地盤の境界条件や解析手法が非線形動的相互作 用を考慮した構造物の地震時挙動に与える影響

宇野 州彦1・塩尻 弘雄2・川口 和広3・仲村 成貴4

¹修(工) 五洋建設㈱ 土木部門土木本部土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8) (発表時 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 博士後期課程)

E-mail:Kunihiko.Uno@mail.penta-ocean.co.jp

²工博 日本大学教授 理工学部土木工学科 (〒101-8308 東京都千代田区神田駿河台1-8) E-mail:shiojiri@civil.cst.nihon-u.ac.jp

³修(工) JIPテクノサイエンス㈱ 東京テクノセンタ (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町1-2-5)

4博(工) 日本大学助教 理工学部土木工学科(〒101-8308 東京都千代田区神田駿河台1-8)

本研究では、実在のSRC建物で得られた観測記録を用いてモデル化の妥当性を検証し、その地盤モデル を用いたRC建物や高架橋の橋脚モデルに対し、解析手法や境界条件、地盤のモデル化範囲が動的相互作 用を考慮した地盤-構造物系の地震時挙動にどのような影響を及ぼすのかを検討した。結果から、SRC建 物の場合、動的相互作用の影響も小さいことから解析値は観測値とよく一致し、モデル化の妥当性を示す ことができた。またRC建物や橋脚モデル等の重量構造物では、動的相互作用の影響が大きく、地盤のモ デル化範囲の影響を大きく受けることが分かった。そこで、今回提案するPMLを橋脚モデルの地盤境界に 用いることで、モデル化範囲が小さな場合でも良好な解析結果を得ることができた。

Key Words : nonlinear soil-structure interaction, boundary condition, notch force, Perfectly Matched Layer,

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では,橋梁や 地中構造物,港湾施設やライフライン施設等の土木 構造物に激甚な被害をもたらし,その後の耐震設計 法に多大な影響を及ぼした.耐震設計法においては, 「道路橋示方書・同解説」¹⁾や「港湾の施設の技術

上の基準・同解説」²⁾等に見られるように、構造物 ごとの目標性能を設定し、これを満足するように設 計する性能設計法へと移行しつつある.また近い将 来、東海地震、南海地震、東南海地震、南関東地震 や、首都圏直下型地震等も発生が懸念されており、 性能設計法への期待と、耐震設計レベルのさらなる 高度化が要求されている.

構造物の耐震設計においては、動的解析が主流と なってきており、また解析においても、地盤条件等 を適切に考慮した上で構造物の応答を評価しなけれ ばならない.近年では、コンピュータ技術の発展と、 先に述べた性能設計法に伴う変形解析のニーズの高 まりから、構造物全体系を地盤-基礎-構造物から なる動的相互作用を考慮した FEM でモデル化し、 一体解析を実施する機会や関連した研究が増えてき ている³⁾⁻⁹⁾.

FEM 解析においては周知の通り、無限に広がる 地盤を有限領域でモデル化せざるを得ないため,境 界条件を設定する必要がある.境界条件は,現在市 販されている解析ツールにおいても数種類の設定が 可能であり,設計者が対象とする構造物の要求性能 に応じて適宜選択することになるが、構造物と地盤 との剛性差や質量差に基づく動的相互作用や各要素 の非線形性の程度によって、どの程度の地盤領域の モデル化が必要なのかということに関しては、あま り研究がなされてない.また,境界面での地震エネ ルギーの反射や減衰に関して、高性能の境界条件が 提案されておらず、既存の解析ツールを使用する場 合にはその選択肢が限られており、よって構造物の 応答精度を上げるためには、大きな地盤領域をモデ ル化せざるを得ない現状にあり、設計者にとって FEM 解析を行う際にはこの点が大きな負荷となる.

そこで本研究では、まず地盤領域のモデル化範囲 の影響に関して検討する.最初に実構造物を例に、 観測記録を用いたモデル化範囲の影響を検討する. またここでは、周波数応答解析と時刻歴応答解析と いう二種類の解析手法を用いることで、これらの手 法の適用範囲にも言及する.次に、同じモデルで構 造形式をRC造と想定した場合(実構造形式はSRC 造)に、動的相互作用の影響とモデル化範囲の関係 について検討する.さらに、橋梁のような重量構造 物の場合に、FEMの膨大な量のモデル化への対策と して、PML (Perfectly Matched Layer)¹⁰⁻¹⁴⁾を提案 する.PMLは人工的に設定した層であり、インピー ダンスを解析対象領域と等しく、かつ内部の波動を 減衰させる働きを持たせる.ここでは境界条件を数 種類(粘性境界、切り欠き力、PML)想定し、 PMLの有効性を示す.

2. 解析モデル

(1) 対象構造物およびモデル化手法

本研究では,写真-1に示す建物を対象に検討を行った.対象構造物は地下1階,地上5階のSRC6層構造である.



写真-1 解析対象建物

次に解析モデルを図-1に示す、建物に関しては、 地上部と地下部・底版で要素を変えている.地上部 は、2次元はり要素でモデル化しており、その要 素・材料特性として建物の梁・柱の奥行き方向の断 面積および断面2次モーメントを総和し、単位奥行 きに換算して2次元にモデル化している.対象とし た断面の軸組図を図-2に、単位奥行き後の平均的な 断面定数の諸元を表-1に示す.ただし今回は図-2に あるブレースダンパーはモデル化していない. また 壁に関しては、地震作用方向に対しての耐震壁はな いためモデル化していない.一方,地下部および底 版に関しては、線形平面要素でモデル化しており、 面的に外力に抵抗するようにモデル化した. 地盤に 関しては、図-3に示すPS検層や、図-4の三軸試験 結果を用いて物性値を算出している.使用する要素 は平面ひずみ要素とし,底面は工学的基盤面までモ デル化する.地盤の物性値を表-2に示す.さらに杭 基礎は2次元はり要素でモデル化し、梁や柱と同様、 奥行き方向の杭の本数分を合計し、奥行き距離で割 ることで、単位奥行きの物性として表現している. これらの物性値は、建物の図面からその数値を算出 した(表-1に物性値表記).

(2) 対象地域で観測された地震動



図-1 解析モデル



表-1 はり要素の断面諸元(平均値)

| 種類 | floor | 断面積 (m ²) | 断面2次モーメント (m ⁴) |
|----|---------|-----------------------|-----------------------------|
| 柱 | 5F | 0.007 | 0.0004 |
| | 4F | 0.007 | 0.0004 |
| | 3F | 0.008 | 0.0005 |
| | 2F | 0.008 | 0.0005 |
| | 1F | 0.009 | 0.0006 |
| 梁 | 5F | 0.002 | 0.0002 |
| | 4F | 0.002 | 0.0002 |
| | 3F | 0.003 | 0.0003 |
| | 2F | 0.004 | 0.0003 |
| | 1F | 0.004 | 0.0004 |
| 杭 | | 0.06 | 0.0019 |
| | | 1 | |
| 場所 | 重量 (kN) | | |

表-2 平面要素の物性値

600

900

各フロ

| 要素 | ポアソン比 | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断弾性係数(kN/m ²) |
|--------|-------|-----------------------------|-----------------------------|
| 地下階 | 0.17 | 3.96 | 1.76E+06 |
| 底版 | 0.17 | 3.97 | 4.74E+05 |
| 地盤(緑) | 0.42 | 13.7 | 1.54E+04 |
| 地盤(黄) | 0.49 | 14.7 | 4.78E+04 |
| 地盤 (橙) | 0.49 | 18.1 | 1.84E+05 |
| 地盤(赤) | 0.48 | 18.1 | 3.21E+05 |

対象構造物およびその直下の地盤には、地震計が 設置されており、地震観測が行われている.今回は、 まずこの地震観測記録をもとに、解析モデルの妥当 性や観測規模相当の地震動を想定した場合の地盤領 域のモデル化に関して、検討を行った.

図-5 に入力地震動を示す.また波形のフーリエ スペクトルを図-6 に示す.これは 2005 年 7 月 23 日に、本検討建物直下に設置された地震計で観測さ れた地震波である.

解析条件に関しては、次章以降で説明する.



3. 観測地震による解析手法および地盤領域の モデル化範囲の影響

本章では、観測された地震動を用いて、解析モデ ルの妥当性を検証した.具体的には、建物に設置さ れた地震計で観測されたものと、解析により計算し た応答値の比較を行う.また解析手法も、周波数応 答解析と時刻歴応答解析の二種類実施し,物性値の 他に境界条件等の妥当性も検証した.

周波数応答解析においては、地盤のひずみ依存特 性は図-4 に示した試験結果を用い、側方の境界条 件は粘性境界のケースを想定した.時刻歴応答解析 においても同様に、粘性境界を想定し、地盤の非線 形特性として、Hardin-Drnevich のτ-γ曲線モデル を用いた. Hardin-Drnevich モデルでは、Masing Rule に基づく非線形履歴曲線を描き、具体的には 以下の数式に従っている.

• Initial Loading Curve

$$\tau = G_0 \gamma / (1.0 + |\gamma| / \gamma_r)$$
$$G_t = G_0 \times \left(1.0 - \frac{|\tau|}{G_0 \cdot \gamma_r}\right)^2$$

Unloading Curve, Reloading Curve

$$\tau = \tau_R + \frac{G_0 \cdot (\gamma - \gamma_R)}{1.0 + |\gamma - \gamma_R| / (2.0 \cdot \gamma_r)}$$
$$G_t = G_0 \times \left(1.0 + \frac{|\tau - \tau_R|}{2.0 \cdot G_0 \cdot \gamma_r}\right)^2$$

ここで,

 G_0 : 初期剛性 γ_r : 規準ひずみ (γ_R, τ_R) : リバース点

規準ひずみは、動的三軸試験結果の G/G0 が 0.5 となるひずみを採用した.数値積分法は Newmark β 法(β =0.25)による直接積分法で行っている. 積分時間間隔は 0.005 秒とした.減衰定数に関して は、両解析手法とも建屋および杭(2次元はり要 素)は 2%で設定しており、時刻歴応答解析では、 固有振動解析によって得られた主要モードで Rayleigh減衰を設定している.解析コードは、周波 数応答解析は SuperFLUSH/2D、時刻歴応答解析は DIANA を使用している.

なお減衰特性に関して,一般論にはなるが,等価 線形解析では減衰が h~γ 関係等からほぼ一意的に導 入されるのに対して,時刻歴応答解析では速度比例 減衰が用いられるのが一般的であるため,非線形挙 動時に速度比例減衰と履歴減衰が存在することにな る.速度比例減衰により非線形解析の数値計算を安 定させることができるが,設定によっては,変形を 抑制してしまい,解析結果に影響を与えることもあ る.また速度比例減衰では,一般に Rayleigh 減衰が 用いられるが,減衰の振動数依存性を表現するには 限界がある¹⁵⁻¹⁸と言われているので注意する必要 がある.

解析結果を図-7に、またそれぞれのフーリエスペクトルを図-8に示す. 観測値を基準として、周波数応答解析および時刻歴応答解析の結果を比較することで解析モデルの妥当性を検証した.加速度のピーク値からの減衰に若干の違いが見られるが、結果は概ね一致している.





(c) 時刻歴応答解析のフーリエスペクトル

図-8 フーリエスペクトルの比較



図-9 フーリエ振幅比(時刻歴/周波数)

フーリエスペクトルに着目すると、1 次モードは 3 種類すべて 1.15Hz 近傍を示した.また図-9 に周 波数応答解析と時刻歴応答解析のフーリエ振幅比を 示す.これより概ね振幅比 1 倍付近の比率を示すこ とから、両手法ともに解析結果はほぼ一致している と言える.これは、入力地震動のエネルギーが小さ いため、発生する地盤のひずみが小さく、また構造 物も弾性範囲内の応答であったため、周波数応答解 析(等価線形解析)でも十分評価できることを示し ている.

また、周波数応答解析において、著者らは文献³⁾ において側方の境界条件をエネルギー伝達境界等に 設定して解析を行ったが、結果は粘性境界とほぼ同 じであったことを確認している.時刻歴応答解析に おいても、文献³⁾より境界条件をローラー境界や周 期境界に設定して解析を行っているが、こちらもほ ぼ同じ結果となり、地盤ひずみ 0.01%~0.1%レベル では境界条件の影響は見られないといえる.

さらに、地盤領域のモデル化範囲の影響も検討した.地盤領域のモデル化範囲としては、側方に建物両端からそれぞれ10m、20m、40mの範囲をモデル化した(図-1では、地盤領域として40mの範囲をモデル化したものを掲載している).結果としては、モデル化範囲の影響を受けることなく、地盤領域10mのモデルに対しても良好な結果を示した.結果の詳細に関しては、次章での比較検討のため後述する.

4. 動的相互作用力の違いによる地盤領域のモ デル化範囲の影響

(1) RC造建物のモデル化手法

次に構造物を現状の SRC 造から剛性や質量の大 きな RC 造として想定し解析を行った場合,モデル 化する地盤領域が解析結果にどの程度影響を及ぼす のかを検討する. RC 造の構造諸元に関しては,実 際の構造物のデータから建築基準法¹⁹に基づいて RC 造とした際の剛性および質量を算出した.具体 的な柱・梁の断面を図-10 に示す.コンクリートの 設計基準強度は 24N/mm²で,鉄筋は SD345 を使用 している.柱の主鉄筋は,2 段配筋とし,D22 の径 を外側に 32本,内側に 24本配置した.梁の主鉄筋 も,最小鉄筋量を満足するように配筋した(鉄筋 量:190.608cm²).

す. なお本検討においては、境界条件として粘性境 界を設定している. その他の解析手法, 条件に関し ては,前章と同様である.



(b) 梁の断面図

図-10 柱・梁の断面図



| ひび割れモーメント | | | | | | | |
|----------------------|-------------|--------------|--|--|--|--|--|
| | + | - | | | | | |
| Mc(kN*m) | 1177.005 | -1177.005 | | | | | |
| $\phi c(1/m)$ | 0.000101867 | -0.000101867 | | | | | |
| | 初降伏モーメ | ント | | | | | |
| | + | - | | | | | |
| My0(kN*m) | 3444.240 | -3444.240 | | | | | |
| x(m) | 0.3530 | R 0.3530 | | | | | |
| εcu | 0.0005815 | 0.0005815 | | | | | |
| φy0(1/m) 0.001647509 | | -0.001647509 | | | | | |
| | 終局モーメン | ŕ | | | | | |
| | + | - | | | | | |
| Mu(kN•m) | 4890.321 | -4890.321 | | | | | |
| x(m) | 0.1918 | R 0.1918 | | | | | |
| SF | 999.900 | 4890320.939 | | | | | |
| φu(1/m) | 0.018247223 | -0.018247223 | | | | | |



図-11 柱・梁の M- φ 特性

(2) 解析結果

解析結果を図-12~図-14 に示す. 解析結果より, 前章の SRC 造に比べ応答が低減し、応答の収束も 早いことが窺える.これは RC 造の方が剛性, 質量 ともに SRC 造よりも大きく, SRC 造と比較して地 盤との動的相互作用が大きく働いたためと考えられ る.

また 15(sec)~20(sec)における応答に着目し、地

盤領域 40m, 20m, 10m の結果を重ねて表示したも のを図-15 に示す. 図-16 には SRC 造における結果 を重ねたものを同様に示す.これらの結果より, SRC 造の場合と比較して地盤領域の影響をより受 けていると考えられる.これは先述したように、動 的相互作用の影響が大きく, 地盤がより乱されるた め, 地盤領域が狭いと, 境界条件が構造物の挙動に 与える影響が大きいと考えられる.したがって, RC 造等,動的相互作用が大きく働くと考えられる 場合には,境界での反射波の影響により,解析精度 が落ちないよう注意すべきである.



図-12 RC造建物最上部の加速度時刻歴 (地盤領域40m)



図-13 RC造建物最上部の加速度時刻歴 (地盤領域20m)



図-14 RC造建物最上部の加速度時刻歴 (地盤領域10m)



図-15 RC造建物最上部の応答加速度時刻歴の比較



図-16 SRC造建物最上部の応答加速度時刻歴の比較

5. 切り欠き力の考慮と新たな境界条件の提案

(1) 解析モデルとモデル化手法

ここでは、重量構造物により、さらに動的相互作 用の影響が大きくなると思われる橋脚モデルに関し て検討を行う.解析モデルを図-17に示す.杭長が 23.7mの杭基礎橋脚の直角方向を解析対象とする. なお、今回は簡単のため、支承のモデル化を省略し ている.



図-17 解析モデル



図-18 全体系モデル (PML 境界を設定した場合)

図-18 に全体系モデルを示す.橋脚に関しては上部工と橋脚部にそれぞれ集中質量を持たせた2質点モデルとした.上部工の質量は73,900kg,橋脚は15,150kgである.その他の橋脚に関する物性値は,表-3に示す.地盤モデルは図-18にあるように4層のモデルとしている.これらは,先に検討した建築構造物のモデルで使用した地盤と同じ物性値を使用している.なお,入力波は図に示すように,深度46.9 mの位置から上方向に入射させる.

表-3 橋脚の物性値

| / | 断面2次モーメント (m ⁴) | 断面積 (m ²) | 密度 (kg/m ³) | ヤング係数 (N/m ²) |
|-----|-----------------------------|-----------------------|-------------------------|---------------------------|
| 上部工 | 37.3 | 3.12 | 2300 | 2.00E+10 |
| 橋脚 | 2.70 | 1.294 | 2300 | 2.00E+10 |
| 杭 | 0.0359 | 0.399 | 2300 | 2.00E+10 |

ここでは、以下の5ケースについて検討を行う. まず、①解析検討時間内に、境界からの反射波が構造物まで届かない領域までモデル化したもの、これをここでの応答比較の正解とする.次に、②側方境界までの距離を30mとしてモデル化し、境界に何も設けないもの、③その側方境界に粘性ダンパー(粘性境界)を設けたもの、④さらに切り欠き力を考慮したもの、⑤側方距離までの距離30mのうち、20mをPMLとして置き換えたもの(粘性ダンパーや切り欠き力は考慮しない)、以上のケースを想定する.そこでまずPML に関する説明と定式化を次節で示す.

(2) PML (Perfectly Matched Layer)の定式化

PML は、インピーダンスが解析対象領域と等し く、反射波を発生させず、かつ内部の波動を減衰さ せるような人工的な層を、解析対象領域の周辺に配 置させるものである^{10),11)}.解析時間内での波動伝 播距離が大きく、当初、比較的波長の短い電波や超 音波の解析に用いられていたが^{10),11),14)}, Basu らは、 弾性体の動的問題への有限要素法による解析への適 用を行っている.振動数領域の解析で、変位を未知 変数とする対称な定式化を導き¹²⁾、時間領域の解 析では非対称な定式化を導いている¹³⁾.

ここでは, Basu と同様, PML 領域では材料非線 形は発生しないものとする.ただし, Basu の対称 な振動数領域の定式化を基に,有限要素部とより整 合的で,かつ対称な時間領域解析化を行うとともに, 有限要素領域および PML 領域への地震波入射の定 式化を行い,数値例でその有効性を示す.

Basu らは, PML の概念は, 振動数領域において, 次式のような座標変換を行うことと等価との考えか ら, 定式化を導いている.

$$\tilde{x}_i = \int_0^{x_i} \lambda_i(s) ds \tag{1}$$

er.

ここで, x_i は座標のi 成分, \tilde{x}_i はその変換後の 成分, λ_i は次式で表されるものとした. 簡単のた め x_i は全体座標系と一致しているものとする.

$$\lambda_i(s) = 1 + f_i^e(s) + \frac{c_s}{i\omega b} f_i^p(s)$$
⁽²⁾

ただしiは純虚数, c_s はせん断波速度,bは代表長 さ, ω は角振動数, f_i^e , f_i^p は非負な無次元連続 関数で,有限要素部との境界で0となる.

弾性波動の方程式が、 \tilde{x}_i に対して成立するもの として x_i に対する方程式に変換する.即ち、 $\frac{\partial}{\partial \tilde{x}_i} = \frac{1}{\lambda_i} \frac{\partial}{\partial x_i}$ の関係式を用いて変換する.

2 次元の場合,振動数領域の動的つり合い式は両 辺にλ₁,λ₂を乗じて次式のように表される¹²⁾.

$$\begin{aligned} &\frac{\partial \overline{\sigma}_{\mu}}{\partial x_{j}} \left\{ 1 + f_{\chi}^{e}(x_{\chi}) + \frac{c_{s}}{i\omega b} f_{\chi}^{\rho}(x_{\chi}) \right\} = \\ &-\omega^{2} \rho \left\{ 1 + f_{1}^{e}(x_{1}) \right\} \left\{ 1 + f_{2}^{e}(x_{2}) \right\} \overline{u}_{i} \end{aligned} \tag{3.1}$$

$$&+i\omega \rho \frac{c_{s}}{b} \left[\left\{ 1 + f_{1}^{e}(x_{1}) \right\} f_{2}^{\rho}(x_{2}) + \left\{ 1 + f_{2}^{e}(x_{2}) \right\} f_{1}^{\rho}(x_{1}) \right] \overline{u}_{i} \end{aligned}$$

$$&+ \rho \left(\frac{c_{s}}{b} \right)^{2} f_{1}^{\rho}(x_{1}) f_{2}^{\rho}(x_{2}) \overline{u}_{i} \end{aligned}$$

また,2次元の振動数領域の応力-ひずみ関係は, 速度比例の減衰定数 ζ を用いて次式で表わされる ものとする.

$$\overline{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \left(\overline{\varepsilon}_{kl} + i\omega \frac{2\varsigma b}{c_s} \overline{\varepsilon}_{kl} \right)$$
(3.2)

振動数領域のひずみ-変位関係式は、やはり両辺 に入,入を乗じて次式が表わされる.

$$\left\{ 1 + f_i^e(x_i) \right\} \left\{ 1 + f_j^e(x_j) \right\} \overline{\varepsilon}_{ij}$$

$$+ \frac{c_s}{i\omega b} \left[\left\{ 1 + f_i^e(x_i) \right\} f_j^p(x_j) + \left\{ 1 + f_j^e(x_j) \right\} f_i^p(x_i) \right] \overline{\varepsilon}_{ij}$$

$$- \frac{1}{\omega^2} \left(\frac{c_s}{b} \right)^2 f_i^p(x_i) f_j^p(x_j) \overline{\varepsilon}_{ij}$$

$$= \frac{1}{2} \left[\left\{ 1 + f_i^e(x_i) \right\} \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} + \left\{ 1 + f_j^e(x_j) \right\} \frac{\partial \overline{u}_j}{\partial x_i} \right]$$

$$+ \frac{c_s}{2i\omega b} \left\{ f_i^p(x_i) \frac{\partial \overline{u}_i}{\partial x_j} + f_j^p(x_j) \frac{\partial \overline{u}_j}{\partial x_i} \right\}$$

$$(3.3)$$

ここで、 $\overline{\sigma}_{ij}$, \overline{u}_{j} , $\overline{\varepsilon}_{ij}$ はそれぞれ、応力、変位、 ひずみの各成分 σ_{ij} , u_{j} , ε_{ij} のフーリエ変換値、 χ はjと異なる成分、 C_{ijkl} は弾性マトリックス成分、 ς は減衰定数を表す.これを時間領域にフーリエ逆 変換すれば時間領域の式となる¹³.

今回,時間領域の対称な定式化を導く. $t_{n+1} = t_n + \Delta t$, f(t)を任意関数, γ , β を Newmark 積分定数として, 次式を仮定する.

$$\int_{t_{n}}^{t_{n+1}} f(t)dt = (1-\gamma)\Delta t f(t_{n}) + \gamma \Delta t f(t_{n+1})$$

$$\int_{t_{n}}^{t_{n+1}} \int_{t}^{t} f(t')dt'dt$$

$$= \beta \Delta t^{2} f(t_{n+1}) + (1/2 - \beta)\Delta t^{2} f(t_{n}) + \Delta t \int_{t}^{t_{n}} f(t')dt'$$
(3.4)

振動数領域で, $i\omega$ 倍は時間領域で一階微分に, $\frac{1}{i\omega}$ 倍は一階積分に対応することに留意して時間領域に変換し,式(3.4)を適用する.

 $\beta = \gamma^2 \ge \cup \zeta$,

$$g_{j} = \left\{ 1 + f_{j}^{*}(x_{j}) + \frac{c_{s}}{b} \gamma \Delta t f_{j}^{*}(x_{j}) \right\}$$
と置けば次式が得られる.

 $\frac{\partial \sigma_{ij}^{n+1}}{\partial x_{_{j}}} g_{\chi} + \frac{c_{s}}{b} f_{\chi}^{p}(x_{\chi}) \left\{ (1-\gamma)\Delta t \frac{\partial \sigma_{ij}^{n}}{\partial x_{_{j}}} + \frac{\partial \Sigma_{ij}^{n}}{\partial x_{_{j}}} \right\}$ $= \rho \left\{ 1 + f_{_{1}}^{e}(x_{_{1}}) \right\} \left\{ 1 + f_{_{2}}^{e}(x_{_{2}}) \right\} \ddot{u}_{i}$ $\left\{ -\rho \left\{ 1 + f_{_{1}}^{e}(x_{_{1}}) \right\} f_{_{2}}^{p}(x_{_{2}}) + \left\{ 1 + f_{_{2}}^{e}(x_{_{2}}) \right\} f_{_{1}}^{p}(x_{_{1}}) \right] \dot{u}_{i}$ (4.1)

$$+\rho\left(\frac{c_{s}}{b}\right)^{2}f_{1}^{p}(x_{1})f_{2}^{p}(x_{2})u_{i}$$

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\left(\varepsilon_{kl} + \frac{2\varsigma b}{c_{s}}\dot{\varepsilon}_{kl}\right)$$
(4.2)

$$g_{i}g_{j}\dot{\varepsilon}_{ij}^{n+1} + \frac{c_{s}}{b} \Big[\{1 + f_{i}^{e}(x_{i})\} f_{j}^{p}(x_{j}) + \{1 + f_{j}^{e}(x_{j})\} f_{i}^{p}(x_{i}) \Big] \hat{\varepsilon}_{ij}^{n+1}$$
(4.3)

$$+ \left(\frac{c_s}{b}\right)^2 f_i^p(x_i) f_j^p(x_j) \hat{\mathbf{E}}_{ij}^{n+1} \\
= \frac{1}{2} \left[g_i \frac{\partial \dot{u}_i^{n+1}}{\partial x_j} + g_j \frac{\partial \dot{u}_j^{n+1}}{\partial x_i} \right] \\
+ \frac{c_s}{2b} \left\{ f_i^p(x_i) \frac{\partial \hat{u}_i^{n+1}}{\partial x_j} + f_j^p(x_j) \frac{\partial \hat{u}_j^{n+1}}{\partial x_i} \right\} \\
\hat{u}_k^{n+1} = (1-\gamma) \Delta t \dot{u}_k^n + \frac{\partial u_k^n}{\partial x_l} \\
\hat{\varepsilon}_{ij}^{n+1} = (1-\gamma) \Delta t \dot{\varepsilon}_{ij}^n + \varepsilon_{ij}^n \\
\hat{\mathbf{E}}_{ij}^{n+1} = (1-\gamma) \Delta t \dot{\varepsilon}_{ij}^n + \mathbf{E}_{ij}^n \\
\end{pmatrix}$$
(4.4)

ここで、上付きの文字 n 等は、時刻 $n\Delta t$ の値であることを示し、 Σ 、E、U はそれぞれ、応力、ひずみ、変位の積分値を表す.重み関数を w_i として、式(4.1)に弱定式化を行えば、次式を得る.ただし添え字に関して総和規約を用いる.

$$\int_{S} w_{i}n_{j} \left[\sigma_{ij}^{n+1} g_{\chi} + \frac{c_{s}}{b} f_{\chi}^{p}(x_{\chi}) \left\{ (1-\gamma)\Delta t \sigma_{ij}^{s} + \Sigma_{ij}^{s} \right\} \right] ds$$

$$- \int_{v} \frac{\partial w_{i}}{\partial x_{j}} \left[g_{\chi} \sigma_{ij}^{n+1} + \frac{c_{s}}{b} f_{\chi}^{p}(x_{\chi}) \left\{ (1-\gamma)\Delta t \sigma_{ij}^{s} + \Sigma_{ij}^{s} \right\} \right] dv \qquad (5)$$

$$= \int_{v} w_{i} \rho \left\{ 1 + f_{i}^{s}(x_{i}) \right\} \left\{ 1 + f_{2}^{s}(x_{2}) \right\} \ddot{u}_{i}^{n+1} dv$$

$$+ \int_{v} w_{i} \rho \frac{c_{s}}{b} \left[\left\{ 1 + f_{i}^{s}(x_{i}) \right\} f_{2}^{s}(x_{2}) + \left\{ 1 + f_{2}^{s}(x_{2}) \right\} f_{i}^{s}(x_{i}) \right] \dot{u}_{i}^{n+1} dv$$

 $+\int_{v} \rho W_{i}\left(\frac{c_{s}}{b}\right)^{2} f_{1}^{p}(x_{1}) f_{2}^{p}(x_{2}) u_{i}^{s+1} dv$

ここで n_j は表面の法線の成分, ds , dv は表面及 び体積要素である.式(4.2), (4.3)を代入してまとめ ると,

$$\begin{split} &\int_{v} \rho f_{m} w_{i} \ddot{u}_{i} dv + \int_{v} \rho f_{c} w_{i} \dot{u}_{i} dv \\ &+ \left(\gamma \Delta t + \frac{2\zeta b}{c_{s}} \right) \int_{v} I g_{j}^{-1} g_{l}^{-1} C_{ijkl} \frac{\partial w_{i}}{\partial x_{j}} \frac{\partial u_{k}^{n+1}}{\partial x_{i}} dv \\ &+ \int_{v} w_{i} \rho f_{k} u_{i} dv \\ &= \int_{s} w_{i} n_{j} \left[I g_{j}^{-1} \sigma_{ij}^{n+1} + \frac{c_{s}}{b} f_{\chi}^{p} (x_{\chi}) \hat{\Sigma}_{ij}^{n} \right] ds \\ &- \int_{v} \frac{\partial w_{i}}{\partial x_{j}} \frac{c_{s}}{b} f_{\chi}^{p} (x_{\chi}) \hat{\Sigma}_{ij}^{n} dv \\ &- \left(\gamma \Delta t + \frac{2\zeta b}{c_{s}} \right) \int_{v} I C_{ijkl} g_{j}^{-1} g_{k}^{-1} g_{l}^{-1} \frac{\partial w_{i}}{\partial x_{j}} \left[\frac{c_{s}}{b} f_{k}^{p} (x_{k}) \frac{\partial \hat{u}_{k}^{n+1}}{\partial x_{l}} \right] \\ &- 2 \frac{c_{s}}{b} \left\{ 1 + f_{v}^{s} (x_{k}) \right\} f_{l}^{p} (x_{l}) \hat{\varepsilon}_{kl}^{n+1} \\ &- \left(\frac{c_{s}}{b} \right)^{2} f_{k}^{p} (x_{k}) f_{l}^{p} (x_{l}) \hat{\varepsilon}_{kl}^{n+1} \right] dv \end{split}$$
(6)

となり、未知変数 u_i^{n+1} に関する方程式となる. ただし、

$$I = g_{1}g_{2}$$

$$f_{m} = \{1 + f_{1}^{e}(x_{1})\}\{1 + f_{2}^{e}(x_{2})\}$$

$$f_{c} = \frac{c_{s}}{b} \Big[\{1 + f_{1}^{e}(x_{1})\}f_{2}^{p}(x_{2}) + \{1 + f_{2}^{e}(x_{2})\}f_{1}^{p}(x_{1})\Big]$$

$$f_{k} = \left(\frac{c_{s}}{b}\right)^{2}f_{1}^{p}(x_{1})f_{2}^{p}(x_{2})$$

$$\hat{\Sigma}_{ij}^{n} = (1 - \gamma)\Delta t\sigma_{ij}^{n} + \Sigma_{ij}^{n}$$

$$\frac{\partial \hat{u}_{k}^{n+1}}{\partial x_{l}} = (1 - \gamma)\Delta t\dot{\varepsilon}_{ij}^{n} + \varepsilon_{ij}^{n}$$

$$\hat{\varepsilon}_{ij}^{n+1} = (1 - \gamma)\Delta t\dot{\varepsilon}_{ij}^{n} + \varepsilon_{ij}^{n}$$
(7)

これを、内挿関数を導入し、重み関数 w_i を仮想 変位と考え、仮想変位 w_i が任意であることを用い て PML 要素の節点の変位を未知数とする離散化が 行える. 左辺の各項が未知変量を含む項であるが、 C_{ijkl} が、ij と kl を入れ換えても値が変わらないこと から、各項とも、仮想変位 w_i と未知ベクトル \ddot{u}_i 、 \dot{u}_i 、 \dot{u}_k 、 u_i に関して対称となっており、未知変位 と仮想変位に同一の内挿関数を使って離散化して得 られる係数マトリックスは対称となる.

(3) 解析結果

入力波形を図-19 に示す. 地上で Ricker wavelet となるような波形を作成し, これを深度 46.9m の位

置で上方向へ入射した.



図-19 入力波形

まず,上部工の節点 B における応答比較を行う. 応答結果を図-20 に示す.ここに示す領域大という ものを正解とする.結果より,切り欠き力と粘性ダ ンパーを考慮したケースと PML のケースが正解に 近い結果となっている.その他のケースでは,位相 のずれや振幅の違いが見られる.



図-20 節点 B における速度応答

そこで、切り欠き力と粘性ダンパー考慮のケース と PML のケースのみ抜き出したケースを図-21 に 示す.これより、PML のケースでは、応答の収束 に関しても正しい結果に近い応答を示していること がわかる.



図-21 切り欠き力と粘性ダンパー考慮のケースと PMLのケースの比較

次に各節点 A~D までの応答比較を図-22 に示す. これらの結果より、フーチング上面(A, C, D) では、PML のケース以外では周期が安定しないの がわかる.これらの結果からも PML の有効性が示 された.



(a) 境界での設定なし



(b) 粘性ダンパーのみ考慮



(c) 切り欠き力と粘性ダンパー考慮



(d) PML

図-22 各種境界条件による応答結果の比較

6. 応答の非線形性と地盤領域のモデル化範囲 の影響

これまでは、入力地震動が図-5 に示すように小 さなものであり、地盤の挙動が非線形を強く示すも のではなかったが、地盤が強非線形を示した場合、 前章までに述べた地盤領域の影響がさらにどのよう に変化するのかを検討するために解析検討を行った. 今回は、コンクリート標準示方書〔耐震性能照査 編〕に記載されてある、兵庫県南部地震における神 戸ポートアイランド強震観測点における記録から、

その地震計設置位置相当の解法基盤での地震動 (NS 成分)を新たな入力地震動として設定し,解 析を行った.構造形式は RC 造を想定し,部材の非 線形特性は M-φ特性を利用して武田モデルでモデ ル化した.境界条件は粘性境界とした.

図-23 に本章で着目する箇所を示す. RC 造建物 に関しては,建物最上部と 1F 床の応答時刻歴に関 して比較検討することとした.また,今回の検討で は地盤が強非線形を示すことが予想されるため,建 物直下の地盤(要素 C)のひずみ履歴曲線での比較 検討も行った.

まず,建物から得られた応答加速度時刻歴を図-24 および図-25 に示す.今回も主要動である 15(sec)~20(sec)における応答に着目する.図-24 よ り,前章でも明らかなように地盤領域のモデル化範 囲の違いにより,建物の応答が変わってくる.今回 は,地震動による地盤の非線形性も大きな上に,構 造物との相互作用による地盤の非線形化が加わり, さらに建物も非線形を示すため,影響が異なる.建 物の非線形により,剛性の急変の影響と相互作用, および地盤の強非線形の影響を大きく受ける 1F で は,図-25 のように地盤領域のモデル化範囲の影響 を大きく受ける.

また,地盤のひずみ履歴曲線を図-26~図-28 に 示す.建物直下においては,先述したように地震動 による地盤の強非線形の影響で,境界で反射される エネルギーが大きく異なることで,モデル化範囲に よって応答が変化するだけでなく,建物との相互作 用,今回は特に建物自体も非線形応答を示すため, 複雑な相互応答を伴う.境界が建物から近い場所に 存在すると,それらの影響を受けた波が反射して, すぐに建物直下に返ってくるため,さらに応答に誤 差が生じてしまう.3 つの応答図を比較すると,全 体応答からの比率から考えるとわずかな違いではあ るが,地盤領域の違いによりエネルギー吸収に差が 見られる.

したがって、大規模地震動を想定するような解析 においては、境界において波が反射する要因が増え、 それにより、建物直下地盤や、建物の応答に悪影響 を及ぼすため、地盤領域のモデル化を行う際には、 十分注意する必要がある.ただし、今回のような解 析モデルとなると、先述したように解析精度を上げ るために、多くの地盤領域をモデル化しなければな らない.



図-23 解析モデルと着目点 (地盤領域 40m の場合)



図-24 RC 造建物最上部における応答加速度時刻歴



図-25 RC 造建物 1F 床梁における応答加速度時刻歴







前章で提案したPMLは,エネルギー吸収機能や反 射波を発生させないことで優れた効果があることを 示したが,本章のような構造物も地盤も非線形挙動 を示すような大地震時への適用を現在検討している 段階である.

7. 結論

FEM 解析は、側方・底面境界で発生する反射波 の影響により応答の精度が低下することを防ぐため、 地盤のモデル化に大規模な領域が必要であり、結果 として多量の計算量を必要とする.そこで本研究で は、観測記録を用い構造形式の違いによる動的相互 作用の影響力の違いに着目し、それによって地盤の モデル化範囲にどのような影響を及ぼすかというこ とに関して検討した.次に動的相互作用の影響が大 きいと考えられる杭基礎橋脚に着目し、数種類の境 界条件を設定し、その中でもエネルギー吸収性能と 反射波を発生させない PML の有効性を示した.ま た、PML の有限要素法に整合して変数非分離型の 陰解法で係数マトリックスが対称となる定式化を示 した.

以上より得られた知見を以下に示す.

- ・動的相互作用の効果が少ない場合(今回のような SRC 造でなおかつ堅固な地盤により,両者の質量差,剛性差が小さい場合)は,相互作用による地盤の撹乱が生じにくいため,また地震動が小さければ入力による地盤非線形性も小さいため,解析手法の違いは結果に影響しない.
- RC造等,動的相互作用が大きく働く場合において、地盤から構造物へのエネルギーの伝達が適切に評価されるためには、地盤領域を大きく設定する必要がある。
- ・時間領域に適用する PML の有限要素法に適合 し、係数マトリックスが対称となる定式化を 行った.
- ・動的相互作用の影響が大きいと考えられる重量 構造物において, PML が有効であることを示 した.また,境界において粘性ダンパーだけで はなく,切り欠き力も考慮することで,ある程 度精度のよい応答結果を示すことも分かった.
- ・大地震時において地盤が強い非線形性を示す 場合においては、地盤領域をより広く設定す る必要がある。特に動的相互作用が大きく働

くような剛性や質量の大きな構造物の場合に おいては、複数の非線形が働き、境界位置が 近いとその反射波の影響で応答精度が大きく 低下するため、特に広く設定する必要がある.

・上記を踏まえ、大地震時における PML の適用 性を早急に検討し、有益な解析手法を示す必 要がある.

今後は、地震時の複雑な非線形挙動にも適用可能た めの定式化、解析的検討を行っていく予定である.

謝辞

本研究は、平成 16 年度文部科学省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部:継続)「環境・防災都市に関する研究」(研究代表者:石丸辰治)の一環として実施したものである.また、14 号館の数学モデルは、飛島建設㈱久保田雅春氏、日本大学理工学部の石垣秀典講師から提供して頂いた.ここに記して謝意を表する.

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐 震設計編,2002.3
- (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説,2007.
- 3) 宇野州彦,塩尻弘雄,川口和広,仲村成貴,中 原知洋,大島貴充:解析手法や境界条件等の違 いが地盤-基礎-上部構造物からなる系の動的 挙動に与える影響評価,第29回地震工学研究発 表会講演論文集,pp.1151-1158,2007.6
- 4) Kunihiko Uno, Hiroo Shiojiri, Kazuhiro Kawaguchi and Masataka Nakamura : Analytical Method, Modeling and Boundary Condition for the Response Analysis with Nonlinear Soil-Structure Interaction, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, No.14-0156, 2008.10
- 5)小倉裕介,岡田太賀雄,西田秀明,運上茂樹: 相互作用を考慮した基礎地盤バネの減衰定数に 関する考察,第28回地震工学研究発表会講演論 文集,pp.1-7,2005.2
- 1 土岐憲三,清野純史,小野祐輔,古川愛子:杭 基礎-地盤系における非弾性挙動を考慮した相互 作用ばねのモデル化について,土木学会論文集, No.710/I-60, pp.235-245, 2002.7
- 7) 齋藤正人,池亀真樹,棚村史郎,渡邉啓行:複 合する非線形条件下における大型基礎の周波数 応答特性に関する実験的研究,土木学会論文集, No.759/I-67, pp.131-142, 2004.4
- *村至伸,河野健二:非線形性を有する地盤一構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究,構造工学論文集,Vol.47A,pp.599-606,2001.3
- 9)原田隆典,山下典彦,坂梨和彦:地盤との動的 相互作用を考慮した道路橋橋脚の周期と減衰定 数に関する理論的研究,土木学会論文集, No.489/I-27, pp.227-234, 1994.4

10)J. P. Berenger : A Perfectly Matched Layer for the Absorption of Electromagnetic Waves, *Journal of Computational Physics*, **114**, pp. 185-200, 1994.

- 11) 宇野亨: FDTD 法による電磁界およびアンテナ 解析, コロナ社, 1998.
- 12)Basu U, Chopra A. K : "Perfectly matched layers for time harmonic elastdynamics of unbounded domains.", *Computational Methods in Applied Mecjanics*
- 13)Basu U, Chopra A. K : "Perfectly matched layers for transient elastdynamics of unbounded domains.", *International Journal of Numerical methods in Engineering* 2004; Vol59, No8, pp.1039-1074, 2004.
- 14)藤井大地,植月徳仁,鈴木克幸,大坪英臣:ボ クセル有限要素法とPML境界を用いた超音波波 動伝播解析, *Transactions of JSCES*, No.20010015, p.8, 2001.
- 15)吉田望,澤田純男,中村晋:減衰が地盤の地震 応答解析に与える影響と精度,日本地震工学論 文集,第4巻,第4号,pp.55-73,2006

- 16)松田泰治,大塚久哲,宇野州彦:PC連続ラーメン橋の減衰性評価に関する一考察,第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.143-148, 2004.1
- 17)宇野州彦,松田泰治,大塚久哲:ゴム支承を用 いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察, 第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐 震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.61-68, 2005.2
- 18)宇野州彦,松田泰治,大塚久哲:ゴム支承を用 いた水平力分散構造の地震時挙動に与える減衰 設定の影響評価,平成16年度土木学会西部支部 研究発表会講演概要集,I-69, pp.137-138, 2005.3
- 19)建設省:建築基準法 昭和 55 年建設省告示 第1793号第2

INFLUENCE OF BOUNDARY CONDITION OF SOIL AND ANALYTICAL METHOD ON SEISMIC BEHAVIOR OF STRUCTURES CONSIDERING NONLINEAR SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Kunihiko UNO, Hiroo SHIOJIRI, Kazuhiro KAWAGUCHI and Masataka NAKAMURA

In this study, the response of an actual 5-story SRC building, a RC building, and a highway supporting beam were analyzed, and it is examined the effects of analytical methods, boundary conditions, and the area of analysis domain on the results of responses analysis considering soil-structure interaction. All analytical results of the SRC building, which showed little nonlinearity and small soil-structure interaction effect, were in good agreements with observed ones. As for the responses of RC building and bridge supporting beam, the effects of analytical methods and boundary conditions become more evident. Energy transmitting boundary in frequency domain analysis and newly implemented PML in time domain analysis showed excellent results with small area of analysis. The nonlinearity in structures and in soil affects required analysis area for accurate analysis.