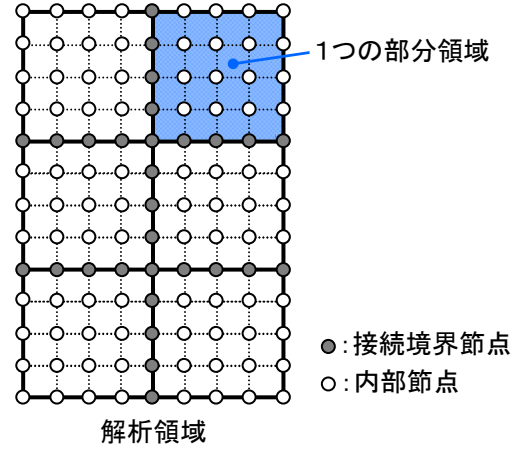


図-2 DDM の領域と節点

DDM を次のように計算する。まず、DDM の各領域に対して、それぞれひとつの計算ノードを割り付ける。京コンピュータは、非常に多くの計算ノードを有しているため、多くの領域を設けることができる。すなわち、構造物に対して、多くの領域に分割して解析を進めることができる。次に、分割された各領域内の計算については、計算ノード内の 8 コアを有効に活用して、計算 (スレッド並列) を行う。8 コア (8 並列) 程度であれば、速度性能は出しやすい。各領域の縮約の LDL 分解および領域間境界節点変位の算出のための LU 分解については、非線形性の強い行列であることから、安定性を優先して反復法ではなく消去法を採用した。

以上のような計算アルゴリズムを、有限要素法による構造解析プログラム SeanFEM に対して組み込んで、実際に解析を実施した。

(3) 橋梁の解析の高速化

DDM による計算の速度性能を向上させるためには、各領域に対応する計算ノードの計算量 (計算負荷) を均一化することが重要である。分割された領域毎に計算量が大きく異なると、計算量が多い領域の計算に時間を要し、早く計算が終了した領域の計算ノードが待たされ (計算しない状態になり) 全体の計算効率が低下する。さらに、各領域の計算量を同じにするだけでなく、各領域の接続部における接続境界節点の数をできるだけ少なくすると、前述した領域間境界剛性行列のサイズが小さくなり計算時間が短縮され、計算効率が向上する。

このようなことから、大規模モデルの橋梁の解析を考えたとき、同じ構造 (または部材) が多く存在し、各構造の接続部分が小さいような橋梁が高並列計算において有効であると考えられる。橋梁形式としては、例えば、同じ構造が規則的に並ぶ連続高架

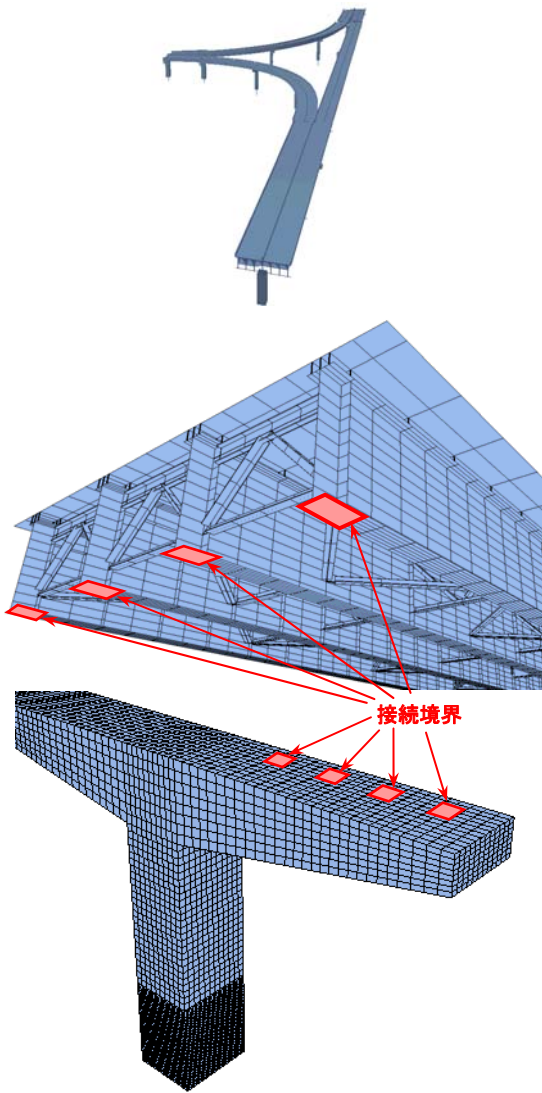


図-3 DDM用の連続高架橋モデル

橋や類似部材が多く存在する長大トラス橋等が挙げられる。

まず、連続高架橋を例にして、ここで説明する。図-3 に示すように同じ形式が並ぶ高架橋に対しては、高架橋を構成する橋脚と桁に分けて、それぞれ異なる計算ノードに割り付ける。橋脚と桁に対して、同程度の節点数になるように要素分割するのがよい。実際には、桁の形式や径間数、橋脚の形式も異なる（単柱形式やラーメン形式など）ため、節点数を合わせるのは困難な場合が多いが、できるだけ合わせることで計算効率は向上する。また、各領域の接続部は、橋脚と桁を接続する支承とする（図-3 内の太線枠）。支承部分の節点数は、他の部位より節点数がかなり少ないので、前述した領域間境界剛性行列のサイズが小さくなり計算効率がよい。このようにモデル化することによって、長い路線全体の高架橋を解析することが可能となる。

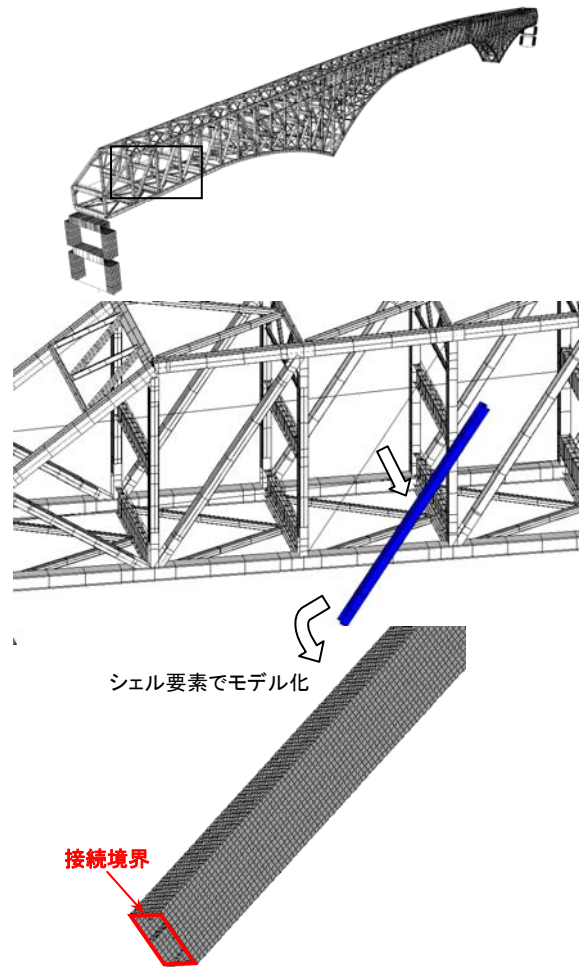


図-4 DDM用の長大トラス橋モデル

次に、図-4 に示すような長大トラス橋を例にして説明する。本橋梁は、多くの同じようなトラス部材から構成されている。よって、各トラス部材に対して、それぞれ異なる計算ノードに割り付けることが考えられる。各領域の接続部は、ガセットを含む格点構造との境界になる（図-4 内の太線枠）。本橋梁の1つのトラス部材をシェル要素でモデル化すれば、長大橋全体をシェル要素でモデル化した解析が可能となる。

京コンピュータにおける1つの計算ノードの処理能力および本解析の種類（材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した動的複合非線形解析）から、ひとつの領域の節点数は、約2万節点が最大であると考えられる。前述した長大トラス橋においては、部材数が約1200もあり、1つの部材を1.5万節点のシェル要素等でモデル化すれば、橋梁全体を約2000万節点モデルで解析できると考えられる。本論文では、連続高架橋に対して、実際に京コンピュータ上で解析を実施したので、そのモデル化および計算結果等を後述する。

4. 対象橋梁および解析条件

(1) 対象橋梁

高架橋236橋が直線状に繋がった約20kmの架空の路線を解析対象とする。その高架橋は、T型単柱形式鋼製橋脚と鈹桁で構成され、橋脚は全て同じで、桁は2種類の鈹桁とした。なお、支承は鋼製支承とし、橋脚と桁の損傷を評価するため破壊しないものとした。

(2) モデル化

本高架橋を構成する橋脚と桁に対して、シェル要素を中心としたモデル化を行う。

橋脚に対して、図-5に示すように縦補剛材やダイヤ等も含めてシェル要素でモデル化する。1基の節点数は16,723で、要素数は16,980である。なお、橋脚は全て同じ解析モデルであるが、端支点橋脚と中間支点橋脚では支承の位置が異なるだけである。図-5は、端支点橋脚の例である。

本高架橋は、2径間と3径間の2種類の連続桁橋とし、桁は鈹桁とする。この鈹桁に対しても、図-6に示すようにシェル要素でモデル化する。ただし、2次部材（対傾構と下横構等）については、梁要素（ファイバー要素）とした。解析規模については、2径間の鈹桁の節点数は16,946でシェル要素数は14,592である。3径間の鈹桁の方はそれぞれ25,989, 21,732となる。例として、2径間の桁と橋脚が組み合わさった1つの高架橋の解析モデルを、図-7に示す。なお、右端の橋脚がないのは、隣接の高架橋でモデル化されているからである。

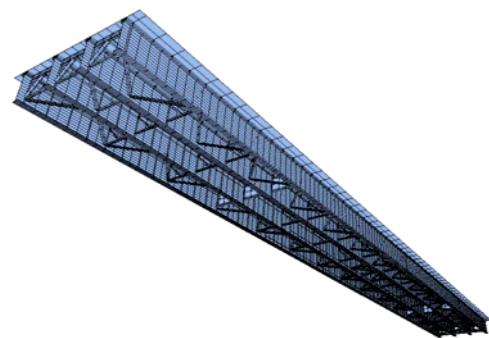
(3) 全体モデルと計算実施条件

本解析モデルは、2径間の高架橋156橋と3径間の高架橋80橋をランダムに混在させて、236橋を直線

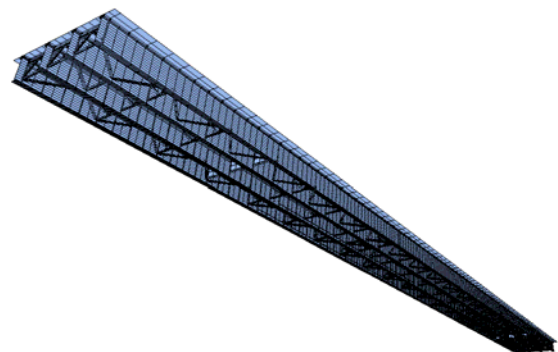
状に繋げたモデルとする。総節点数は、約1800万節点である。京コンピュータの1024ノードを使用して、解析を進める。2径間の高架橋に対して4ノードを、3径間の高架橋に対しては5ノードを割りつけた。

(4) 地震応答解析の条件

本解析では、都市直下型で地震規模 M6.8 とする横ずれ断層を想定する。地震学の成果を利用すると、地震規模や断層の種類を決めれば、断層パラメータの平均値をある程度推定することができるようになってきている^{3),4)}。本研究では、表-1に示すような断層パラメータを想定した。地盤モデルについては、図-8(a)に示すように断層を含む半無限地盤上に1



(a) 2径間の桁モデル



(b) 3径間の桁モデル

図-6 鈹桁のモデル化

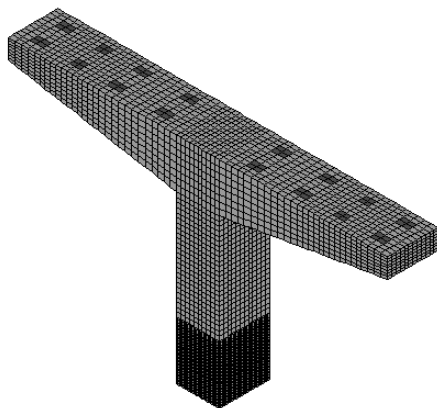


図-5 鋼製橋脚のモデル化

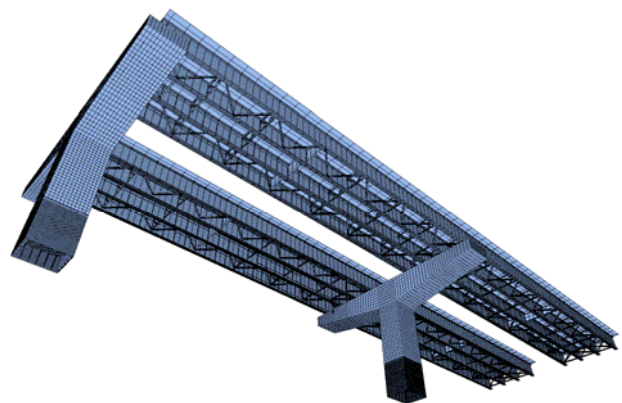


図-7 1つの高架橋のモデル

層の表層地盤（層厚：1.5km）を考慮した単純なものとし、断層のタイプとしては伏在断層となっている。断層上端の深さと表層地盤の厚さは震源断層近傍の地震動に大きく影響するパラメータであることがわかっており^{5),6)}、本解析では、地盤モデルの表層地盤と半無限地盤には、表-2 に示すような物性値を採用した。

高架橋に作用させる地震動の作成としては、厳密な理論的評価法を用いることとした。具体的には、原田らの方法^{7),8)}を使って、運動学的断層モデルと水平成層地盤の剛性マトリックスによって解析的に求められる振動数-波数領域の地震波動場にて、3重逆フーリエ変換して理論的に断層永久変位が含まれた地震動波形を合成した。詳細な作成方法については、文献7), 8)を参照されたい。

対象高架橋と横ずれ断層の位置関係(平面図)は、図-8 に示すように、断層線から 180m 離れて平行に高架橋が配置されている。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく、断層破壊開始点(同図の断層線の左端)よりも断層破壊進捗方向の断層線中央から断層破壊終了点(同図の断層線の右端)にかけて地震動が最大になることがわかっている^{5),6)}。

このようにして得られた高架橋位置の地震動を入力として地震応答解析を実施する。地震応答解析の計算時間は、断層が破壊してから 15 秒間とする。

地震応答解析の手法としては、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した動的複合非線形解析である。地震動の作用方法については、各橋脚位置で求めた回転成分を含む 6 成分の地震動を、橋脚下端からそれぞれの橋脚に対して作用させる多点入力を採用する。詳細な解析条件については、文献 5), 6)を参照されたい。

5. 地震応答解析実行および速度評価

(1) 解析結果の全体挙動

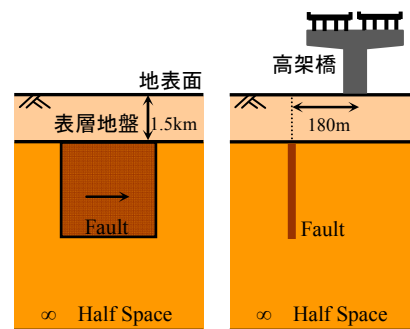
高架橋全体の変形状態を示した代表的なスナップショットで図-9に示す。この図は、断層破壊開始から3.00秒、4.02秒、4.80秒、5.28秒経過した変形状態を示したものであり、高架橋の中央部から断層破壊開始点の高架橋端部を見た図となっている。変形状態をわかり易くするため、変形表示倍率を10倍している。各スナップショットから、図内の右端から左に向かって断層破壊が進むにつれて、橋脚および桁が変位しているのがわかる。その変位状態は、橋脚が移動しながら、桁がねじれるような動きとなり、高架橋全体が蛇行しながら変形している。各スナップショットにおいて、最大変位を示した位置を図内

表-1 横ずれ断層パラメータ

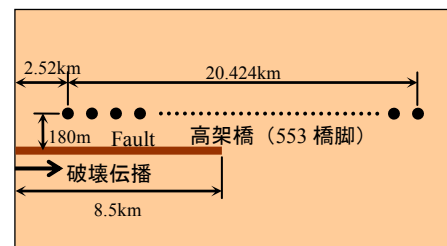
地震モーメント M_0 [N·m]	2.23×10^{18}
立ち上がり時間 t [s]	0.3
断層の長 L [km]	8.5
断層の幅 W [km]	8.5
断層破壊速度 v_f [km/s]	2.2
断層の走行方向 ϕ [°]	0.0
断層面の傾斜角 δ [°]	90.0
すべり方向 λ [°]	0.0

表-2 地盤の物性値

物性値	表層地盤	半無限地盤
P波速度 (m/s)	2800	6000
S波速度 (m/s)	1600	3500
密度 (t/m ³)	2.3	2.8
Q値	150	400



(a) 断層と地盤モデル



(b) 高架橋と断層の位置関係

図-8 断層-地盤-高架橋

に赤丸で示している。同図(a)~(c)から、手前に大きく変形しながら近づく様子がわかる。同図(d)は、逆方向に大きく変形した状態である。橋脚基部に対しては、同図(b)のときが最も塑性化した。なお、橋脚下端が動いているのは、断層変位を考慮した変形図になっているためである。

(2) 橋脚と桁の損傷状態

橋脚基部が最も塑性化した 4.02 秒経過した時点での解析結果(変形図+応力コンター図, 変形表示倍率: 5 倍)を図-10に示す。なお、表示プログラムの制約から、1つの高架橋分だけを表示している。

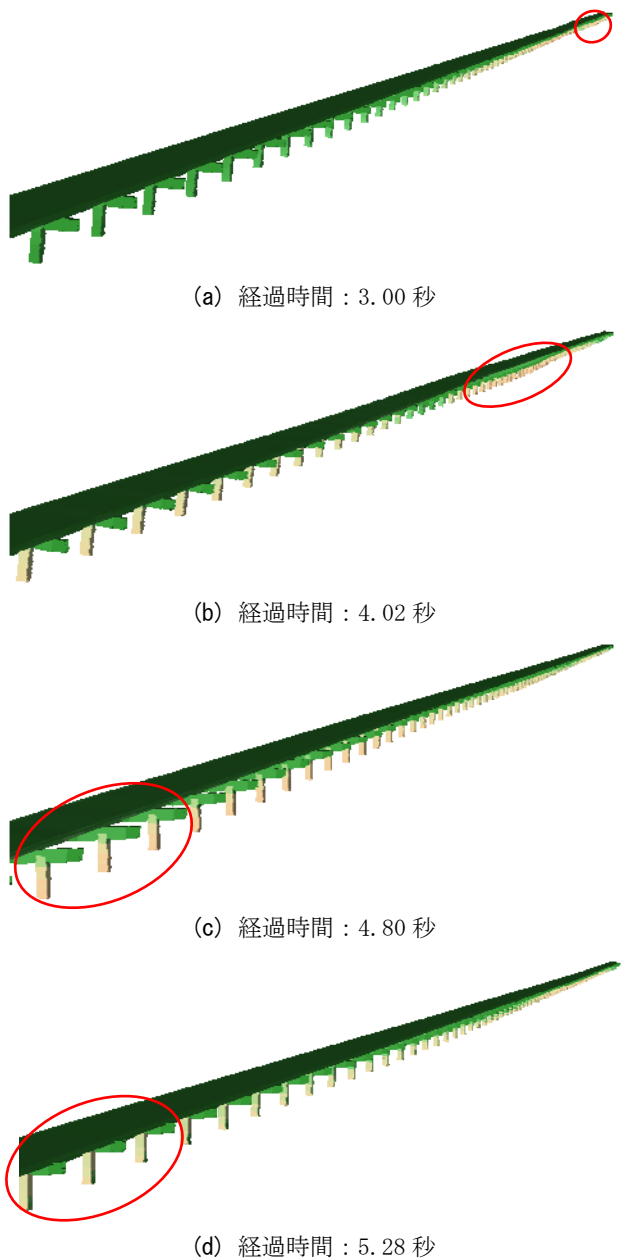


図-9 高架橋全体の変形状態

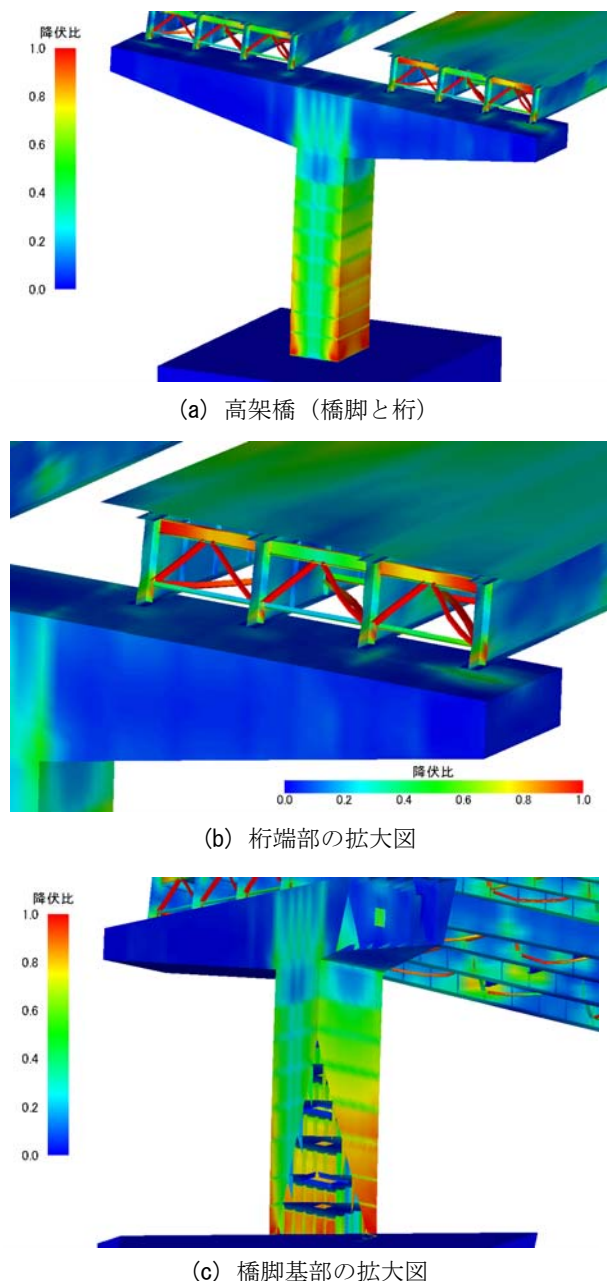


図-10 高架橋の塑性化状況

応力コンターの色は降伏比（発生ミーゼス応力／各材質の降伏）で示している．同図(a)から，橋脚基部および桁端部が塑性化しているのがわかる．

桁端部を拡大した部分の解析結果を同図(b)に示している．この図から，桁端部の対傾構や下横構が塑性化および座屈し，また，桁端部と対傾構の接続部（桁端の下フランジ直上）周辺で塑性化しているのがわかる．桁端部でこのように塑性化したのは，対傾構からの力の流れによるものと考えられる．なお，本解析は，前述したように支承が壊れないと仮定した場合の解析結果である．

橋脚基部を拡大し，内部も表示させた解析結果を同図(c)に示している．この図から，橋脚基部にお

いてフランジ面が塑性化しているのがわかる．また，梁全体および柱と梁の接続部（隅角部周辺）については，あまり応力が高くない結果となった．

(3) 解析時間および計算速度評価

本高架橋の大規模解析モデルに対して，実際に京コンピュータを使用して解析を実施した．京コンピュータの現時点の運用規定から，1回のジョブを1日（24時間）以内に終わらせる必要があるため，それ以上，計算がかかる場合にはアプリケーション側（利用者側）で途中結果を退避するなどの対応をしなければならない．本解析では1日で終了しなかったため，解析計算を途中で止めその時点の計算結果

をファイル出力し、次の日に再実行するように解析プログラムを改造して対応した。このような対応をして、計算を終了させるのに 8 日間を要した。本解析プログラムの高速化については、まだ不十分などころがあるため、計算ノード内の高速化やロードバランスを改善すれば、かなり計算時間は短縮されることが考えられる。

本解析は、1024 計算ノードで実施したが、そのときの IO を含むジョブ全体の並列化効率は 21% であった。本解析の並列化効率においては、地震応答の非線形性が強くなると収束性が悪くなり、下がる傾向を示した。

これらの計算時間や並列化効率の値から、有限要素法による構造解析プログラムとしては、ある程度の性能が出ていると思われるが、まだ不十分な計算速度、並列化効率といえる。

6. まとめ

本研究では、高架橋の広域 3 次元地震応答シミュレーションを試験的に実施した。本研究で得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) 高架橋や長大橋を対象にした地震応答解析において、京コンピュータに対する有限要素法の構造解析プログラムの高速化方法を提案した。
- (2) 実際に、その高速化方法を用いて、京コンピュータ上にて約 1800 万節点の大規模な高架橋モデルの地震応答解析を実施することができた。
- (3) 試験的なシミュレーション結果ではあるが、想定した地震に対して、断層と並行に配置した高架橋の全体の応答特性が把握できた。また、シェルでモデル化した桁端部および鋼製橋脚基部で、塑性化することがわかった。

また、研究課題として、次のようなことが挙げられる。

(課題 1) 本構造解析プログラムは、現時点ではまだ京コンピュータの本来の性能は十分には出ていないと思われ、さらに高速化を行う必要がある。特に、1 計算ノード内での計算に時間を要しているため、スレッド並列化等の見直しを行わなければならない。

(課題 2) 大規模モデル (約 1800 万節点) の解析結果ファイルの容量が、京コンピュータのシステム上で数十 T バイトにも達する。この大量の解析結果の表示、動画の作成、結果ファイルの転送等が非常に困難であり、効率のよい方法を検討する必要がある。

これらの問題等が解決できれば、本シミュレーシ

ョンは以下のような展開が期待できると考えられる。

- ・シェル要素を中心としたモデル化によって、構成部材の最大耐力力以降の挙動も表現できるため、想定外の巨大地震が発生した場合の対象橋梁全体の損傷が評価できる。
- ・高架橋単体での評価だけでなく、隣接する高架橋同士の桁衝突等の影響検討など、さらに、広域道路ネットワーク (路線単位) で建造物の応答を連続的に求めるているため、シミュレーションの結果を分析することで、地震震後の避難経路や緊急輸送路のルート計画立案などにも活用することが可能となる。

7. 謝辞: 本論文の結果は、理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用して得られたものです (課題番号:hp140073およびhp140088)。また、構造解析プログラムSeanFEMを「京」上での実行および高速化するにあたり、一般財団法人 高度情報科学研究機構の小久保達信氏らにいろいろとご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 久田俊明, 野口裕久: 非線形有限要素法の基礎と応用, 丸善, 1995.
- 2) G.P.Nikishkov, A.Makinouchi, G.Yagawa and S.yoshimura: performance study of the domain decomposition method with direct equation solver for pararell finite element analysis, *Computation Mechanics*, 19, pp.84-93, 1996.
- 3) 入倉孝次郎: 強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法一, 京都大学防災研究所年報, 第 47 号 A, pp.25-45, 2004.
- 4) 佐藤良輔: 日本の地震断層パラメター・ハンドブック, 鹿島出版, 1989.
- 5) 原田隆典, 野中哲也: 横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性, *構造工学論文集*, Vol.47A, pp.843-849, 2001.
- 6) 原田隆典, 王宏沢, 野中哲也, 山下典彦: 横ずれ断層を横断する連続高架橋の応答挙動解析, *応用力学論文集*, Vol.6, pp.701-711, 2003.
- 7) 原田隆典, 大角恒雄, 奥倉英世: 3次元直交座標系における波動場の解析解とその地震波形作成への応用, *土木論文集*, No.612/I-46, pp.99-108, 1999.
- 8) 原田隆典, 王宏沢: 剛性マトリックスによる水平成層地盤の波動解析, *地震*, 第 57 巻, 日本地震学会, pp.387-392, 2005.