

V 材料非線形モデルを用いた地盤－構造物連成地震応答解析

1. はじめに

本資料は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアル（以下、マニュアルという）の「5章 解析手法」のうち、「5.4 材料非線形解析を用いた応答値の算出」において標準的な手法として位置付けた材料非線形モデルを用いた地盤－構造物連成地震応答解析の適用性を検討したものである。

2章では、本技術資料で用いた解析手法の概要を記述した。3章では、大型振動台実験および水平載荷試験のシミュレーション解析を実施し、材料非線形モデルを用いた解析手法の適用性を検討した。4章では、代表的二次元屋外重要土木構造物である海水管ダクトを対象として、地盤に全応力、構造物に材料非線形モデルを用いた二次元地盤－構造物連成の時刻歴地震応答解析手法を実規模モデルへ適用する場合の注意事項について記載した。

2. 解析手法の概要

鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査に用いるための解析手法として、地盤に全応力、構造物に材料非線形モデルを用いた二次元地盤・構造物連成非線形時刻歴地震応答解析の適用性を検討する。解析では、地盤の非線形性は全応力型の大崎モデルによって考慮し、構造物には鉄筋コンクリート要素として材料非線形性を考慮した分散ひびわれモデルを用いた。解析で用いた構成則の概要を表2-1にまとめた。

(1) 地盤モデル

地盤の非線形性は全応力型の大崎モデルによって考慮し、履歴モデルはMasing則に従うものとした。せん断強度 S_u を Ramberg-Osgood モデル（以下、R-0 モデル）におけるせん断ひずみ1%に対応するせん断応力とすることにより、大崎モデルの骨格曲線を R-0 モデルの骨格曲線と全く同一のものとしている。R-0 モデルと大崎モデルの骨格曲線をそれぞれ式(2-1)および式(2-2)に示す。なお、ここで用いている大崎モデルは、多次元場の応力状態を考慮することが出来る一般化 $\tau - \gamma$ 履歴モデルである。

$$\text{R-0 モデル ; } \tau = \frac{G_0 \gamma}{\left\{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^\beta\right\}} \quad (2-1)$$

ここに、 τ : せん断応力 (N/mm²)
 τ_f : 破壊応力 (N/mm²)
 γ : せん断ひずみ
 G_0 : 初期せん断剛性 (N/mm²)
 α : 非線形程度を表すパラメータ
 β : 非線形程度を表すパラメータ

$$\text{大崎モデル ; } \tau = \frac{G_0 \gamma}{\left\{1 + a \left(\frac{\tau}{S_u}\right)^b\right\}} \quad (2-2)$$

$$a = 0.01 \frac{G_0}{S_u} - 1.0$$

ここに、 τ : せん断応力 (N/mm²)

S_u : せん断ひずみ 1%時のせん断応力 (N/mm²)

a : 非線形程度を表すパラメータ

b : 非線形程度を表すパラメータ

地盤のせん断波速度(V_s)と地盤の密度(ρ)から初期せん断剛性を推定する場合は式(2-3)を用いてよい。また、標準貫入試験のN値から、初期せん断剛性を推定する場合は、式(2-4)を用いてよい。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (2-3)$$

$$G_0 = 11.72 \cdot N^{0.8} \quad (2-4)$$

(2) 構造物モデル

構造物モデルには、鉄筋コンクリート要素として材料非線形を組み込んだ分散ひび割れモデルを用いている¹⁾。解析モデルの概念図を図2-1に示す。

鉄筋コンクリート要素モデルは、コンクリートの構成則と鉄筋の構成則との重ね合わせで表現している。構成則の概要は以下のようなものである。鉄筋コンクリート中の鉄筋のモデル化は、バイリニアでモデル化している。ひび割れ発生前のコンクリートには、コンクリートの応力とひずみとの関係の非線形性を弾塑性破壊モデルにより考慮している。ひび割れの発生は二次元場における主ひずみによって定義され、引張限界ひずみをコンクリートが引張強度に達した時の2倍としている。ひび割れ発生後のコンクリートのモデルは、岡村・前川モデルを用いている。ひび割れた方向に直交異方性材料として各軸方向の特性を考慮している。引張方向には鉄筋とコンクリートの付着を表現するためのテンションスティフニングモデルを用いている。ひびわれ直交方向の圧縮剛性の低下を低減係数により考慮している。せん断伝達については、ひび割れ表面の接触状況をモデル化した関数(接触密度関数)により規定している。詳細については、文献(1)を参照されたい。

表 2-1 解析手法の概略

項目	内 容
解析機能	静的解析(線形・非線形) 動的解析(線形・非線形) 直接積分法(Newmark β)
次元	二次元
反復計算法	Newton-Raphon 法
境界・荷重条件	【地盤・境界条件】 固定条件, 側面混合境界 【荷重】 自重, 節点荷重, 強制変位 地震動入力(加速度) 【増分解析】 荷重増分, 変位増分
要素の種類	平面応力要素(4・8 節点) ジョイント要素(6 節点), インターフェース要素(6 節点)
鉄筋コンクリートの構成則	岡村・前川モデル 鉄筋コンクリート要素モデル テンションステイフニグモデル 【コンクリート】 弾塑性破壊モデル 圧縮剛性低下, 引張剛性低下の考慮 分布ひび割れモデル 多方向ひび割れモデル 接触密度関数に基づいたせん断伝達モデル 【鉄筋】 バイリニア 加藤モデル(除荷, 載荷)
地盤の構成則	大崎モデル(Masing 則; 履歴モデル)
その他	【収束判定基準等】 収束判定誤差; 10^{-3} ニューマークの β 法; $\gamma=0.7, \beta=0.36$ 引張剛性 ; $C=0.4$ 【鉄筋コンクリート要素レベルでの破壊基準】 1) 引張破壊: ひび割れ開口とそれに関連する鉄筋の引張に関する基準で, ひび割れに直行する方向の引張ひずみが最大引張ひずみに達した時 2) 圧縮破壊: コンクリートの圧縮軟化に関する基準で, ひび割れに平行方向のコンクリートの圧縮ひずみが最大圧縮ひずみに達したとき 3) せん断破壊: ひび割れ面におけるせん断ずれに関する基準で, コンクリートひび割れ面に沿ったせん断ひずみが最大せん断ひずみに達した時

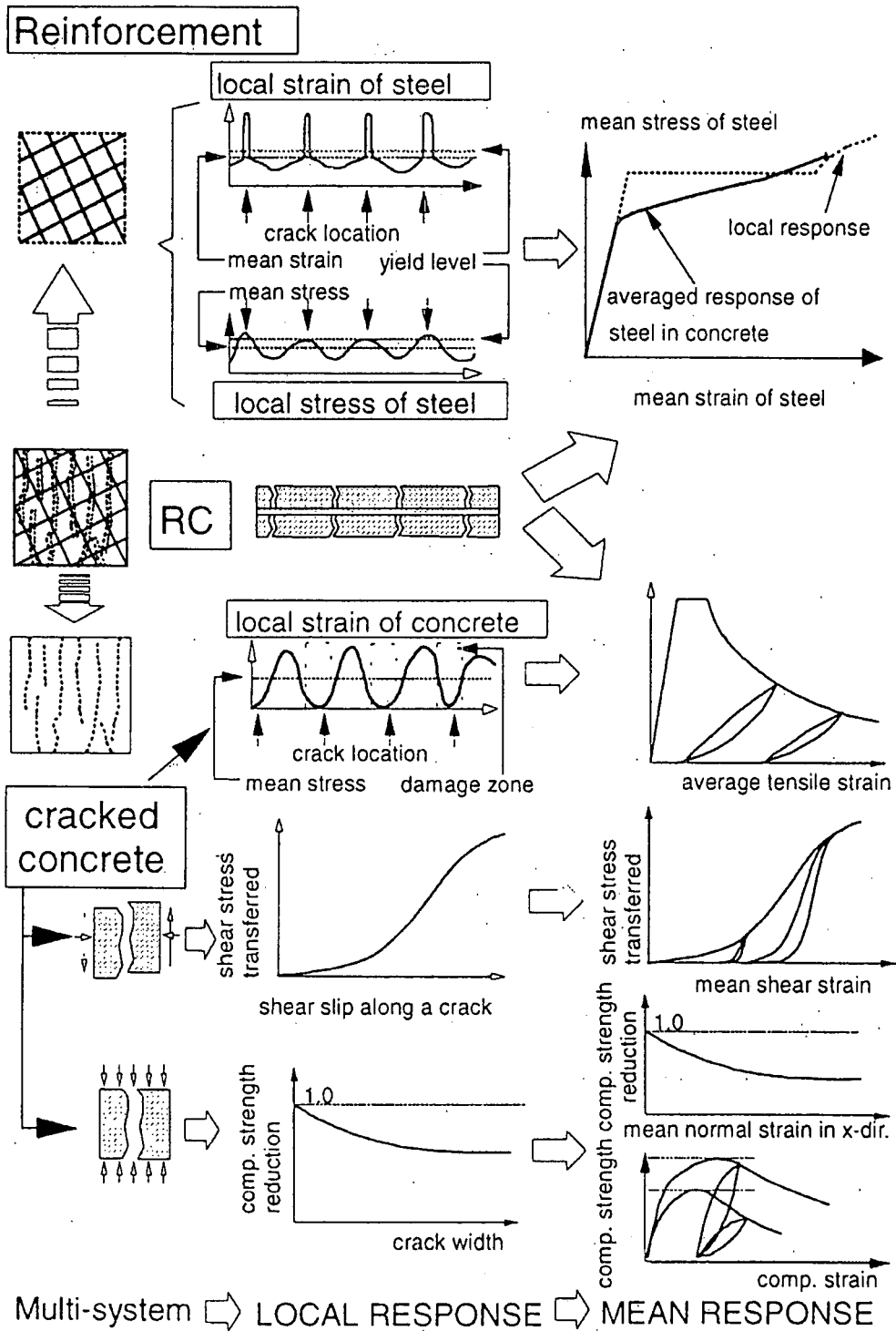


図 2-1 材料非線形解析モデル概念図¹⁾

3. 実験シミュレーションに基づく適用性検討

3.1 解析手法間の比較

(1) 鉄筋コンクリートはり部材実験

解析手法の適用性を検討するために、技術資料 IX 「4章 鉄筋腐食が鉄筋コンクリートはり部材の曲げ性能に与える影響に関する検討」において記載した鉄筋コンクリートはり部材実験²⁾のうち、腐食していない健全な試験体を対象として部材非線形モデルと材料非線形モデルを用いた解析結果の比較をおこなった。鉄筋コンクリートはり部材の仕様を図 3.1-1 に、解析に用いた要素分割図を図 3.1-2 に示す。解析における境界条件は、底面片側固定、片側水平ローラーとし、頂部 2 点に強制変位を与えた。解析用入力物性は、表 3.1-1 に示す。

実験結果と解析結果の比較を図 3.1-3 に示した。その結果、コンクリートひびわれ発生後の剛性については材料非線形解析はやや高めに評価する傾向にあるが、全体的な荷重-変位関係については、部材非線形、材料非線形ともに概ね妥当な結果を示していると判断できる。これより、部材レベルで、部材非線形と材料非線形モデルを用いた解析手法が、概ね良好な一致を示すことが確認できた。

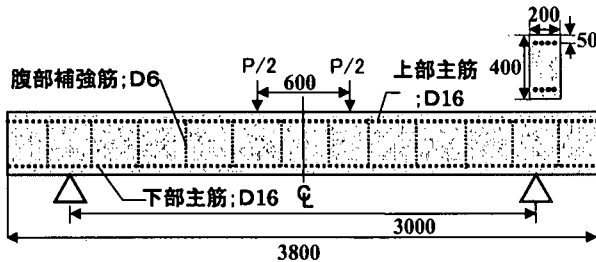


図 3.1-1 鉄筋コンクリートはり試験体の仕様[単位:mm]

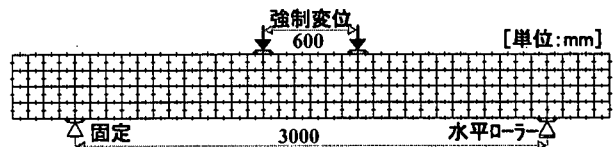


図 3.1-2 要素分割図(鉄筋コンクリートはり)

表 3.1-1 解析用入力物性(鉄筋コンクリートはり)

コンクリート	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	45.3
	引張強度 f_t (N/mm ²)	3.7
	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	3.06×10^4
鉄筋	降伏強度 f_y (N/mm ²)	344
	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	1.94×10^5

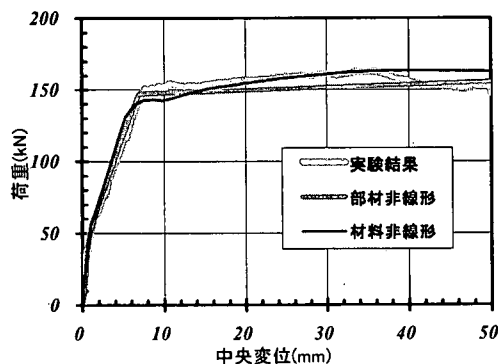


図 3.1-3 実験結果と解析結果の比較(鉄筋コンクリートはり)

(2) 水平載荷実験

武田ら^{3) 4)}は、実構造物の約 1/3.5(部材厚 30cm)の 2 連ボックスラーメン構造を模擬した試験体を対象とした実験を実施した(図 3.1-4, 図 3.1-5 参照)。そのうちの S3 試験体では、コンクリートの圧壊後に最大耐力となり、そのまま平坦な荷重領域となった後、コンクリート片が剥落し、隔壁の圧縮主筋が座屈するまで、

徐々に耐力低下する結果となった。解析手法の適用性を検討するために、実験のシミュレーション解析を実施した⁵⁾。解析モデルを図 3.1-6 に示す。断面方向の要素分割は鉄筋位置とその間のコア部を考慮して3分割とした。ハンチ支点位置には局所的な不連続変形挙動が表現される離散ひびわれに基づく接合要素を考慮しているほか、側壁および隔壁下部の隅角部は弾性要素としている。

図 3.1-7 に示す実験結果と解析結果の比較より、両者は良好な一致を示していることが分かる。解析において、コンクリートの圧縮ひずみ 10000×10^{-6} が発生する時点は、最大荷重を維持する平坦な領域であり、コンクリートの剥落が確認される近傍であった(図 3.1-7 参照)。これより、解析は、隔壁の主筋が座屈する時点付近までは良好に解析出てきているものと判断できる。また、かぶりコンクリートが剥落した後の状態は、現状の鉄筋コンクリートの微小変形理論に基づいた解析手法では保証できない範囲であり、解析手法の適用限界であると考えられる。

解析手法の適用性を検討するために、部材非線形モデルと材料非線形モデルの比較を行った。図 3.1-8 に実験結果と両解析結果の比較を示す。軸力が大きい場合には最大荷重にやや差があるが、全体的な荷重-変位関係については、両解析結果は概ね十分な精度で一致していると考えられる。これより、構造物単体レベルで、部材非線形と材料非線形モデルを用いた解析手法が、概ね良好な一致を示すことが確認できた。

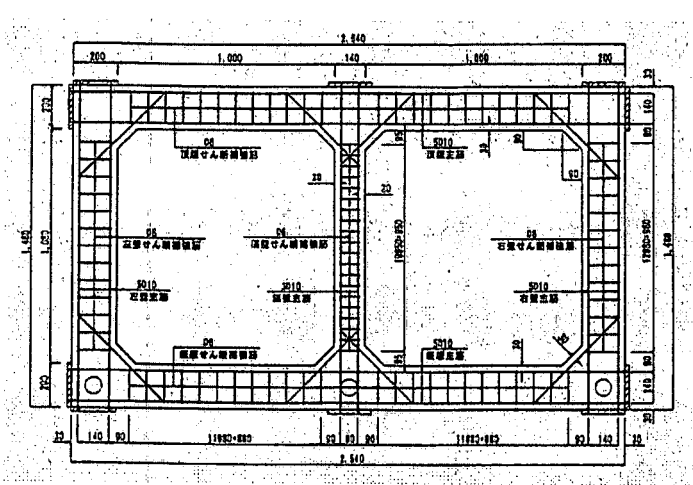


図 3.1-4 試験体の構造寸法と配筋

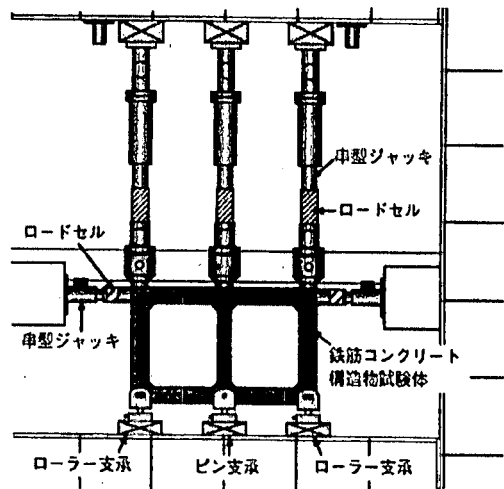


図 3.1-5 荷重方法の概略図

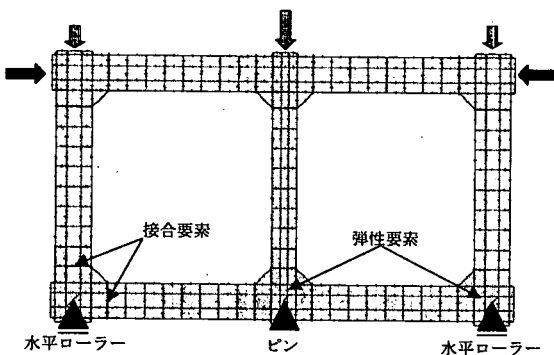


図 3.1-6 解析要素分割図

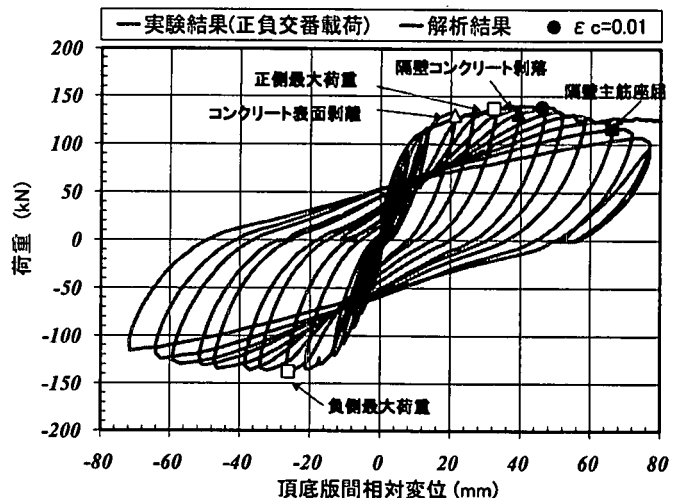
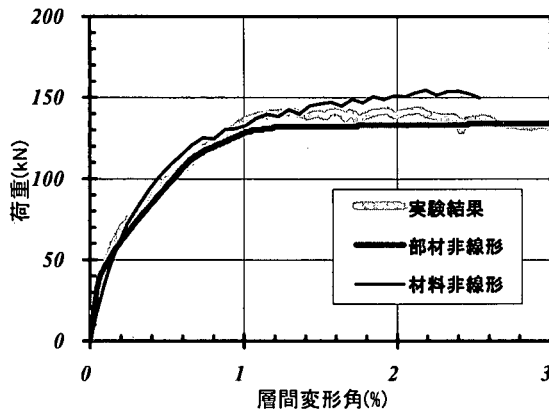
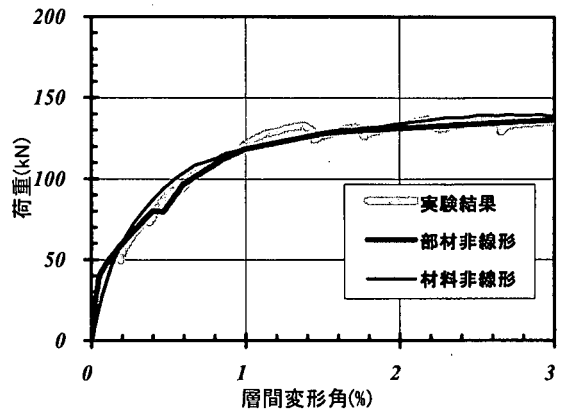


図 3.1-7 実験結果と解析結果の比較(S3 試験体)



(a) S1 試験体；軸力大



(b) S3 試験体；軸力小

図 3.1-8 実験結果と解析結果の比較(ボックスラーメン構造試験体の水平力載荷実験)

3.2 大型せん断土槽を用いた振動台実験

(1) 実験概要

大型せん断土槽を用いた振動台実験は、図 3.2-1 に示すように鉄筋コンクリート試験体の埋設条件を変えることにより2ケース実施した。このうち、試験体を土槽底版に完全に固定したケースを岩着モデル、試験体を土槽中央に設置したケースを非岩着モデルと呼ぶ。図 3.2-2 に試験体の仕様と寸法を示す。岩着モデルと非岩着モデルは諸元が全く同一の試験体である。実験の詳細については、技術資料Ⅱに記述しているので、そちらを参照されたい。

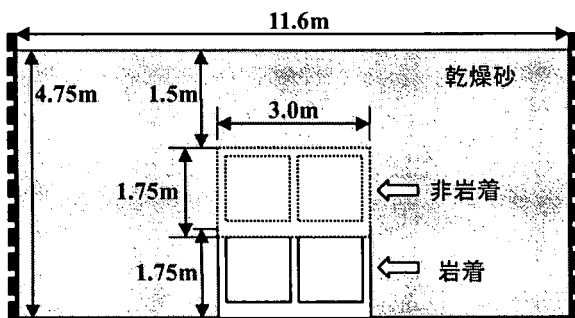


図 3.2-1 大型せん断土槽振動実験の概念図

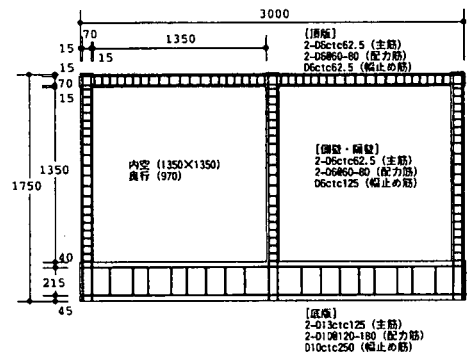


図 3.2-2 試験体の配筋図

(2) 解析概要⁶⁾

a. 解析用入力物性

解析で用いた鉄筋コンクリート試験体の入力物性については、表 3.2-1 に示す。地盤モデルのパラメータについては、表 3.2-2 に記載している。ただし、本解析では、地盤ひずみ5%までを Ramberg-Osgood モデルとフィッティングし、地盤ひずみ5%以降は5%時の剛性を維持することとしている。これは、数値解析上局的に大きなひずみが出て解が発散するのを防止するためである。

b. 解析モデル

解析要素分割を図 3.2-3 に示す。解析モデルの底面境界は水平・鉛直ともに固定とし、側方境界は水平ローラー、鉛直固定とした。地盤と構造物間の接触面における剥離・すべりに関するモデル化は行っていない。なお、本解析では、せん断土槽枠部の変形を左右等しくさせることを意図して、せん断土槽外部にせん断土槽分の大きさの地盤要素を左右に付加させている。なお、構造物は部材厚が10cmであり、対称配置した複鉄

筋の曲げ破壊先行型であること、および鉄筋の付着有効面積を考えた場合に無筋領域が無いことから、構造物は部材厚方向の要素分割は、解析時間を考慮して1層とした。

c. 解析ケース

振動台加振に用いた入力加速度波形は、1995年兵庫県南部地震における観測波に基づいたものであり、観測波の時間縮尺を1/2とした。実験では、入力波形の最大加速度を調整することにより複数回の加振を行ったが、本資料では、表3.2-3に示すように、岩着モデルと非岩着モデルの2モデルに対して、最大加速度が200Galレベルと1000Galレベルの2ケースずつ、計4ケースについて記述する。なお、200Gal加振ケースは鉄筋コンクリート試験体が鉄筋降伏するレベルに対応している。

表 3.2-1 鉄筋コンクリート試験体の解析用入力物性

(a) 岩着モデル			(b) 非岩着モデル		
コンクリート	コンクリート圧縮強度 f_c (N/mm ²)	32.4	コンクリート	コンクリート圧縮強度 f_c (N/mm ²)	33.8
	コンクリート引張強度 f_t (N/mm ²)	2.30		コンクリート引張強度 f_t (N/mm ²)	2.70
	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	2.26×10^4		ヤング係数 E_c (N/mm ²)	2.26×10^4
	ポアソン比 ν	0.167		ポアソン比 ν	0.167
	単位体積重量 γ_s (kN/m ³)	23.5		単位体積重量 γ_s	23.5
鉄筋	降伏強度 f_y (N/mm ²)	255.0	鉄筋	降伏強度 f_y (N/mm ²)	255.0
	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	1.78×10^5		ヤング係数 E_s (N/mm ²)	1.78×10^5
	ポアソン比 ν	0.3		ポアソン比 ν	0.3
	単位体積重量 γ_s	76.9		単位体積重量 γ_s	76.9

表 3.2-2 地盤モデルのパラメータ

(a) 岩着モデル					(b) 非岩着モデル				
層厚 (m)	G_0 (MPa)	V_s (m/s)	S_u (kPa)	b	層厚 (m)	G_0 (MPa)	V_s (m/s)	S_u (kPa)	b
0.00 ~ -1.00	1691	104.4	785	2.21	0.00 ~ -1.00	1629	102.5	765	2.25
-1.00 ~ -2.00	3118	141.8	1416	1.63	-1.00 ~ -2.00	3087	141.5	1400	1.64
-2.00 ~ -3.00	4201	164.6	2065	1.41	-2.00 ~ -3.00	4183	164.2	2054	1.41
-3.00 ~ -4.00	5097	181.3	2698	1.28	-3.00 ~ -3.75	4994	179.4	2620	1.29
-4.00 ~ -4.75	5781	193.1	3236	1.20	-3.75 ~ -4.75	5706	191.8	3175	1.21

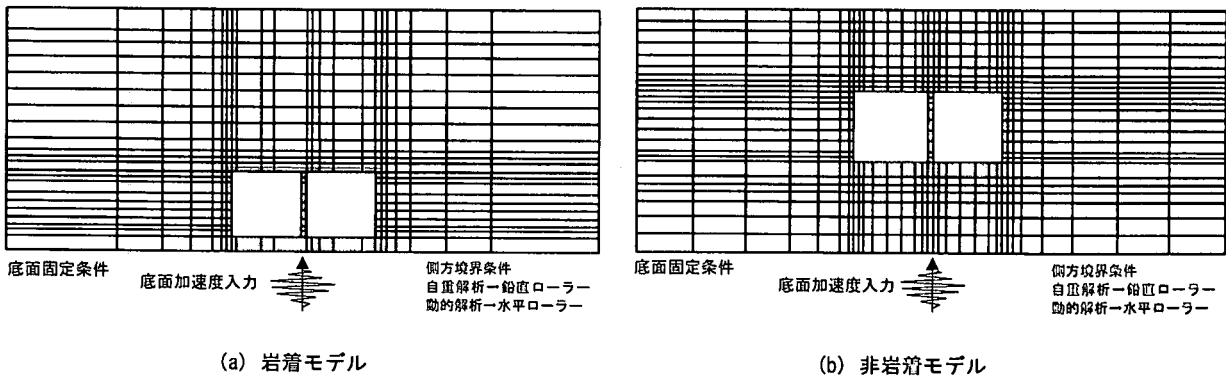


図 3.2-3 要素分割図

表 3.2-3 解析ケース

加振レベル	岩着	非岩着
鉄筋降伏域	225Gal	223Gal
鉄筋降伏域	225Gal	223Gal

(3)解析結果

a. 全体系での応答の比較

①鉄筋降伏域

図 3.2-4 に岩着 225Gal ケース, 図 3.2-5 に非岩着 223Gal ケースの構造物頂底版間相対変位と構造物高さに相当する土槽枠変位の時刻歴波形を示す. この結果, 構造物が鉄筋降伏レベルおよびこの解析で生じている地盤ひずみ約 1%以下の領域では, 地盤応答, 構造物応答とも概ね良好に評価可能であることが分る.

実験後の試験体の観察から, 試験体隅角部の曲げひびわれ部分の回転が変形に寄与していることが明らかとなったため, 解析上, この位置に設合要素を用いて鉄筋の伸び出しを考慮した解析を行った. その結果を図 3.2-6 に示す. 鉄筋降伏判定などの解析精度が向上していることが分かる. また, 鉄筋の伸び出しを考慮しない場合は考慮した場合よりも応答変位をやや小さめに評価していることから, 鉄筋の伸び出しを考慮しないことは, 鉄筋降伏域において試験体の剛性をやや高めに評価する傾向にあると言える.

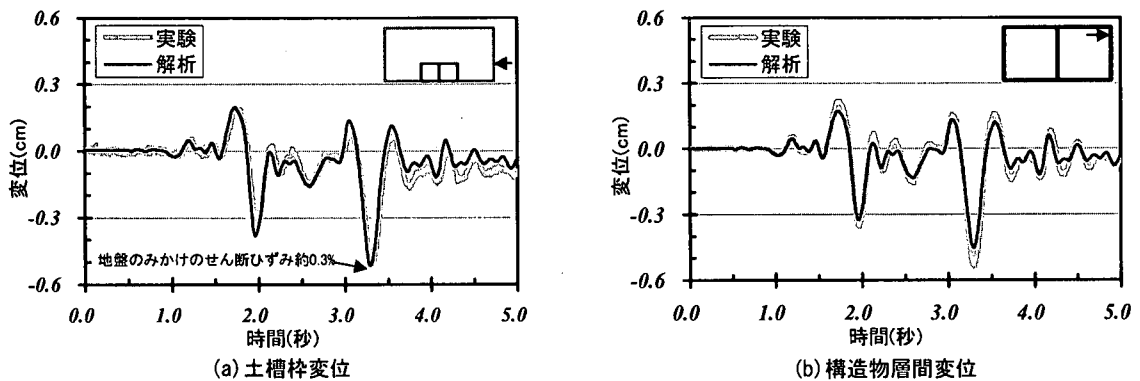


図 3.2-4 変位波形比較(岩着 225Gal)

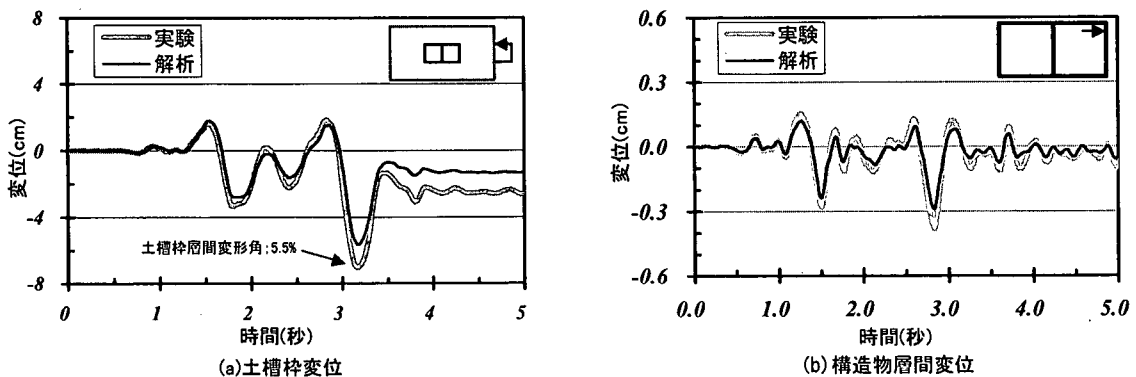


図 3.2-5 変位波形比較(非岩着 223Gal)

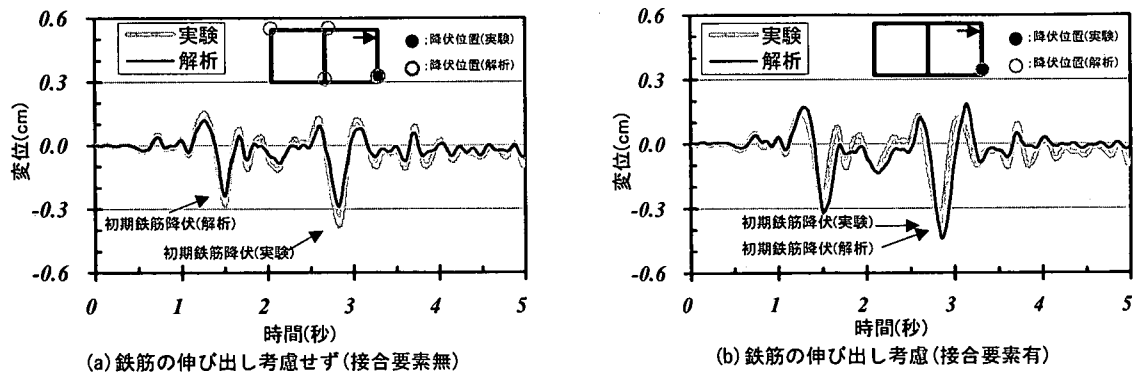


図 3.2-6 伸び出しの影響(非岩着 223Gal)

②塑性変形域

図 3.2-7 に岩着 1127Gal, 図 3.2-8 に非岩着 1041Gal のそれぞれの構造物高さに相当する土槽枠変位と構造物頂底板間相対変位の時刻歴波形を示した. この結果, 岩着 1127Gal ケースについては, 塑性変形レベルが鉄筋降伏変位 δ_y の 10 倍程度, 地盤ひずみ 5% 程度の領域では, 地盤応答, 構造物応答ともに概ね良好に評価出来ていると考えられる. ただし, 非岩着の場合は, 地盤応答, 構造物応答ともに若干過小に評価する結果となった.

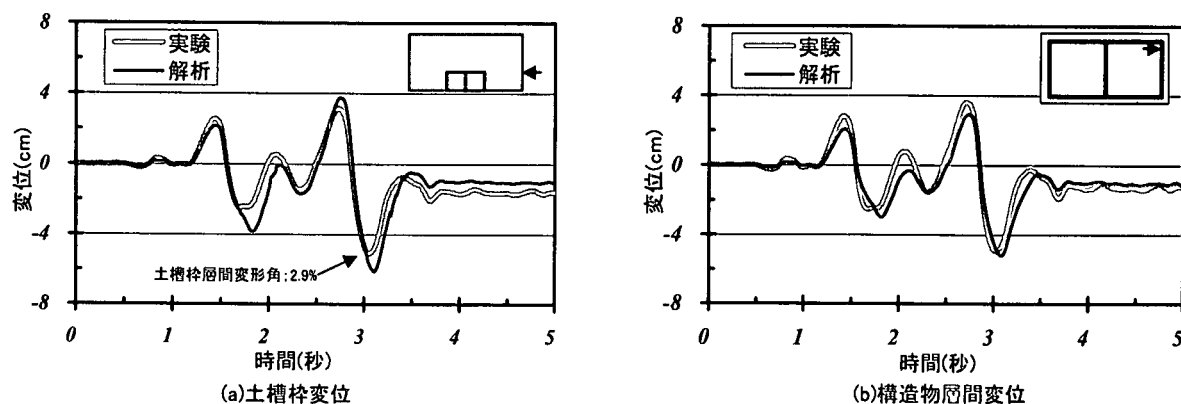


図 3.2-7 変位波形比較(岩着 1127Gal)

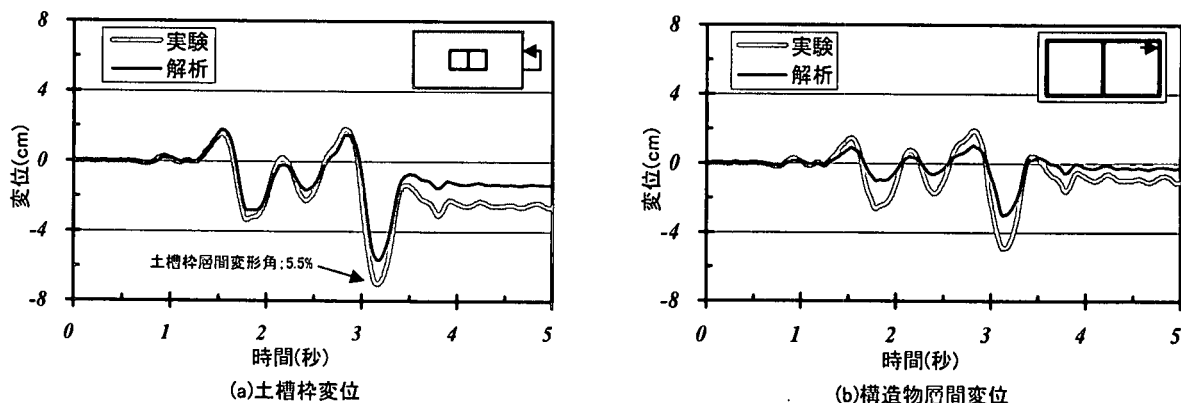


図 3.2-8 変位波形比較(非岩着 1041Gal)

非岩着 1041Gal ケースにおいては, 構造物埋設位置に構造物の内空空間があり, これが, 周辺地盤の非線形応答に影響を及ぼすことが考えられた. 解析では, この効果を便宜上, 構造物埋設位置(層厚; -2.00m~-3.00m)の地盤のせん断強度を 70% に低下させることにより考慮し, 再計算を行った. これは, 大ひずみ時の拘束圧の低下や土圧係数の挙動などの効果を見込んだものである. なお, 再計算時には, 要素分割を図 3.2-9 のように, 構造物を 3 層分割とし, 土槽枠のモデル化もおこなった. 解析結果を図 3.2-10 に示す. この結果, 地盤応答, 構造物応答ともに概ね良好に評価出来るようになった. 試験体の変形は周辺地盤の変形に追従するため, 地盤変位を精度よく評価できれば, 層間変位についても概ね妥当に評価することが出来ると考えられる. 別途実施した感度解析の結果によれば, 地盤物性が応答変位に与える影響は大きかった. このため, 地盤の非線形応答を適切に評価するためには, 想定されるひずみ領域に応じた地盤物性を設定する必要があると考えられる.

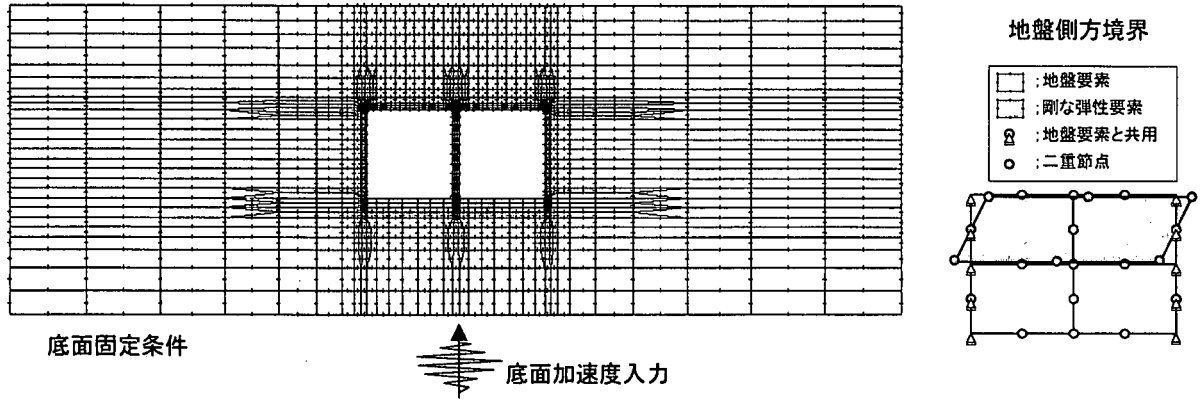


図 3.2-9 再計算時のモデル化

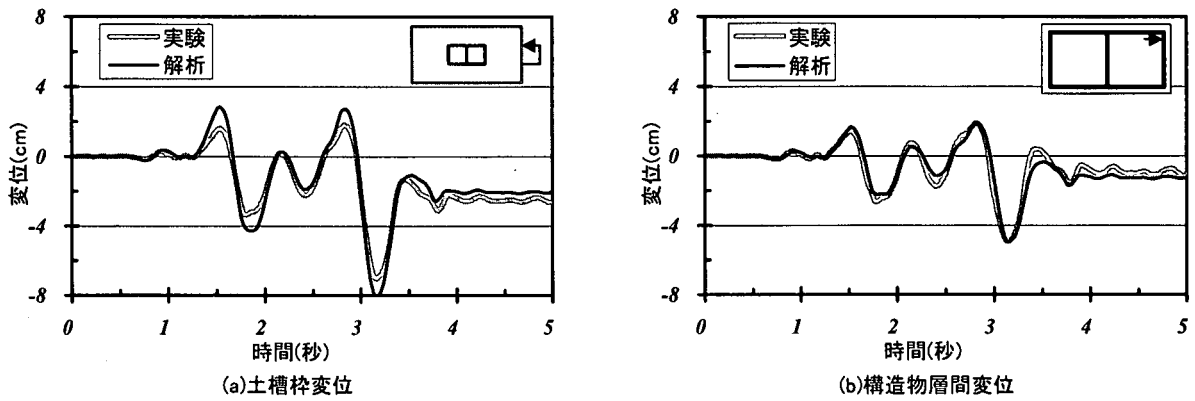


図 3.2-10 非岩着 1041Gal ケース再計算結果

a. 細部の挙動に関する検討

①地盤

- ・ 応答加速度

図 3.2-11 に、土槽地表面位置における地盤の応答加速度波形についての比較の一例を示す。土槽地表面に近い領域およびフリーフィールドと考えられる領域では、実験と解析は概ね良好な一致を示している。

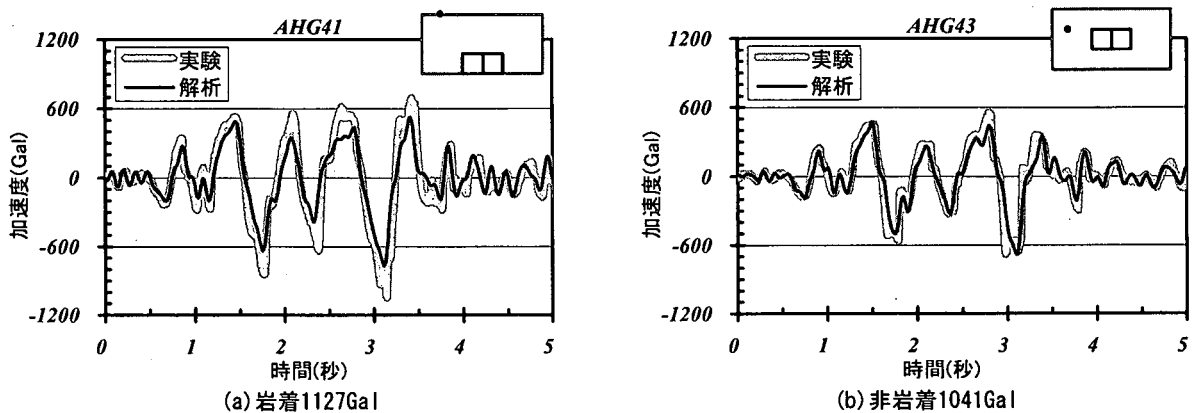


図 3.2-11 加速度波形比較

・地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係

図 3.2-12 に、フリーフィールド相当部と構造物周辺のせん断応力-せん断ひずみ関係の解析結果を示す。フリーフィールドに近い地盤でのせん断ひずみは 4%程度であるのに対して、構造物周辺、特に構造物の剛な隅角部と地盤との周辺では、地盤と構造物の相互作用により大きな地盤ひずみが発生していると考えられる。

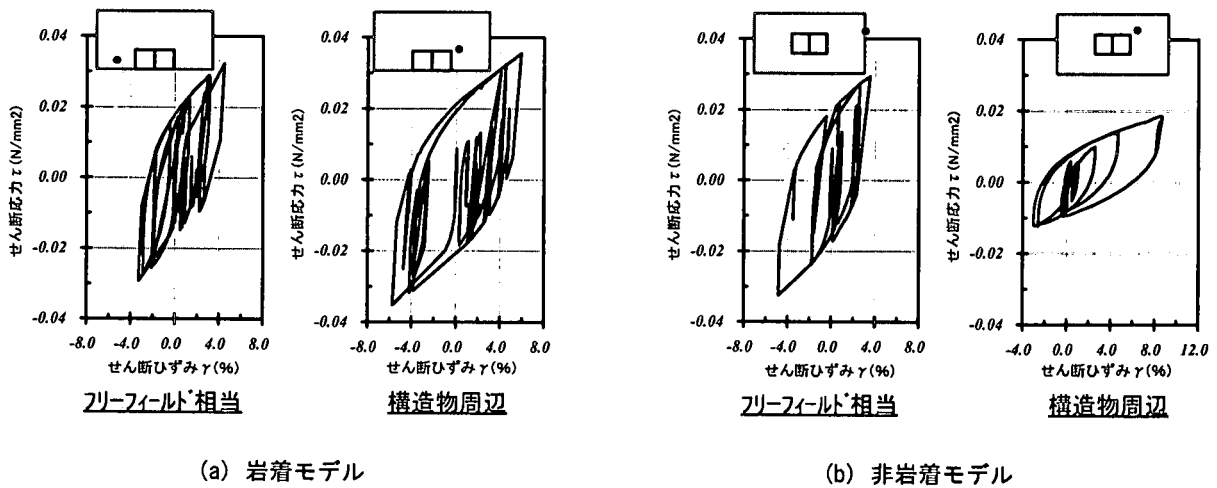


図 3.2-12 地盤の τ - γ 曲線

・水平変位分布および加速度分布

図 3.2-13 に、フリーフィールド位置における地盤の最大水平加速度分布、および土槽枠位置の最大水平方向変位分布を示す。加速度分布については、実験結果と解析結果は概ね一致している。しかし、変位分布については、地表付近では余り一致していない。これは、地表付近では、せん断土槽の剛性や重量などに起因して大きく変形したものと考えられる。

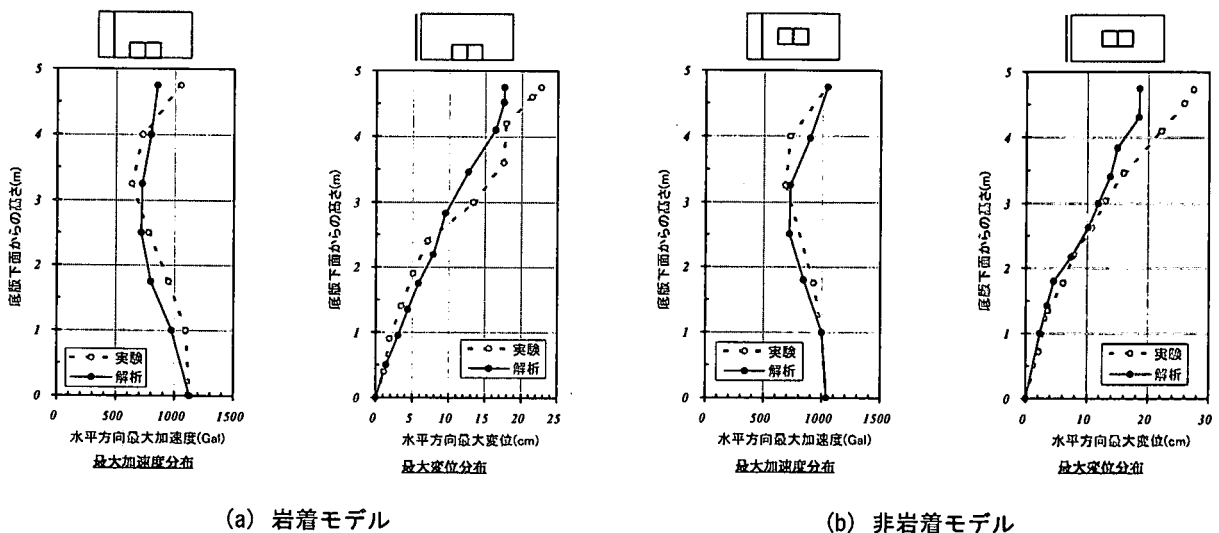


図 3.2-13 最大変位及び加速度分布

② 構造物

・鉄筋降伏箇所とその順番

図 3.2-14 に、岩着 1127Gal ケースの鉄筋降伏部位と降伏する順番についての比較を示す。降伏する順番に若干の違いは見られるが、降伏する部位は実験結果と解析結果で対応が取れていると考えられる。

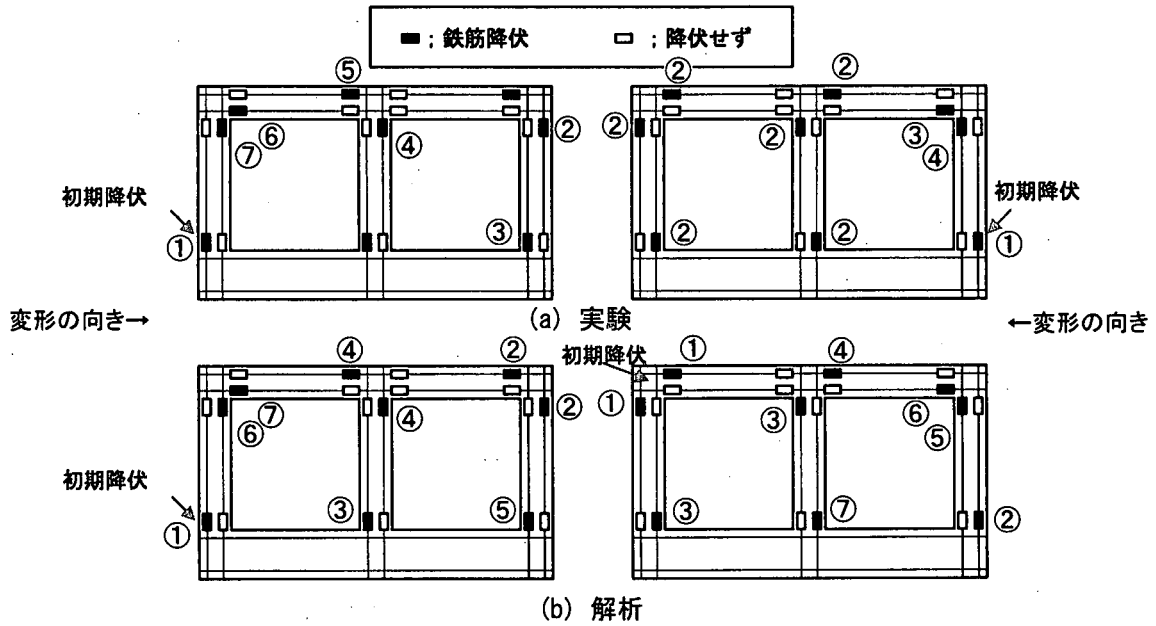


図 3.2-14 鉄筋降伏部位と順番

・ひびわれ状況

図 3.2-15 に、岩着 1127Gal ケースのひびわれ状況の実験結果と解析結果の比較を示す。ひびわれ発生部位とその大きさ、およびひびわれ方向などは概ね対応していると考えられる。

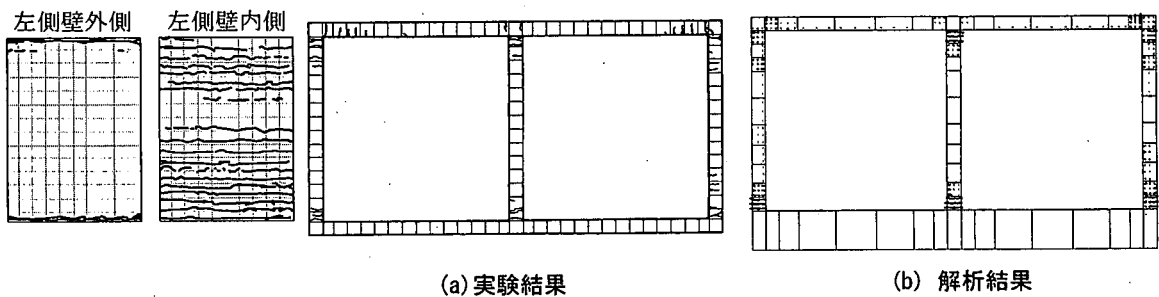


図 3.2-15 ひびわれ状況比較(岩着 1127Gal)

③ 構造物と地盤の相互作用

・直土圧

図 3.2-16 に構造物に作用する直土圧の一例として、構造物右側壁中央の増分直土圧時刻歴応答結果を示す。加振後の残留増分土圧についてはある程度は評価可能であるが、加振中の応答に関しては必ずしも良好に表現できていない。しかし、側壁の解析精度が低いにもかかわらず層間変位については実験結果とよく対応していた。このことから、実験で得られた側圧が層間変位に与える影響は小さいものと考えられる。

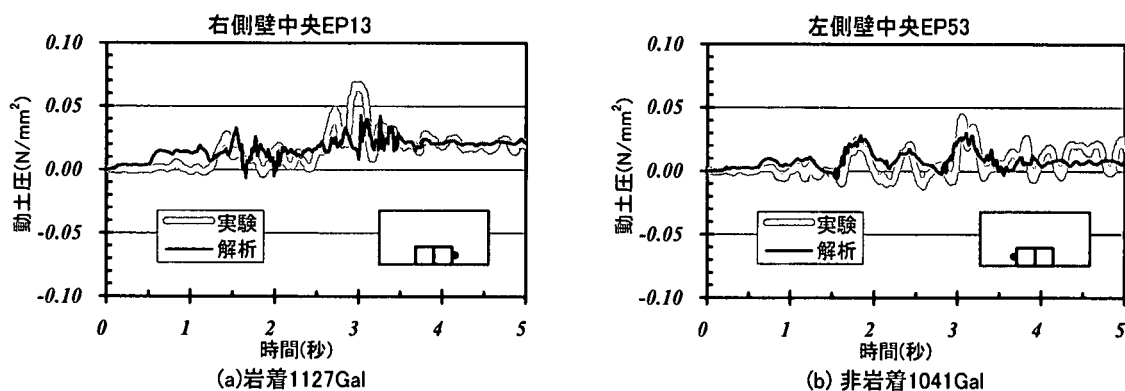


図 3.2-16 動土圧比較

・せん断応力

図 3.2-17 に、構造物に作用するせん断応力の一例として、構造物頂版中央のせん断応力時刻歴応答結果を示す。せん断応力については、実験データの信頼性に関する議論も別途必要であるが、概ね良好に評価出来ていると考えられる。

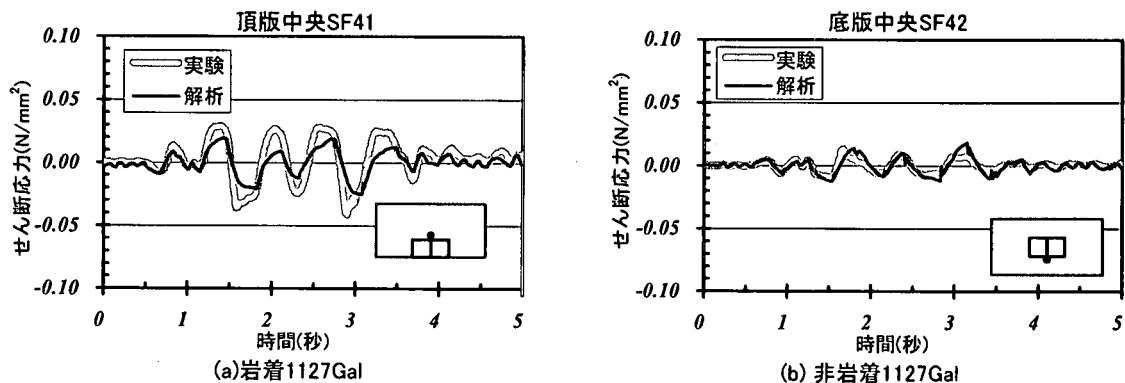


図 3.2-17 せん断応力比較

・構造物に作用する土圧分布

図3.2-18には、実験の常時土圧と自重解析結果の土圧分布の比較を示す。これによると、自重解析結果は、試験体側方や頂版に作用する土圧分布を良好に評価しており、本解析で用いた自重解析法は妥当であったと考えられる。図3.2-19には、構造物最大変形時の構造物に作用する土圧分布の実験結果と解析結果の比較を示す。側壁動土圧に関しては、若干異なる傾向にあるものの、頂版のせん断力に関しては概ね一致していると考えられる。側壁土圧の解析精度がやや低いにもかかわらず、層間変位については実験結果と概ね一致していた。このことから、実験で得られた側壁動土圧が層間変位の大きさに与える影響は小さいものと考えられる。

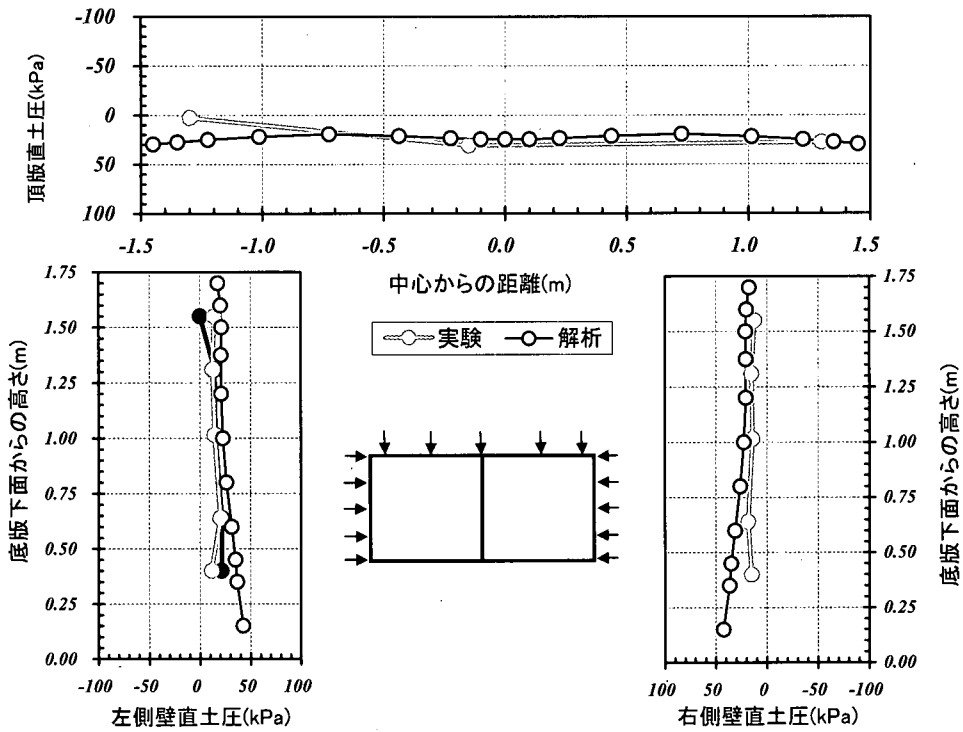


図 3.2-18 常時土圧と自重解析結果との比較

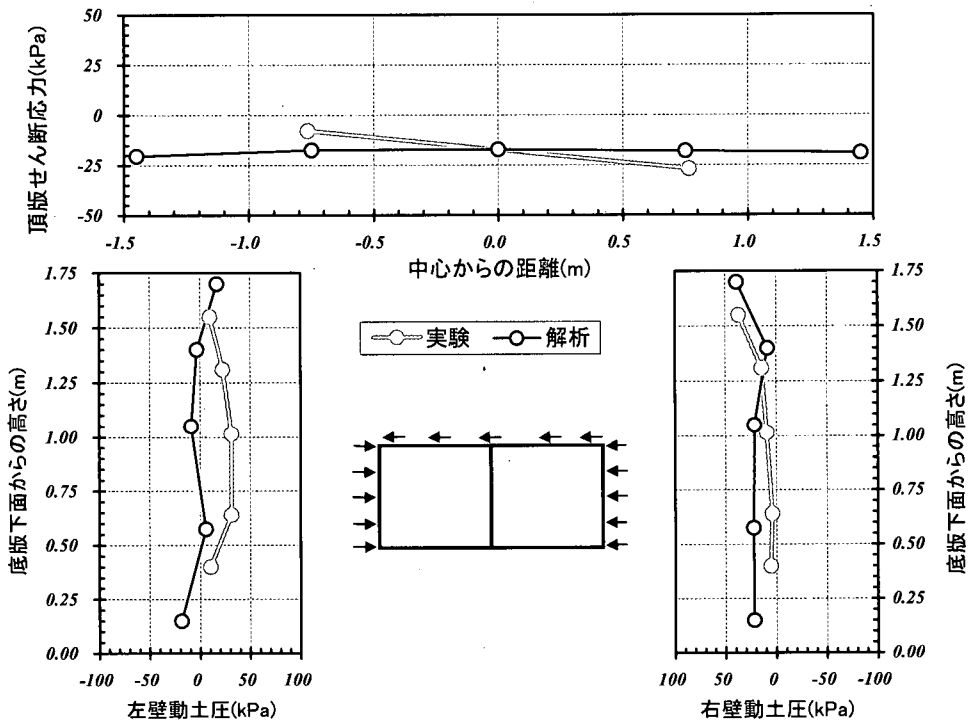


図 3.2-19 構造物に作用する土圧分布(構造物最大変形時) ; 非岩着 1041Gal

3.3 水平載荷実験

鉄筋コンクリート構造のみの正負交番繰り返し挙動に対する解析の信頼性を確認することを目的として、前述した大型振動台実験で用いた試験体を気中で静的に水平載荷する実験を行い、その結果について材料非線形モデルを用いたシミュレーション解析を実施した⁷⁾。実験では、試験体底版を固着させ、土被りに応じて上載荷重を作用させ、アクチュエーター2台により試験体頂部に左右から正負交番で載荷した(図 3.3-1 参照)。

荷重一層間変形角の実験結果は、図 3.3-2 に示す通りである。図中には、解析結果も合わせて示した。試験体は全体的にせん断型に変形していった。層間変形角が約 13%に至ると隅角部の引張鉄筋が破断し始め、徐々に耐力が低下した。最終的には、隔壁上下端を中心に約半数の引張鉄筋が破断した。この試験体は、振動台実験で与えられた変位の約 6~7 倍の変形を与えても崩壊に至らなかった。図 3.3-1 に試験体の終局状況を示す。

解析では、試験体の部材厚が 10cm と小さく、試験体の高さと部材厚の比も 15 と細長い形状となっているため、大変形域まで精度よく安定的に解析するために、鉄筋の伸び出しを考慮することが出来る接合要素を用いた。解析の結果、振動台実験で経験した層間変形角 3%程度までは精度よく解析可能であった。それ以降の変形についても、鉄筋破断が確認できる箇所までは概ね良好に計算できている。

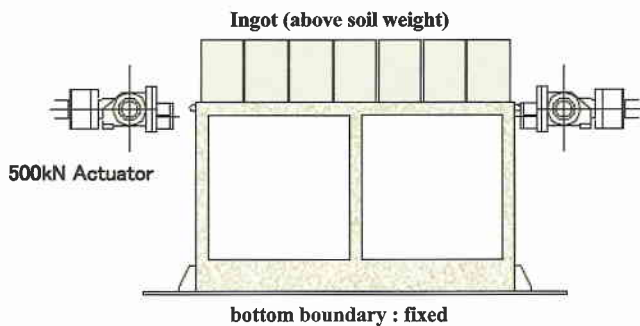


図 3.3-1 載荷方法の概略図(電共研)

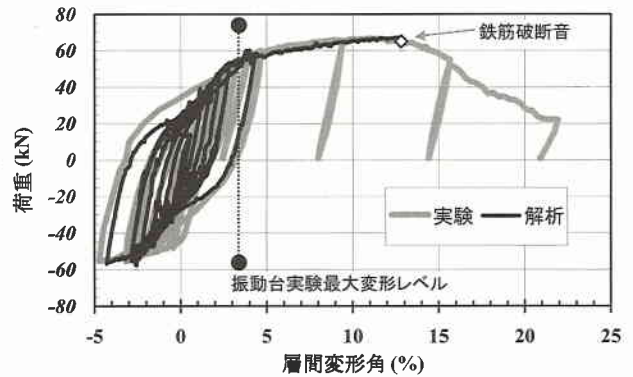


図 3.3-2 実験結果と解析結果の比較

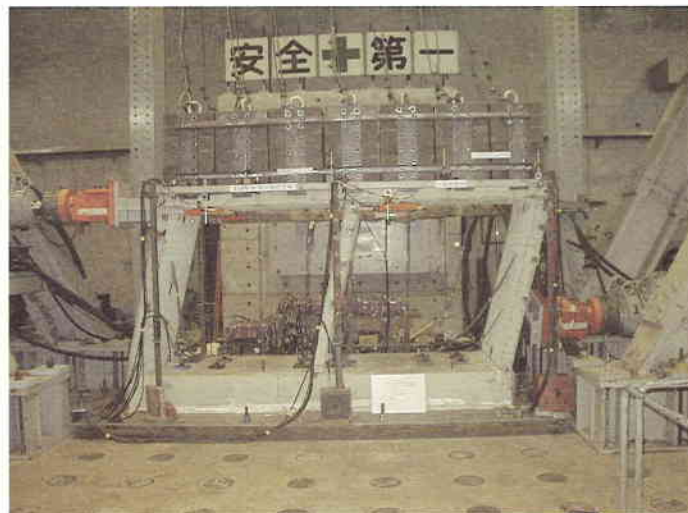


図 3.3-3 試験体終局状況

4. 実規模構造物への適用時の注意事項

(1) 検討概要

ここでは、代表的な屋外重要土木構造物である海水管ダクトの実規模モデルを対象として、地盤に全応力、構造物に材料非線形モデルを用いた地盤－構造物連成の二次元非線形時刻歴地震応答解析の適用性の検討を行った。

(2) 解析概要

① 解析対象

解析の対象とした海水管ダクトは、幅 8.2m 高さ 4.3m、各部材 40cm の鉄筋コンクリート製 2 連ボックスラーメン構造であり、 $V_s=700\text{m/s}$ 相当の岩盤面に設置されている。海水管ダクトの埋設条件と構造寸法を図 4-1 に示す。海水管ダクトの各部材の配筋状態については、表 4-1 に示す。この海水管ダクトは、「旧マニュアル」⁸⁾において、改良標準波の一つ No. 6 (大崎の方法による基準地震動 S2「マグニチュード 7.5、震央距離 24km、位相 TAFT」) の入力波に対して、等価線形化法を用いて照査の例示がなされたモデルと全く同じモデルである。

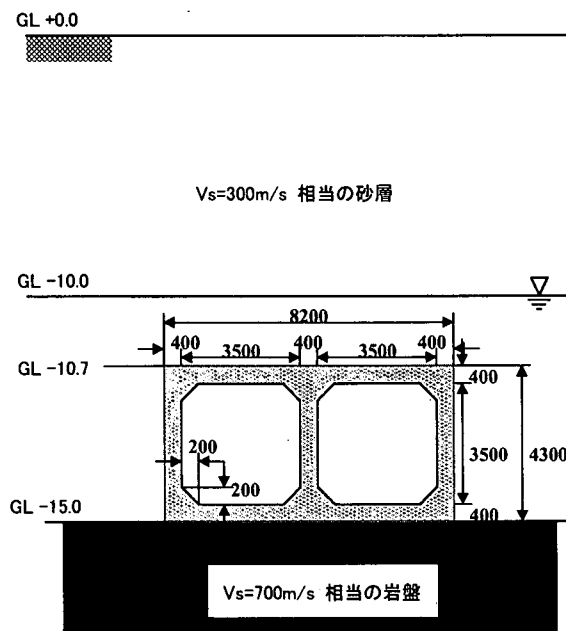


図 4-1 海水管ダクトの埋設条件と構造寸法

表 4-1 各部材の配筋状態

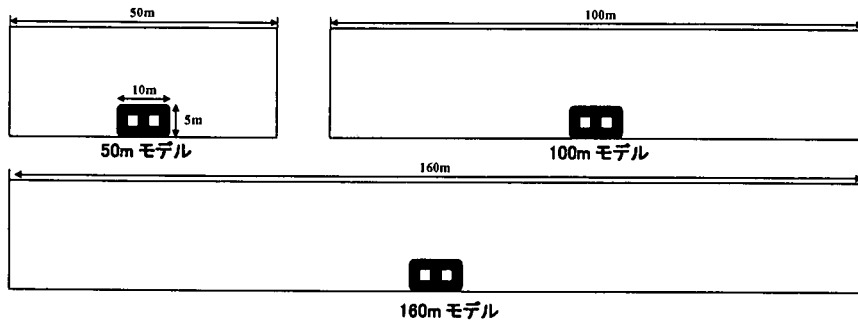
	主筋	せん断補強筋
頂版 側壁、隔壁	$A_s=A_s'=D13@100(\text{mm})=12.67(\text{cm}^2)$ $d=d'=80(\text{mm}),P_t=0.396(\%)$	D13x2 本/奥行き 1.0m, s=200(mm)
底版	$A_s=A_s'=D13@100(\text{mm})=12.67(\text{cm}^2)$ $d=d'=80(\text{mm}),P_t=0.396(\%)$	D13x2 本/奥行き 1.0m, s=150(mm)
ハンチ	D13@200mm	—

② 解析領域と地盤の境界条件

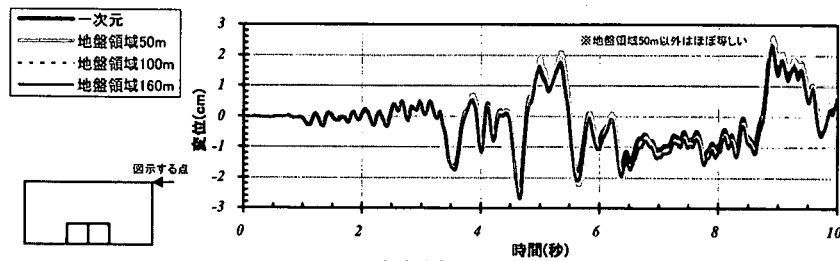
地盤－構造物連成解析における解析領域は、鉛直方向には想定する解放基盤面から地表面までを、構造物側方には十分な地盤領域を設定する。地盤の側方領域は、用いる側方境界に応じて定めることが望ましい。粘性境界を用いれば、計算時間と地盤の要素数を低減することができるが、地盤領域を広く取ることによっても、構造物の影響のない自由地盤の挙動を再現することが出来る。なお、底面境界は、固定境界とした。

解析領域と地盤の境界条件の妥当性は、地盤領域を変えて計算を行い、計算結果である応力、変位、加速度などの相違が数%以内(1~5%程度)であることにより判断するのがよい。

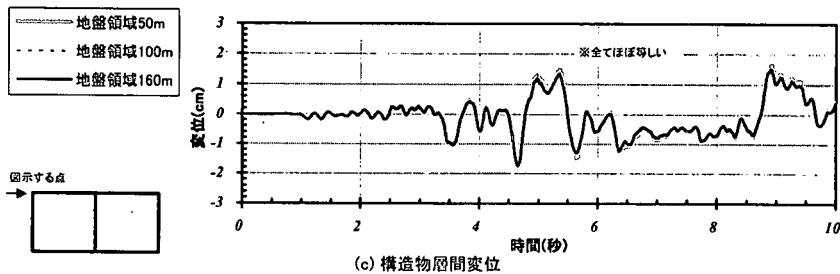
地盤領域が構造物の変形に与える影響について調べるために、側方境界に水平ローラーを用いた場合の構造物変位と地盤変位の時刻歴波形の解析結果について比較した(図4-2参照)。(b)の結果より、地盤領域50mでは地盤のみの一次元解析結果と若干の差が認められるが、地盤領域100m以上ではほぼ等しくなることから、水平方向に地盤領域を100m程度、つまり構造物幅の約10倍とれば、自由地盤の応答挙動を再現しているものと考えられる。ただし、その差は小さいので、自由地盤の応答挙動を厳密に再現するのであれば、水平方向に地盤領域を50m程度とれば、実務上は十分であると判断できる。また、(c)の結果より、2連ボックスラーメン構造では、地盤領域を50m、100m、160mと変化させても、構造物頂底板間の層間変位は大きく変わらないことから、水平方向に地盤領域を50m程度、構造物幅の約5倍とれば、側方地盤領域の設定が構造物の変形に与える影響が少ないと考えられる。



(a) 解析モデル概略図



(b) 側方地表面



(c) 構造物層間変位

図 4-2 地盤領域に対する検討

③解析用入力物性

コンクリートと鉄筋の材料物性は表4-2に示す。地盤物性については、表4-3に示した。地盤の大崎モデルのパラメータについては、表4-4に記載している。入力地震動については、図4-3に示す検討用地震動(最大加速度600gal)を用いた。地震動は、底面固定境界に重複反射理論を用いて引き戻したE+F波(入射波+反射)を入力している。0.01sec間隔で27秒間の解析を実施した。

④解析モデル

解析に用いた有限要素分割図は、図 4-4 に示す。解析では底面固定境界とし、側方境界については自重解析時には鉛直ローラー、地震応答解析時には水平ローラーとした。ただし、地震応答解析時は自重解析の応力状態を保持したままの状態を実施する。構造物の断面厚さ方向の要素分割については、鉄筋位置を明確にするために3分割とした。

表 4-2 コンクリートと鉄筋の材料物性

コンクリート	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	23.5
	引張強度 f_t (N/mm ²)	1.89
	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	24500
	ポアソン比 ν	0.167
	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	23.5
鉄筋 (SD345)	降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	343
	ヤング率 E_s (kgf/cm ²)	206000
	ポアソン比 ν	0.3
	単位体積重量 γ_s (kN/m ³)	77.0

表 4-3 地盤物性

地盤構成	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 μ	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)
砂層(地下水位以上)	17.7	0.40	300	162000
砂層(地下水位以下)	19.6	0.48	300	180000
岩盤	19.6	0.33	700	980000

表 4-4 大崎モデルのパラメータ

地盤物性値区分 (m)	せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	せん断強度 S_u (kN/m ²)	係数 b	備考
GL+0.0~-3.2	16200	91.2	2.40	地下水位以上
GL-3.2~-6.6	16200	132	2.40	"
GL-6.6~-10.0	16200	119	2.40	"
GL-10.0~-13.0	18000	123	2.40	地下水位以下
GL-13.0~-16.0	18000	136	2.40	"
GL-16.0~-20.0	18000	142	2.40	"

(3)解析結果

図 4-5 に、構造物高さにおけるフリーフィールド部の地盤変位時刻歴と構造物層間変位の時刻歴波形を示した。これによると、構造物の変形の方がフリーフィールド相当地盤の変形よりもやや大きくなる結果となった。これは、底版が岩着条件であることと、頂版に作用するせん断力に起因していると考えられる。ただし、図 4-6 の地盤と構造物の層間変位の関係および、図 4-7 の構造物最大変位時変形図からも分かるように、基本的には、構造物は地盤変位に追従する挙動を示す。

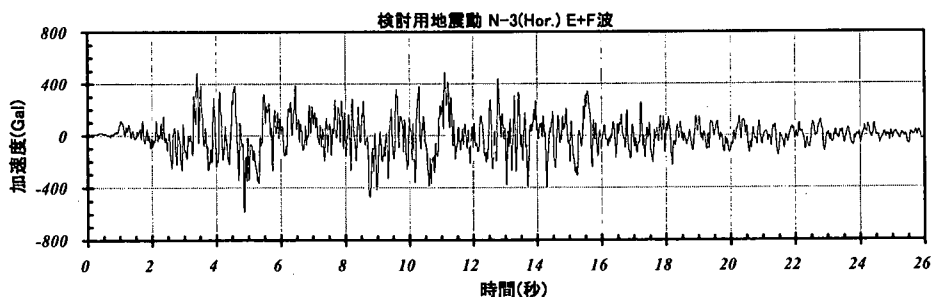


図 4-3 検討用入力地震動(最大加速度 600Gal)

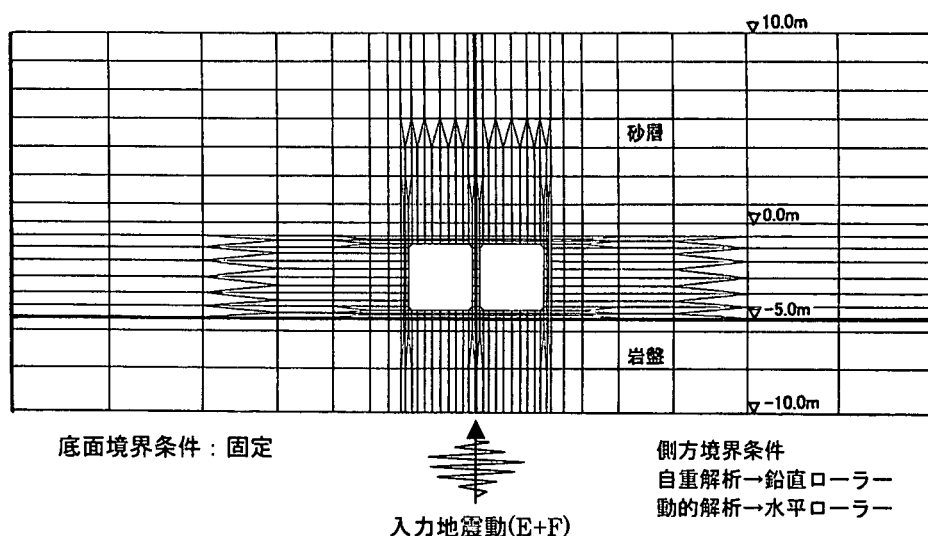


図 4-4 解析要素分割図

解析手法の適用性を検討するために、部材非線形モデルと材料非線形モデルの比較を行った。図 4-8 に示すようにフリーフィールド部における地盤変位の時刻歴波形はほぼ等しく、図 4-9 に示すように構造物周辺における地盤ひずみもおおよそ等しい。構造物変位については、材料非線形モデルでは 4.65 秒にて層間変位が最大 17.81mm となり、部材非線形モデルでは 4.66 秒にて層間変位が最大 22.0mm となった。地震時の応答変形の傾向は、部材非線形モデルの方が変形をやや小さめに評価している。図 4-10 には、構造物の側壁および隔壁下端の断面力時刻歴波形を比較した。この結果、曲げモーメントに関しては、部材非線形モデルと材料非線形モデルで概ね一致していることが分かった。しかし、せん断力に関しては、材料非線形モデルの方が部材非線形モデルよりもやや大きめに評価する結果となった。

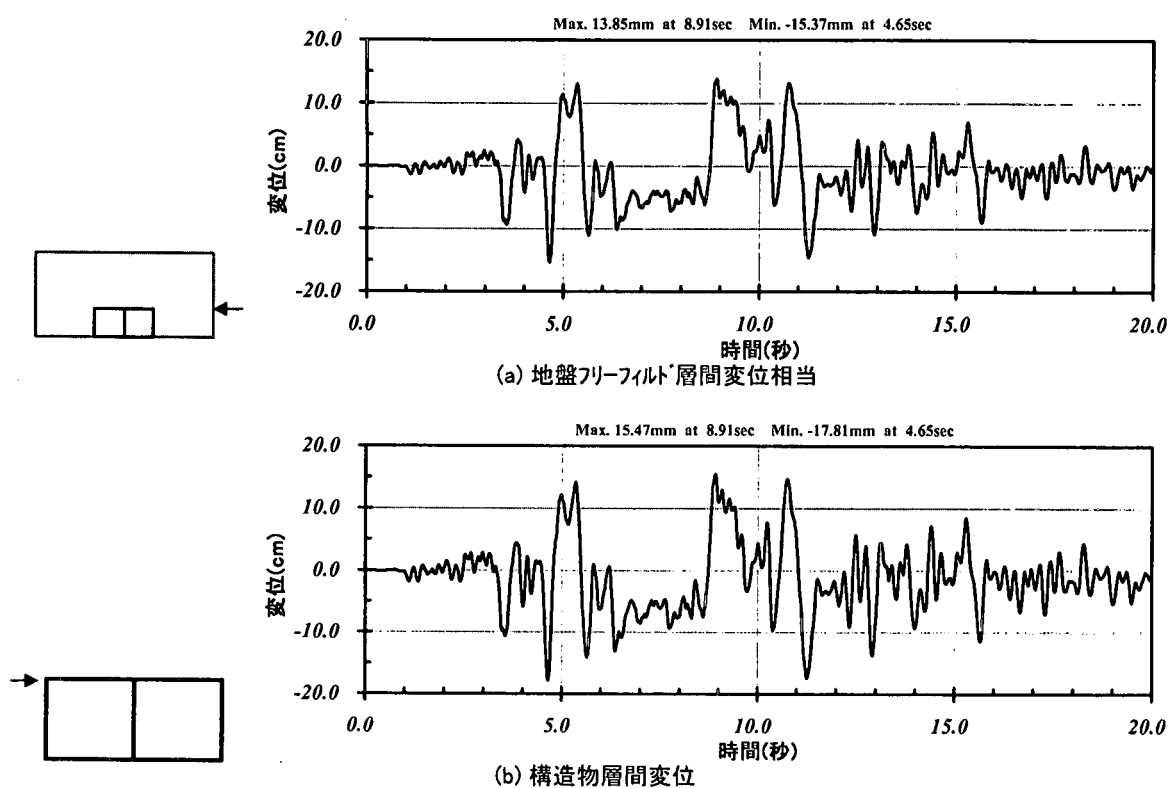


図 4-5 変位時刻歴波形

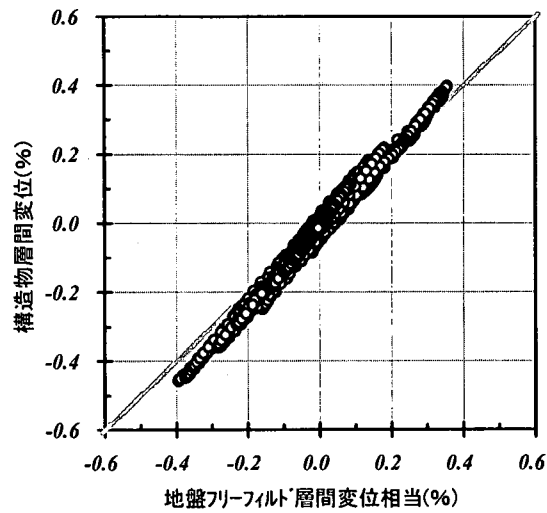


図 4-6 地盤と構造物の層間変形角の関係

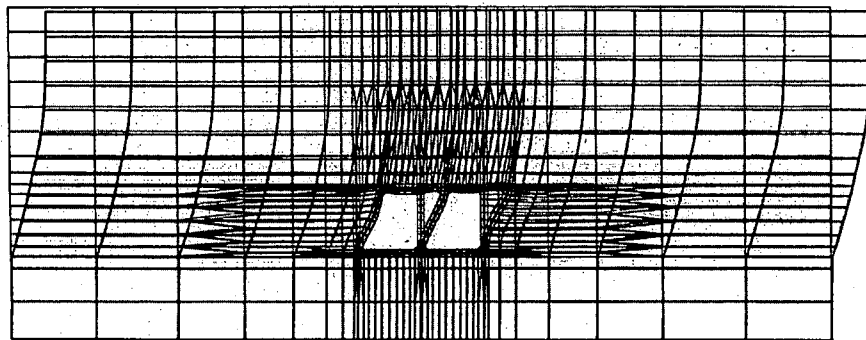
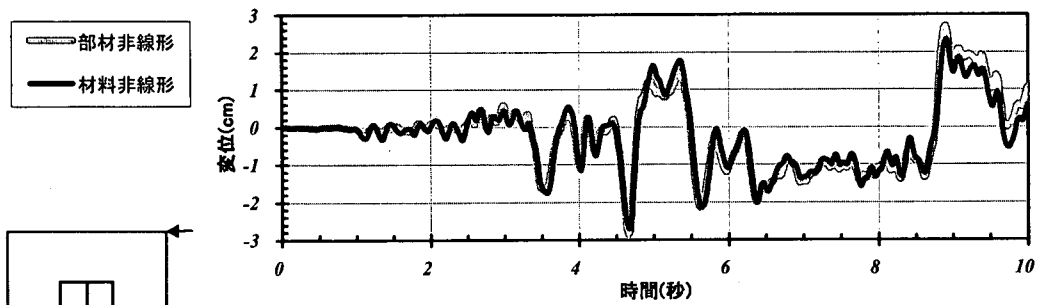
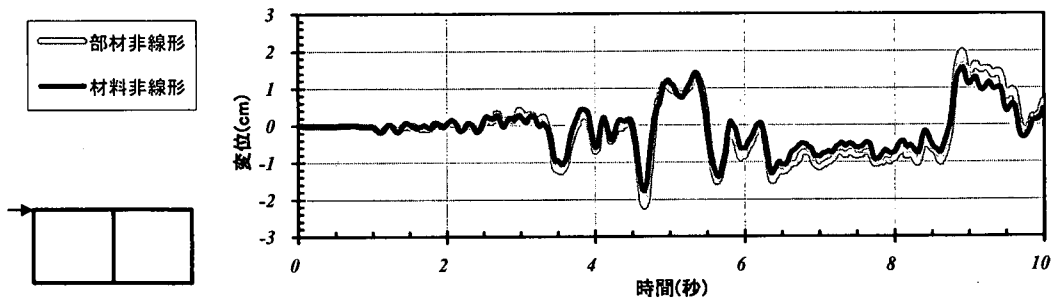


図 4-7 構造物最大変形時変形図



(a) 遠方地盤地表面変位



(b) 構造物層間変位

図 4-8 変位時刻歴波形比較

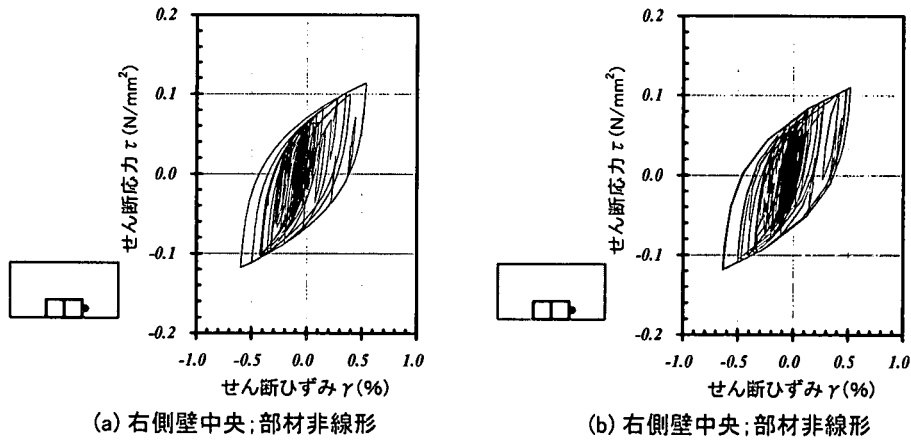


図 4-9 地盤の τ - γ 曲線比較

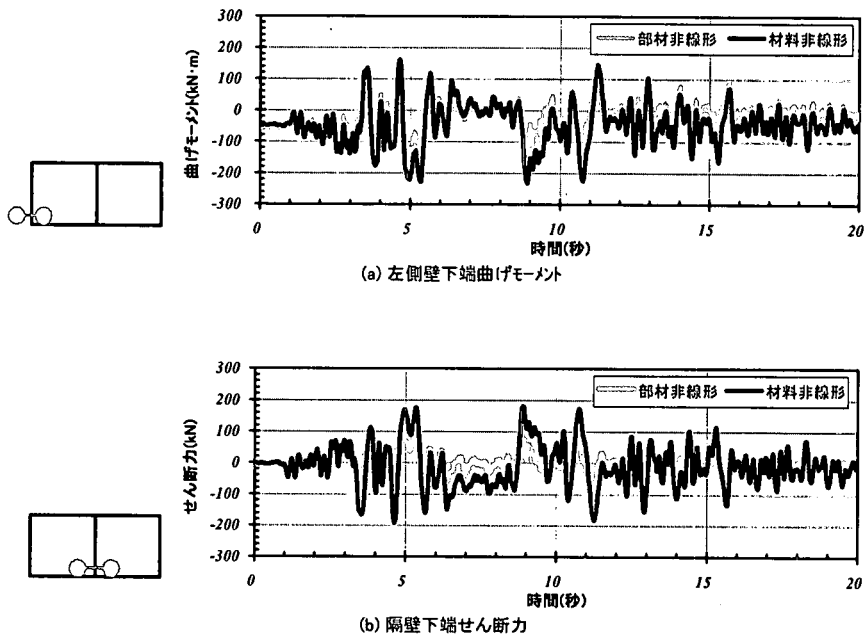


図 4-10 断面力時刻歴波形の比較

(4) 地盤と構造物の境界部の取り扱い

強震時における地盤と構造物の境界部には、剥離やすべりなどの幾何学的な非線形性を生じる。土被りの小さな地中構造物や、構造物の剛性が地盤の剛性に比較して著しく高い構造物においては、この挙動が顕著となる。前者は構造物に作用する土被り圧が小さいことによる土のせん断強度が小さいため、後者は構造物の剛性が大きいので地盤の変形に追従できなくなることによる。地盤の変形に対して構造物が抵抗するようになるので、相対変形が大きくなるからである。したがって、解析において、地盤と構造物の境界面に生じる剥離とすべりの影響は適切に考慮する必要がある。

地盤と構造物の境界部が地盤-構造物連成挙動に与える影響を調べるために、地盤と構造物の境界部の剥離とすべりを考慮した解析を実施し、考慮しない場合と比較した。境界部の剥離とすべりは、軸剛性とせん

断剛性を持つ境界要素で考慮している(図4-11参照)。図4-12には、海水管ダクトの層間変形角の応答解析結果を示す。(a)は、せん断剛性が十分に大きい境界要素を用いて解析を実施したが、この結果、境界要素の有無は解析結果にほとんど影響しない。しかし、せん断剛性の違いに着目した解析を実施した(b)については、構造物の頂版の最大変位において、若干の差が生じる結果となった。地盤と構造物の境界部挙動を無視することにより応答変位をやや大きめに評価する傾向にある。ただし、層間変形角が1%以内の範囲においては、地盤のせん断強度に達せず、境界部における剥離・すべりはほとんど生じないものと判断されるので、実務上、地盤と構造物の境界部の影響が応答変位に与える影響は小さいと考えてもよい。

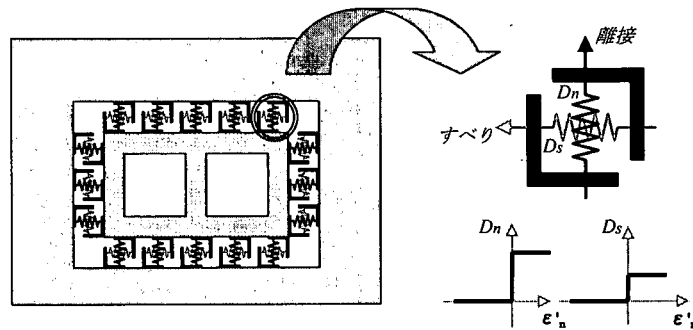
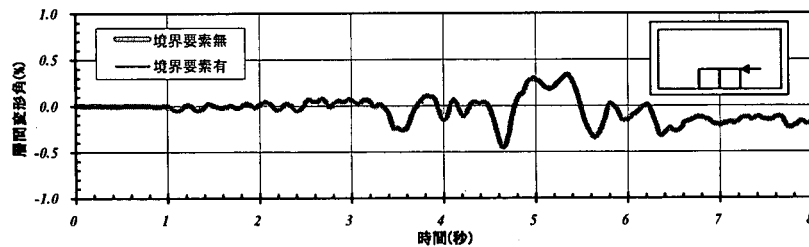
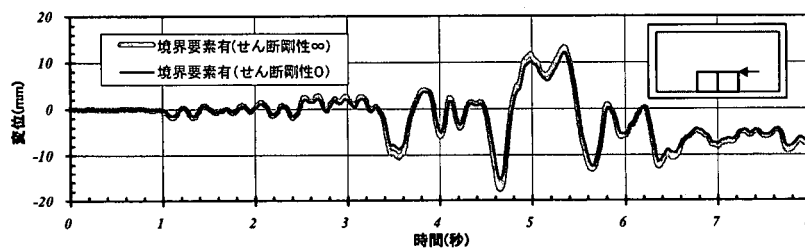


図 4-11 地盤と構造物の境界部のモデル化



(a) 地盤と構造物の境界要素の有無



(b) 境界要素のせん断剛性の影響

図 4-12 地盤と構造物の境界部の影響に関する解析結果(2連ボックスラーメン構造)

5. まとめ

本資料では、大型振動台実験および静的載荷実験のシミュレーション解析を実施し、材料非線形モデルの地盤・構造物連成地震応答解析への適用性を確認した。そして、代表的な屋外重要土木構造物である海水管ダクトの実規模モデルを対象として解析を実施し、材料非線形モデルを用いた二次元地盤-構造物連成動的非線形解析手法が実規模モデルに適用可能であることを確認した。

[財]電力中央研究所 松尾豊史

【参考文献】

- 1) 岡村 甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5.
- 2) 松尾豊史, 松村卓郎, 金津努, 岡市明大: 鉄筋腐食が正負交番載荷したRCはりの力学特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp1321-1326, 2001. 7
- 3) 武田智吉, 石川博之, 足立正信: 鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価, 電力土木, No.279, pp72-76, 1999.1
- 4) 本田国保, 足立正信, 石川博之, 長谷川俊昭: 水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, No.279, pp1261-1266, 1999.6
- 5) 石川博之, 武田智吉, 金津努, 遠藤達巳: 鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの限界変形性能に関する研究 -その1- 静的載荷実験とその数値シミュレーション, 第56回土木学会年次学術講演会講演概要集, V-357, pp714-715, 2001.10
- 6) 松尾豊史・金津努・大友敬三・松本恭明: RC ボックスカルバートの大型せん断土槽実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文報告集, vol.22, 2000
- 7) 宮川義範, 松尾豊史, 末広俊夫, 松本恭明: ボックスカルバートの水平載荷試験とその解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp241-246, 2000.7
- 8) 原子力土木委員会・限界状態設計部会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル, 土木学会, 1992.