

直下型地震による大型鋼構造物の過渡応答 および部材間の衝突

谷村眞治¹・佐藤登史²・三村耕司³・榎田努⁴・齋藤年正⁵・竹下昌彦⁶・小川信行⁷

¹正会員 工博 大阪府立大学大学院教授 工学研究科 (〒599-8531 大阪府堺市学園町1-1)

²工修 大阪府立大学大学院学生 工学研究科 (〒599-8531 大阪府堺市学園町1-1)

³工博 大阪府立大学大学院講師 工学研究科 (〒599-8531 大阪府堺市学園町1-1)

⁴工博 大阪府立大学大学院助手 工学研究科 (〒599-8531 大阪府堺市学園町1-1)

⁵正会員 工博 日立造船株式会社 技術研究所 (〒551-0022 大阪市大正区船町二丁目2-21)

⁶大阪府立大学大学院学生 工学研究科 (〒599-8531 大阪府堺市学園町1-1)

⁷工博 防災科学技術研究所 防災総合研究部三次元振動破壊研究室

(〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1)

Initial transient behavior of a tall-building-model due to a strong near-source earthquake has been numerically studied using the code MSC/DYTRAN. It is found that stresses greater than the yield stress of the column material, for an elastic/plastic building-model, and stresses greater than the tensile strength of the column material; for an elastic building-model, are achieved in many columns of the building-models, in the initial transient stage.

One of unexpected fractures of structures due to the great Hanshin-Awaji earthquake is the fracture of a bridge bearing part of the Nielsen bridge type. The obtained numerical results show that a high stress sufficient to lead to a fracture appears in the upper part of the bridge bearing, when an impact of velocity higher than 5 m/s occurs between the upper and the lower parts of the bridge bearing.

It is also illustrated that the maximum stress values occurred in the transient stage are strongly dependent on the size of the structure and the acceleration profile of the initial stage of the earthquake motion.

Key Words : near-source earthquake, transient stage, stress wave, tall building, dynamic finite element method

1. 緒言

直下型地震特有の地震動初期の激しい上下・水平方向の揺れにより、大型構造物の過渡応答時において、その一部に、き裂や部分的破壊が生じ、その後の引き続く揺れによって、大きな破壊や破損が生じた場合のある可能性の高いことが報告されている^{1)~4)}。一方、直下型地震の激しい揺れによって、ニールセン橋支承部の上部と下部がいったん離れ、その後の衝突による高い衝撃応力の発生によって、その上沓に破壊が生じた可能性の高いことが示されている⁵⁾。直下型地震動による大型鋼構造物のこのような特異な破壊過程も解明し、そのような破壊を防止するための有効な指針を示すことは、極めて重要な課題の一つとなる。

高層建築物の骨組はりモデル(Hughes-Liuはり要素およびBelytscho-Schwerはり要素を用いた有限要素モデル)の下端部のみに、阪神・淡路大震災時(1995年1月17日)に六甲アイランドで記録された実測加速度波形

を入力し、MSC/DYTRAN⁶⁾で三次元動的有限要素解析を行い、揺れ初期の入力波形の入力時間と対応した過渡応答時に、柱の一部に、その部材の降伏応力に達する引張応力を生じたところが何箇所もある結果が得られた⁷⁾。

そこで、本研究では、同じ解析用モデルの下部に、神戸海洋気象台で記録された加速度波形を入力し、その揺れ初期の激しい入力波形の入力時間に対応した過渡応答時の挙動を調べた。その結果、弾塑性解析では、この過渡応答時に柱の一部に部材の降伏強さを超える引張応力の生じたところは40箇所あり、弾性解析では、部材の引張強さを超える引張応力の生じたところは15箇所あった。

また、激しい揺れによる大型構造物の振動過程で、部材間の衝突が起こり、高い衝撃応力の発生による破壊が生じる機構を、定量的に検証した。

なお、このような過渡応答時の発生応力が、入力波形の形状および対象構造物の大きさに影響される様子を、

単純モデルを例に挙げて、例示するとともに、これらのことを実験により検証するためには、三次元大型振動台を使用した大型試験体が必要となることを、指摘する。

2. 過渡応答解析

(1) 解析方法

a) 解析モデル

解析対象の大型鋼構造物の1つのモデルとして、図-1に示すような24階建ての鉄骨高層建築物モデルを仮定した。このモデルの各階における鉄骨伏図をそれぞれ図-1(a)に示す。また、各通りにおける鉄骨軸組図をそれぞれ図-1(b), (c), (d)に示す。ここで、図-1(d)に示した箱形断面柱A, D上の点 I_i, J_i, K_i の添え字 i は、 y 方向の通り番号2, 3, 5, 6を表している。解析対象とした高層建築物モデルは、図-1に示したように、2～3通りおよび5～6通りの組立柱をメガ柱、7階～8階、12階～13階、17階～18階、22階～23階の組立ばりをメガばりとしたメガストラクチャー架構である。

各鉄骨部材とも材質は鋼であり、線形硬化弾塑性体と仮定した。2, 3, 5, 6通りの柱A, Dは、箱形断面柱であるとし、その材質はSM490またはSS400と仮定した。その材料特性は、密度 $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, 縦弾性係数 $E = 206 \text{ GPa}$, ポアソン比 $\nu = 0.3$ とした。また、SM490とSS400の加工硬化係数 E_n , 降伏応力 σ_y は、JIS規格から、用いた箱形断面柱の肉厚により、 $E_n = 790 \sim 935 \text{ MPa}$, $\sigma_y = 235 \sim 315 \text{ MPa}$ の値であるとした。その詳細およびその他の部材の材料特性については、こ

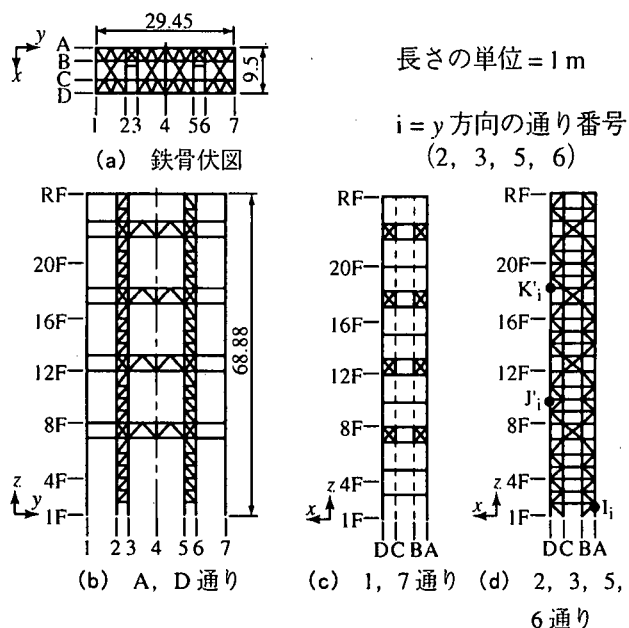


図-1 高層建築物モデルの鉄骨伏図と鉄骨軸組図

では省略する。

本報では、このように、すべての鉄骨部材を線形硬化弾塑性体とした弾塑性解析と、すべての鉄骨部材を線形弾塑性体とした弾性解析も行い、検討を行った。

b) 解析条件

本解析モデルでは、高層建築物の鉄骨部材の部分のみを有限要素モデル化し、各鉄骨部材の接合は、剛体接合とした。その他住居部分等の各階の重量は、その各階ごとに、図-1(a)に示した1～2通り、3～5通りおよび6～7通りの間におけるはりや水平ブレースに作用すると仮定した。

有限要素モデルに入力した地震波形は、図-2に示す神戸海洋気象台の実測地震加速度波形を用いた。本解析では、有限要素モデルの下端部に直方体状の剛体を接合し、この剛体だけに、図-2の地震加速度波形の0～12秒間の波形を入力し、解析を行った。本報では、主に、 x 方向(張間方向)へEW波、 y 方向(桁方向)へNS波、 z 方向へUD波を同時に入力したときの解析結果について述べる。

この解析では、これらの実測加速度波形を下端部の剛体のみに入力して、通常の地震応答解析でしばしば行われているような解析対象モデルの各質点にこれら加速度波形を同時に作用させている手法とは異なっていることに注意されたい。

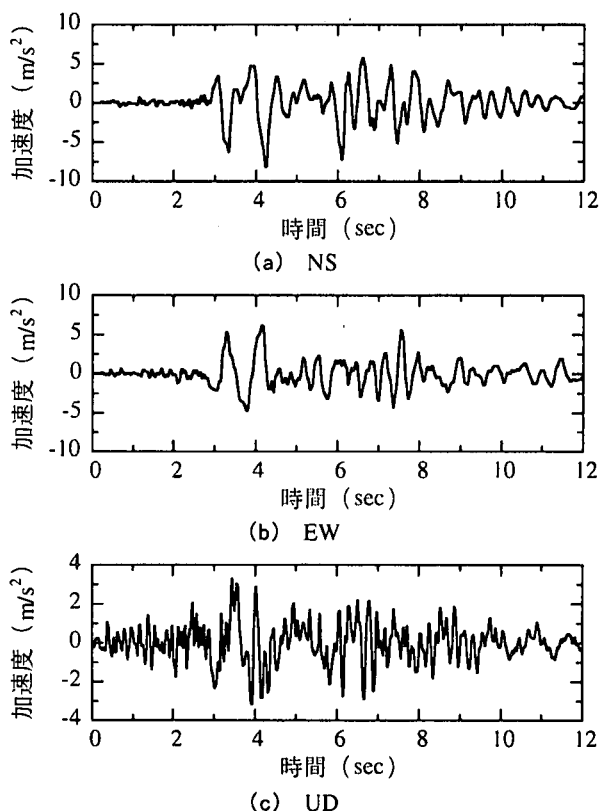


図-2 神戸海洋気象台の地震記録波形

以上の解析条件で、過渡応答時において、箱形断面柱に大きな応力が生じていないかによく注目し、陽解法非線形動的有限要素法コードのMSC/DYTRANを用いて一連の解析を行った。時間積分における時間増分 Δt は、Courant条件を満足するように、 $\Delta t \leq 2/3 \times l/\sqrt{\rho/E}$ (l =最小節点間距離)とした。また、本研究の解析モデルと同様の解析対象を固有値解析した結果、その一次固有振動数は、 $\omega=0.476$ Hzであった。この計算結果から、本解析において減衰は、剛性比例型減衰で、一次固有モードの1%として解析を行った。

(2) 弾塑性解析の結果

図-1に示すような24階建て鉄骨高層建築物モデルの鉄骨部材のみを有限要素化し、前述の解析手法で解析を行った。この章では、すべての鉄骨部材を線形硬化弾塑性体とした弾塑性解析の結果について述べる。

図-2の記録波形では、NS波の加速度が大きく、その初期の2.6~4.3秒間の比較的大きな入力波形の入力時間と対応した2.8~4.5秒間の過渡応答域での発生応力値に注目する。図-1(d)に示した2通りの柱Aでの点 J'_2 における、軸方向応力の時間変動の例を、図-3に示す。過渡応答域の2.8~4.5秒間において、点P(時間4.44秒)で、ピーク値として、 $\sigma=334$ MPaを示している。

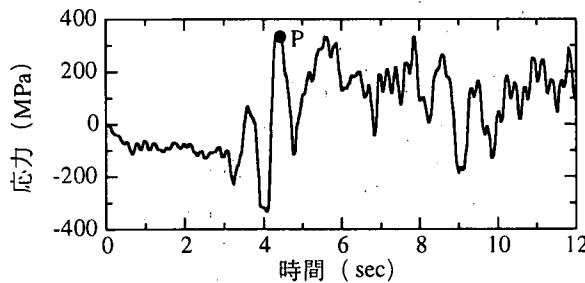


図-3 点 J'_2 における軸方向応力の時間変動例

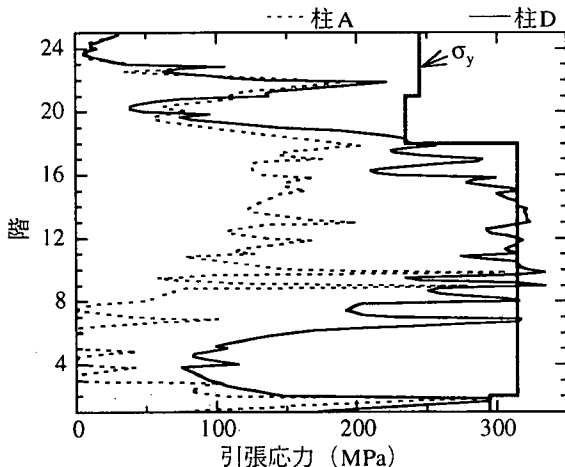


図-4 過渡応答域における2通りの各階で生じた最大引張応力(弾塑性解析の結果)

このようなピーク値を各階ごとに求めて、2通りの柱Aと、Dと(図-1(d)参照)に生じた最大引張応力の例を、図-4に示す。柱A、Dの部材の降伏応力 σ_y は、図-4中の太い実線で示したように変化している。3、5、6通りの結果も、ほぼ同様であった。これらの結果から、過渡応答域2.8~4.5秒間において、2、3、5、6通りの柱A、Dにおいて部材の降伏応力を超える応力が生じた箇所は、40箇所であった。

(3) 弾性解析の結果

鉄骨部材を線形弾性体と仮定するとき発生する応力値を求めて、前3章での弾塑性解析での応力値と比較検討する。

a) 弾塑性解析と弾性解析での発生応力の比較

図-1(d)の点 I_6 、 K'_5 での弾塑性解析と弾性解析の軸方向応力の時間変動を図-5(a)、(b)に例示する。

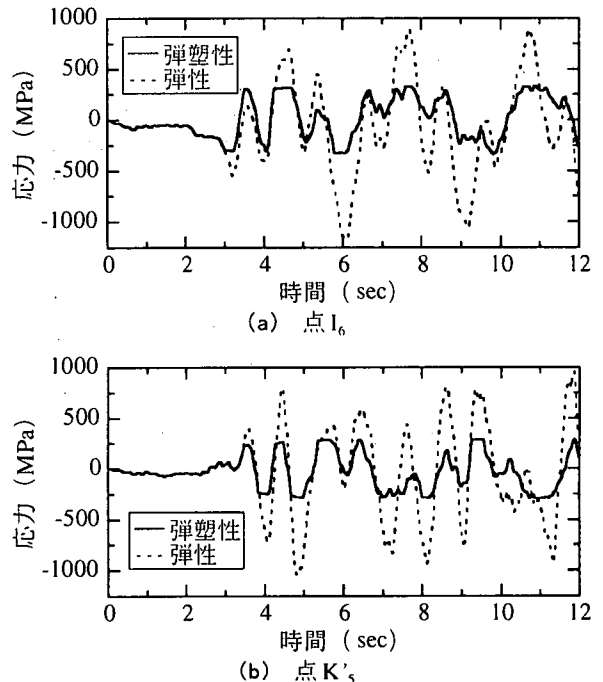


図-5 弾塑性解析と弾性解析での軸方向応力の時間変動例

b) 過渡応答時の応力

この弾性解析においても、3章の弾塑性解析のときと同様に、有限要素モデルの x 方向(張間方向)に入力した図-2(a)のNS波の初期の比較的大きな地震加速度波形の入力時間と対応した、時間2.8~4.5秒間を過渡応答域とした。この過渡応答時に各階の柱に生じた最大引張応力値を図示した結果を、図-6に例示する。この図-6は、2通りの柱における結果で、柱AとDの部材の降伏強さ σ_y を太い実線で、また引張強さ σ_u を太い破線で

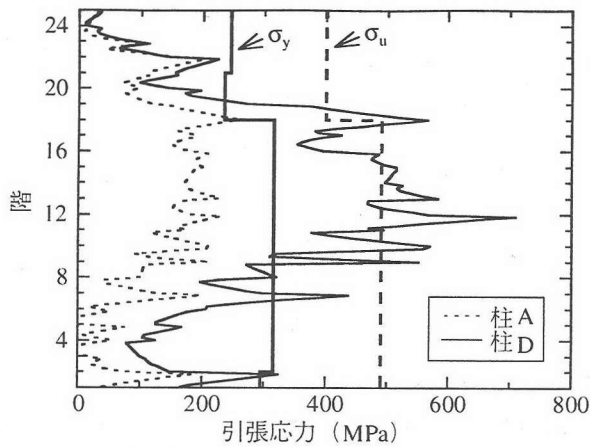


図-6 過渡応答域における2通りの各階で生じた最大引張応力（弾性解析の結果）

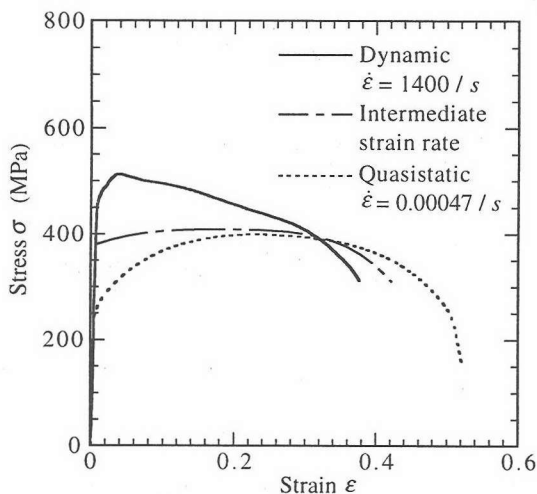


図-7 一般鋼材 (270 MPa) の準静的および動的応力-ひずみ曲線⁸⁾

示す。

このような結果から、過渡応答域において、2, 3, 5, 6通りの柱A, Dにおいて部材の引張強さを超える応力が生じた箇所数は、15箇所であった。

鋼材の引張応力-ひずみ曲線は、図-7に例示するようなひずみ速度依存性を示す。いま、図-7中の破線で示すような準静的曲線を仮定して弾塑性解析を行い、一部の柱にひずみ速度 0.5 s^{-1} 程度の引張塑性変形が生じるときならば、その変形部の実際の材料特性は図-7中の一点鎖線に近いものとなる。すなわち、加工硬化率が小さく、局部変形が生じやすく、不安定変形が生じやすい。したがって、いったん動的降伏応力を超える引張応力が発生して、柱の一部で非弾性変形が生じると、その局所では、より高ひずみ速度での変形が生じることになり、いっそう不安定変形が生じやすくなり、そこで応力集中現象も生じると、大きな部材にぜい性破断が生じやすくなる。

3. 部材間の衝突解析

阪神・淡路大震災での特異な被害例の一つとして、図-8に示したニールセン橋（バスケットハンドル型ニールセン系ローゼ桁形式）の固定支承の破壊が挙げられる。この破壊は平時の運用下における荷重条件下では起こり得ないため、そのような荷重条件下で予測できる範囲を超えた、動的または衝撃的な荷重が発生して、破壊した可能性がある。

そこで、直下型地震動の激しい揺れが、ニールセン橋に作用して、固定支承の上部と下部がいったん離れて、その後衝突することにより、支承(上脊)が破壊したのではないかとの観点から、地盤も含めたこの橋全体の有限要素モデルを作成し(図-9参照)、動的有限要素コー

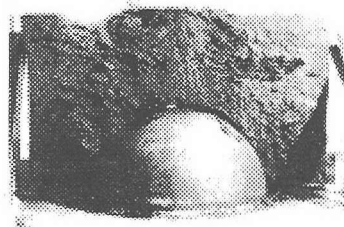


図-8 上脊の破壊

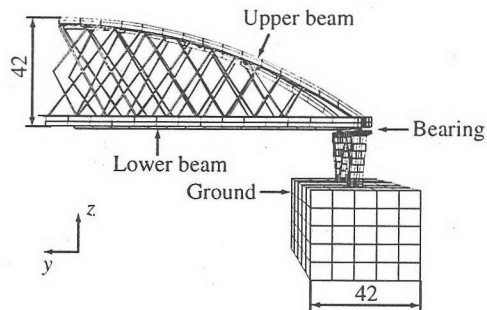


図-9 ニールセン橋および地盤の三次元有限要素解析モデル(長さの単位 = 1 m)⁹⁾

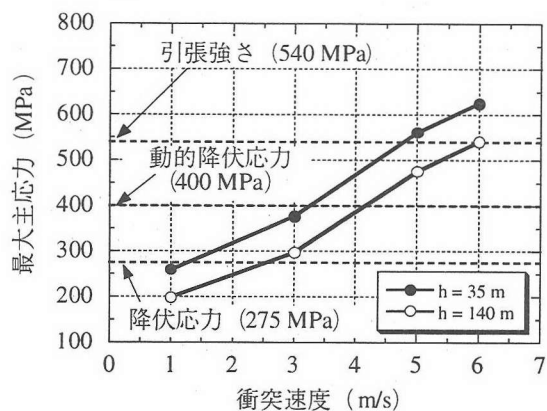


図-10 各地盤深さに対応した衝突速度と発生する最大主応力との関係⁹⁾

ドDYNA3Dにより、その動的挙動解析を行った。すなわち、ニールセン橋および地盤を含め、その支承部の球面座の接触面を境として、上下それぞれを一体とした有限要素モデルを作成し、その上下間の相対的な衝突速度を種々変えて三次元衝撃解析を行い、橋全体を対象として破壊が発生する条件を調べた。また、要素依存性、地盤の特性、およびその形状の影響についても検討した。これらの解析結果から、上支承と下支承が相対的に約5 m/s 以上の速度で衝突すれば(図-10参照)、上支承の内部で破壊が起こる可能性が大きいという結果が得られた⁹⁾。

4. 過渡応答時に及ぼす入力波形の形状と構造物の大きさの検討

構造物の大きさと、揺れ波形の形状とにより、過渡応答時の応力値が変化する様子を、単純モデルによる二次元解析により検討した。解析モデルの材質は、コンクリートとした。その材料特性は、密度 $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ 、縦弾性係数 $E = 29.4 \text{ GPa}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.25$ とした。

図-11 に示す入力波形の T_i のみを、0.0165 秒、0.33 秒、0.66 秒と変化させたとき、過渡応答時のピーク応力 σ_{max} (図-12 参照) が、解析モデルの高さ h の変化とともに変わる様子を図-13 に示す。たとえば、図-13(b) より、 $T_i = 0.33$ 秒の入力波形のときならば、過渡応答時の最大応力 σ_{max} の値は、 $h \leq 120 \text{ m}$ まで h の増加とともに大きくなることを示している。このことは逆に、 $T_i =$

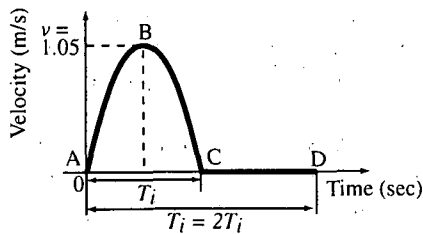


図-11 入力速度波形

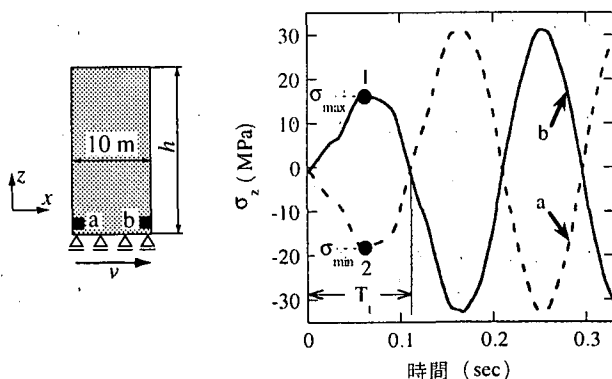
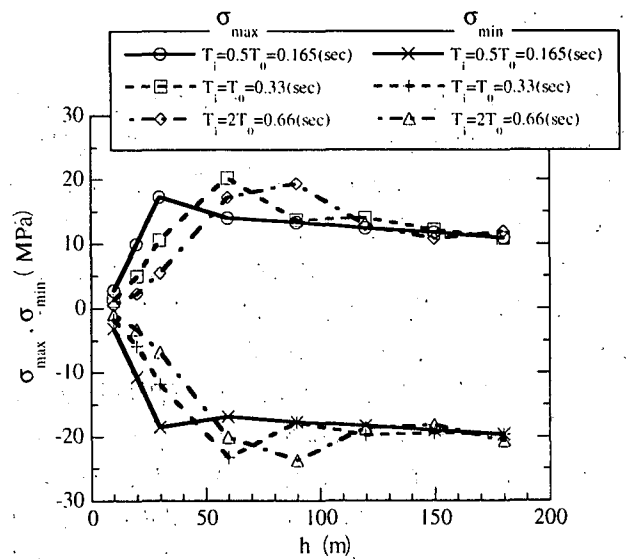
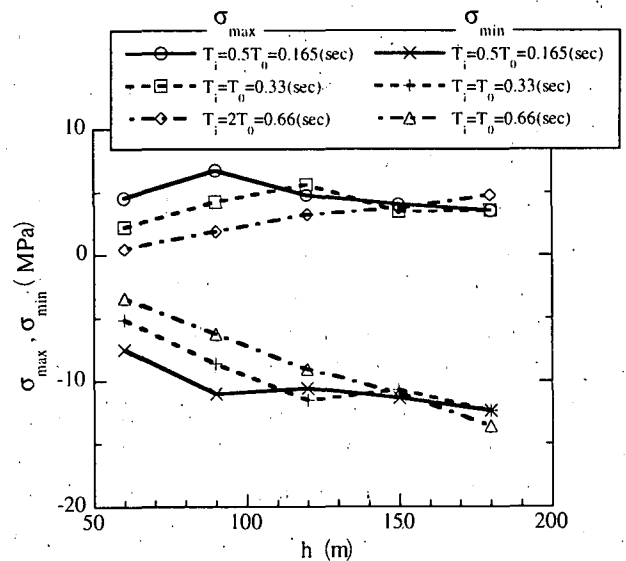


図-12 要素aとbでの軸方向応力 σ_z の時間変動



(a) 構造物の底面での z 方向の変形を拘束した場合



(b) 構造物の底面での z 方向の変形を自由にした場合

図-13 σ_{max} と h との関係

0.33 秒程度の入力波形のときで、 $h = 50 \text{ m}$ 程度の比較的小さい構造物のときならば、過渡応答時の応力値は図示のように小さくなることを示している。なお、このような過渡応答時のピーク応力は応力伝ばの影響を受け、その後の定常振動域でのピーク応力はその影響をほとんど受けないことは、すでに定量的に明らかにされている^{1)~4)}。

このように、過渡応答時の応力は、構造物の大きさ、入力波形の形状に影響され、したがってまた、応力伝ばの影響を無視する解析法では、正確には把握できない。このことや前述のような特異な破壊過程を実験により検証することが重要となるが、そのためには、たとえば、 $T_i = 0.33$ 秒程度の波形の入力が可能な大型振動台を使用するときならば、コンクリート材のときならば、80 ~ 100 m 程度の大型部材(横型でも可能)を試験体として用いることが要求される。

5. 結言

24階建て鉄骨高層建築物モデルの基底部に、阪神・淡路大震災時に神戸海洋気象台で記録された地震加速度波形(EW, NS, UD波形)を入力し、その揺れ初期の厳しい揺れ波形の入力時間と対応した過渡応答時の挙動に、とくに注目して動的応答解析を行った。また、激しい揺れによる大型構造物の部材間の衝突による破壊過程について検討した。それらの結果；

(1) 弾塑性解析の結果からは、その過渡応答域に柱の一部に、その部材の降伏強さを超える引張応力が生じていた箇所は、40箇所あった。このことは、その過渡応答時において柱の一部で部分的なき裂や破損が生じ、引き続き揺れによって、その局所で損傷が拡大して大変形や破壊に至る可能性を例証している。

(2) 弾性解析の結果からは、柱Aと柱Dにおいて部材の引張強さを超える引張応力が生じていた箇所は、15箇所であった。

(3) 鋼材の場合、いったん、その動的降伏応力を超えた動的引張応力が発生すると、ぜい性破断が生じやすい場合のあることを指摘した。

(4) 同じ解析対象の建築物モデルに対して、常用の地震応答解析用の三次元骨組はりモデルを作り直し、同じ地震波形を入力し、従来の汎用解析コードにより解析すると、激しい揺れ波形の入力時間と対応した過渡応答時の応力値は、大幅に小さい値となる。この差を生じることの主因として、MSC/DYTRANによる解析では、建築物モデルの基底部にのみに地震波形を入力しているのに対して、従来の汎用解析コードによる解析では、建築物モデルのすべての質点に、同時に、地震波形を入力させていて、この両者の入力の仕方の違いが、直下型の激しい揺れに対応した大型構造物のその過渡応答時の挙動に対しては明確に現れていることが考えられる。また両解析では、分割要素の大きさと時間増分が大幅に違うこと、および応力伝ばの影響の差違が考えられる。

(5) 柱に生じる軸方向応力の分布状態は、定常振動時における分布状態よりも過渡応答時での分布状態の方が、急激な変動が小さくなっている。このことは、定常振動時に破壊や破損が生じるときの、その箇所と、過渡応答時に部分的なき裂や破損の開始の起こる箇所とは、違う場合のある可能性を示している。

(6) 阪神・淡路大震災時での特異な被害例の一つとして、ニールセン橋の固定支承の破壊が、激しい揺れにより固定支承の上部と下部がいったん離れ、その後相対的に約5 m/s以上の速度で衝突すれば、発生し得ることを明示した。このことはまた、換言すれば、このような破壊を防止する対策の一つとして、① 激しい地震動

のもとでの構造体の部材間の衝突をさけること、② このような低速度衝突で起こっても、高い衝撃応力の発生を防ぐ対策、たとえば、衝突部と連結した部材の音響インピーダンスを下げる、緩衝層を設けておく、等の有効性についての研究が必要となる。

過渡応答時の応力は、構造物の大きさと入力波の形状に影響されることを、単純モデルに対する計算により、例示した。また、大型振動実験台により、検証することの必要性を指摘した。

謝辞： 本解析用のモデル作成において、複数の建築専門家の論文中的手法を参照させていただいた。また、本研究の一部は、文部省科学研究費補助金 基盤研究(A)(1)(課題番号:10355022および11355025)、同(B)(2)(課題番号:10450050)、および平成11年度科学技術振興調整費(総合研究「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上の研究」の第3分科会の分担課題の1つ)による支援を受けたことを付記し、謝意を表す。

参考文献

- 1) Tanimura, S. and Mimura, K. : Dynamic Failure Due to the Great Hanshin-Awaji Earthquake, Proc. of the 2nd Asia-Pacific Conference on Shock & Impact Loads on Structures, Melbourne, Australia, pp. 547-552, 1977.
- 2) 谷村眞治・ほか3名：直下地震動による速度負荷を受ける構造物の動的挙動および破壊について、日本機械学会材料力学部門所属 材料・構造物の衝撃破壊現象とその防止に関する調査研究分科会 材料・構造物の衝撃的破壊現象とその防止に関するシンポジウム講演論文集, pp. 1-10, 1998.
- 3) Tanimura, S., Mimura, K. and Liu, K. : Dynamic Failure of Structures Due to the Great Hanshin-Awaji Earthquake, Impact Responce of Materials & Structures, Ed. by Shim, V.P.W., Tanimura, S. and Lim, C.T., Oxford Univ. Press, pp. 87-99, 1999.
- 4) Tanimura, S., Mimura, K., Nonaka, T., and Zhu, W. : Dynamic Failure of Structures Due to the Great Hanshin-Awaji Earthquake, Int. J. of Impact Eng., Vol. 24, pp. 583-596, 2000.
- 5) 谷村, ほか4名：ニールセン橋支承部の動的応力解析, 日本機械学会関西支部第74期定時総会講演会論文集, No. 004-1, pp. 11-13, 2000.
- 6) MSC/DYTRAN Version 4.0 User's Manual, The MacNeal-Schwendler Corporation, 1997.
- 7) 谷村眞治, ほか4名：直下型地震による大型鋼構造物の過渡応答時における動的応力, 第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 103-108, 2000.
- 8) 谷村眞治, ほか3名：高ひずみ速度域における鋼構造物の強度のひずみ依存性, 第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 81-86, 2000.
- 9) 谷村眞治, ほか4名：ニールセン橋支承部の三次元動的挙動解析, 機論, Vol. 66, No. 651, A編, pp. 2079-2086, 2000.