

論文 既存鉄筋コンクリート建物直接基礎の衝突水平載荷実験

壁谷澤 寿一^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・金 裕錫^{*3}・細川 洋治^{*4}

要旨：本研究では直接基礎建物の地盤ばね剛性を検証するため、既存 3 層鉄筋コンクリート校舎を対象とした直接基礎の水平載荷実験を行った。実験では基礎を含む校舎の一部を切り離し、鋼製錘を円弧子上に落下させて衝突させる動的載荷と基礎梁の間隙に配置した油圧ジャッキで基礎を押し切開く静的載荷の 2 種類で行った。実験結果について静的および動的的作用外力に対する非線形性状を比較した。また、地盤調査結果および地盤建物相互作用モデルに基づいて地盤ばねの弾性理論剛性および等価粘性減衰を算定し、実験結果における等価粘性減衰が計算値を上回る結果が得られた。

キーワード：新潟県中越地震、既存鉄筋コンクリート校舎、直接基礎、基礎すべり応答、衝突載荷実験

1. はじめに

近年の地震被害調査では、低層鉄筋コンクリート構造物の近傍表層地盤で観測された加速度を入力とした地震応答解析における最大応答変形と比較すると、軽微な損傷に留まっている例が多い。この原因として主に下記 3 つの理由が考えられる。(1)非構造壁などの影響によって構造物耐力が計算値より大きい、(2)最大応答変形時のひび割れ幅は、(3)表層地盤と構造物に入力される加速度が異なる(建物－地盤相互作用)。

(3)の現象は表層地盤と建物内観測加速度の比較によって、入力および慣性の相互作用を含んだ形で検証可能であるが、これらの影響を独立して評価することはできない。直接基礎を有する低層鉄筋コンクリート建物では基礎面積に対する層せん断力係数が大きく、極大地震時には上部構造から伝達される慣性力によって基礎近傍の軟弱地盤が非線形変形し、応答加速度が低減しうる(慣性の相互作用)。ただし、非線形効果を含む基礎地盤の特性は定量的に把握されおらず、限界耐力計算等における直接基礎に接続する地盤ばねは一般的に弾性としてモデル化されている。

そこで、筆者らは、鉄筋コンクリート構造物が被災するレベルの応答せん断力が基礎に作用する時の地盤の非線形変形性状を検証することを目的として、2004 年新潟県中越地震後に余震観測を行い、建物近傍地盤と基礎位置で異なるレベルの加速度記録が観測された既存鉄筋コンクリート造学校校舎の直接基礎に対して、水平載荷実験を計画実施した。実験は、2010 年 3 月に完成した新築校舎への移転にともない、既存旧校舎の解体工事期間前半である 2010 年 4 月の短期間のうちに実施された。試験体は校舎全体から階段室を含む一部の区画を基礎

から最上層まで切り出した構造体とし、地盤剛性のひずみ速度依存性および非線形性を明らかにするために、油圧ジャッキによる静的水平載荷実験とともに鋼製錘による衝突載荷実験を行った。

2. 既往の研究

建築研究所では同小学校校舎の実効入力を評価するため、校舎周辺数地点における表層ボーリング地盤調査および微動測定を行っている²⁾。本調査地点 No.2 は本研究において水平載荷実験を行った基礎のごく近傍であった。表-1 に示すように調査点は深度 0.8(m)までは盛土と粘土、基礎底面深さである深度 1.30(m)まではシルトであり、いずれも N 値は 1 と非常に軟弱である。深度 1.40(m)以下は細砂または砂礫であり、N 値は+90 と非常に堅固である。これらの調査結果から対象基礎周辺地盤は表層と工学的基盤に分けられる顕著な 2 層地盤となっていることが推定される。

表-1 基礎近傍地盤調査結果

深度(m)	土質名	区分	N 値
0.50	盛土	表層	1
0.80	粘土	表層	1
1.30	シルト	沖積世	1
1.75	細砂	沖積世	90+
2.35	砂礫	洪積世	90+

また、表層地盤の微動観測における H/V スペクトル(図-1)から同定される地盤の固有周期は 0.12(s)であった。これは K-net 観測点の地盤固有周期(0.28s)と比較すると小さかった。

*1 建築研究所 構造研究グループ 研究員 工博 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 工博 (正会員)

*3 東京大学 地震研究所 助教 工博 (正会員)

*4 東京大学 地震研究所 特別研究員 工博 (正会員)

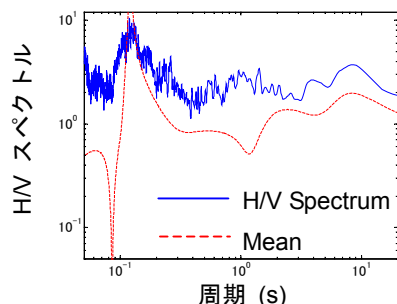


図-1 基礎近傍地盤 H/V スペクトル

3. 対象校舎

図-2 に校舎全体の平面図を示す。また、実験対象部分の拡大平面図および立面図をそれぞれ図-3 および図-4 に示す。本校舎は 1970 年から 1974 年にかけて第 4 期にわたって建設されたコ型一体構造の鉄筋コンクリート造 3 階建て建物である。梁間、桁行方法ともに片廊下形式の耐震壁付ラーメン構造である。基礎形式は直接基礎である。基礎載荷実験は南棟と東棟が交差する階段室と教室に挟まれた連層耐震壁を含む 1×1 スパンの区画で行った。教室側は 3 階、階段室を含む区画はペントハウスを含む 4 階建てとなっている。実験対象区画は既存校舎からウォールソーを用いて、交差する各階床スラブ、梁(基礎梁を含む)、腰壁部分を全て切断し、実験対象区画以外から切り離すように計画した。基礎底面以外の側面では摩擦力は発生しないように全ネジを間隙に配置した。

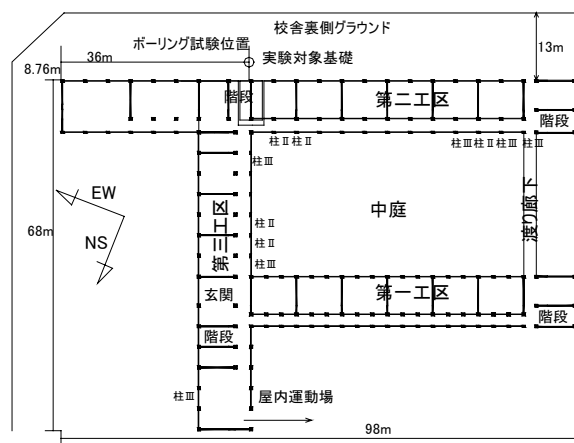


図-2 校舎全体の平面図

対象基礎の東側側面では壁下基礎と近接していたため、摩擦によって水平荷重が既存建物には伝達しないように側面全長にかけてコアカッターにより基礎コンクリートを地盤深さまで取り除いている(図-3および図-4 参照)。北側側面では校舎基礎と実験対象区画基礎間は接しておらず、周辺地盤面が確認できる深さまで周辺地盤を掘削している。西側側面は教室が床束により支持さ

れていたため、基礎底面深さまでの掘削はしておらず、周辺地盤から側面摩擦の影響を受けている。南側側面では基礎側面全ての地盤を取り除いている。実験対象区画の桁行方向スパン長さは 4.25(m)、梁間方向スパン長さは 7.25(m)である。各階の階高は 1F 4.25(m), 2F 3.6 (m), 3F 3.7(m), PF 2.7(m)である。(1 階床は階段室南側部分でのみ 0.45(m)下がっている)。

実験対象区画の基礎については幅 4200 (mm)、せい 9200 (mm)と非常に水平面積の大きな直接基礎となっている。基礎底面は一階床面より-1.85(m)、設計 G.L.より-1.30 (m)に位置している。コンクリート単位体積質量は 2.3(ton/m³)とし、構造図面に基いて重量計算を行った。基礎を含めた試験体総重量は 2215(kN)であった (仕上げ重量を除く)。

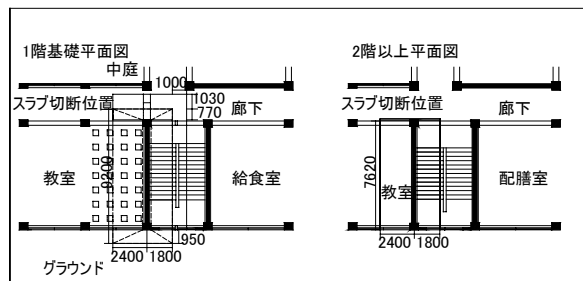


図-3 実験対象部分の拡大平面図

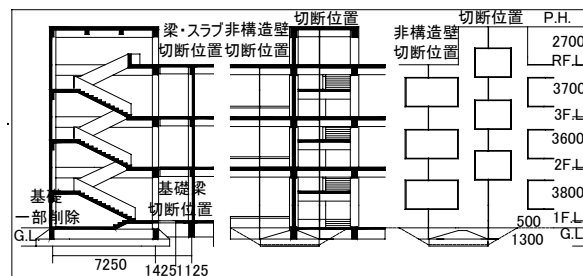


図-4 小千谷小学校 立面および断面図

4. 載荷実験方法

4.1 衝突載荷実験

衝突載荷実験は最大 10 (m)程度の高さから鋼製錘を振り子上に落下させることで梁間方向の直接基礎側面に衝突させた。基礎載荷高さは 1 階床より-0.75(m)に位置とした。載荷実験方法を図-5 に、載荷用鋼製錘および載荷発射装置を図-6 に示す。

錘を支持する鉄骨フレームは衝突時の反力が試験体に作用しないように、実験対象区画から切り離された校舎屋上床、梁側面、袖壁位置で支持されている。フレームの上弦材および脚部を溶接したプレートは通しボルトによる PC 圧着工法により躯体に固定している。

鋼製錘は鉄骨フレームからシャックル、ワイヤー、クレービスを介して 4 点吊りしており、錘吊り上げ時には錘

側面から荷役発射装置を介して 500(kN)トラッククレーンを用いて吊り上げた。錘は 1(m)×1(m)×0.04(m)の錘板を 50 枚重ねて作製し、総質量は 17(ton)である。

荷役発射装置は鋼製錘とともにクレーンフックで吊り上げ、発射装置内の小型油圧ジャッキを瞬間的に解放することにより、意図した瞬間に錘を切り離して落下させることを可能にしている。錘吊り上げ時には、引出し型の発射装置内部に設置した 300 (kN) 油圧ジャッキによって錘側面の楔を押さえつけ、錘と発射装置が連結されている。

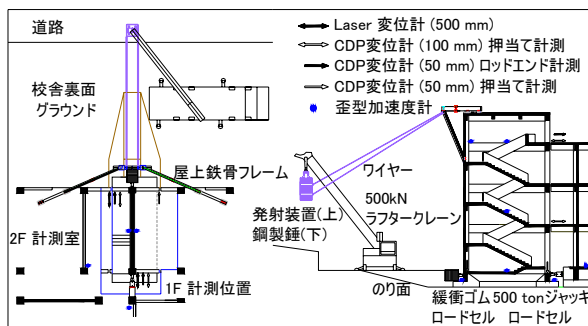


図-5 荷役実験方法

本実験ではコンクリート基礎に鋼製錘を衝突させるため、衝突力は地震時に基礎に作用する慣性力に比べて非常に周期が短くなる。そこで、衝突作用力を地盤—建物連成系の固有振動数に対応させるため、衝撃力を緩衝させる天然ゴム(1(m)×1(m)×0.1(m)、数枚)を導入した。最大落下高さ(10(m)程度)および錘重量から衝突エネルギーを計算し、ゴムの最大変形時までの作用時間が建物周期(5(Hz))の 1/4 程度に対応するようにゴムの硬度(65)および総厚さ(1.2m)を決定した。各ゴム板は柱面からワイヤーおよびタッピングビスによりを吊り上げて、ゴム衝突変形時に摩擦抵抗が発生しないように計画した。また、ゴム—基礎間に発生する衝突力を直接計測するため、5(MN)ロードセルを挿入した。



図-6 荷役用鋼製錘および発射装置

4.2 静的荷役実験

静的水平荷役実験では実験対象区画の錘衝突位置の裏側(北側)から切り離した校舎基礎を反力として梁間方

向に片側単調荷役を行った(図-7)。各衝突荷役実験後毎に衝突実験における最大衝突力を超過しない範囲で実施した。

実験対象区画の北側基礎梁をスパン中央で 1.2(m)切出し、5(MN)の油圧ジャッキおよびロードセルを挿入してその間隙部から梁端間の相対変形を拡大させて構造物基礎に静的外力を作用させた。荷役高さは錘衝突高さ(1階床より-0.75(m))と一致させている。



図-7 静的荷役装置

4.3 加振計画および計測計画

基礎衝突および静的荷役実験の加振計画を表-2 に示す。本実験は 4 月 3 日から 21 日までに荷役実験の準備作業を行い、4 月 22 日から 25 日の期間に基礎荷役実験を行った。また、各衝突加振における緩衝ゴム最大変形時の様子を図-8 に示す。

表-2 基礎衝突および静的荷役実験の加振計画

実施日	実験	荷役条件
2010/04/22	衝突 (1 回目)	12 枚/1.5(m)
2010/04/22	静的 (1 回目)	
2010/04/22	衝突 (2 回目)	12 枚/6.0(m) 着座
2010/04/24	衝突 (3 回目)	12 枚/7.5(m)
2010/04/24	静的 (2 回目)	
2010/04/24	衝突 (4 回目)	08 枚/7.5(m)
2010/04/25	静的 (3 回目)	300mm まで押切り

4 月 22 日の衝突実験(1 回目)は緩衝ゴム板を支持している H 型鋼とほぼ同じ高さ(1.5(m)程度)から鋼製錘を落下させた。その後、基礎北側から静的荷役実験を(1 回目)を行った。除荷後に推定高さ 6(m)程度から錘を落下させたが、建物からの水平距離が想定より短く、回転慣性力が付加したために支持ワイヤー(φ30)が破断した。錘は瞬間的に地面に着座した後、基礎のほぼ中央に衝突した。

そこで、ワイヤー径を 40mm とした後、4 月 24 日に再度衝突荷役実験(3 回目)を行い、推定高さ 7.5(m)程度から錘を落下させた。その後、北側から再び静的荷役実験(2 回目)を行った。除荷後に作用外力の周期を短くするため緩衝ゴム枚数を 8 枚に減らして、前回と同様に推定高さ 7.5(m)程度から再度衝突荷役実験(4 回目)を行った。4 月 25 日に基礎底面すべりメカニズムにおける静摩擦係数

を検証するために、基礎北側から静的載荷実験(3 回目)を行い、約 300(mm)程度の水平変形を与えた。

対象区画の外力・応答加速度・応答変位はロードセル、歪型加速度計、歪式またはレーザー変位計を用いて合計 24CH の測定を行った。計測箇所は 1 階基礎の応答を中心として計画した。計測データは動ひずみ測定用データロガーを用いて 250(Hz)毎に読み込みを行った。データは初期値を 0 とし、実験結果には残留変位値の引継ぎやバンドパスフィルターなどは反映させていない。

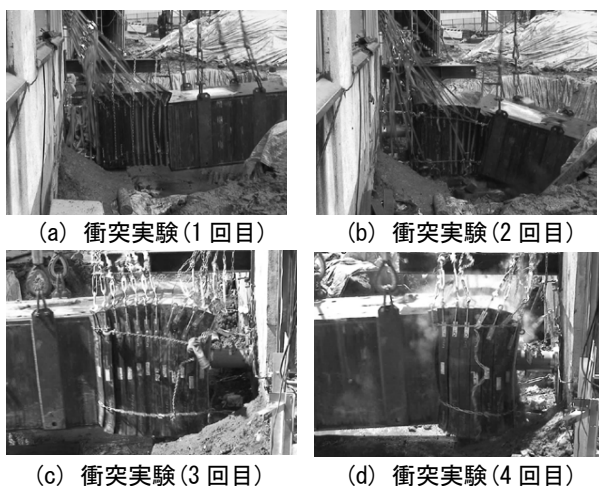


図-8 衝突実験におけるゴム最大変形時の様子

5. 実験結果

5.1 基礎水平力-水平変形関係

各加力実験における基礎最大応答変形、荷重およびせん断力係数を表-3 に示す。

なお、ここでは基礎変位は基礎軸変形の影響が少ない南構面の押当て計測による載荷方向の計測変位とした。また、荷重値は地盤の負担せん断力とするため、最上階および 1 階床で計測された応答加速度を用いて各階床位置の応答加速度を線形補間して算定し、計測荷重から基礎および上部構造の慣性力を除いている。

表-3 各加力実験における基礎最大応答値

衝突載荷実験 最大計測値				静的載荷実験 最大計測値			
加振	変形(mm)	荷重(kN)	せん断力係数	加振	変形(mm)	荷重(kN)	せん断力係数
No.1	0.69	1794	0.81	No.1	0.56	1132	0.51
No.2	1.28	2045	0.92	No.2	2.86	3430	1.55
No.3	1.79	3299	1.49	No.3	300	4645	2.10
No.4	5.78	4931	2.23	耐力低下後		3180	1.44

衝突載荷実験(1 回目)では最大変形 0.69(mm)、最大荷重 1794(kN)であった。基礎を含めた重量で除したせん断力係数は 0.81 であった。一方、静的載荷実験(1 回目)では、最大変形 0.56(mm)、最大荷重は 1132(kN)であった。

その後の衝突実験(3 回目, 4 回目)では基礎せん断力係数が 1.49, 2.23 を記録し、地震時に上部構造から伝達されることが想定される慣性力よりも大きな値を示した。

基礎載荷実験における水平力と水平変形の関係を図-9 に示す。これらの復元力特性においては荷重-変形関係に非線形性が見られたものの、基礎の水平変形は 1.79(mm), 5.78(mm)と上部構造の応答変形レベルと比較すると非常に小さかった。衝突実験終了後に行った基礎の静的押し切り載荷実験では 10(mm)程度変形した時点で最大基礎せん断力係数 2.10 を記録し、後に緩やかに耐力が低下した。除荷後に再載荷した水平耐力(基礎底面静摩擦係数)は 1.44 であった。

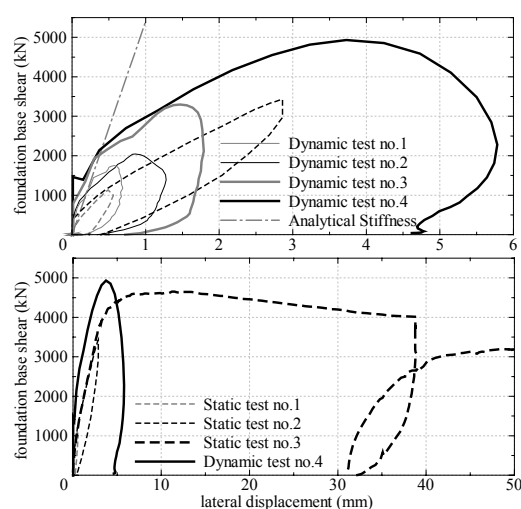


図-9 基礎載荷実験における荷重-変形関係

5.2 剛性および作用力周期

衝突載荷実験および静的載荷実験における原点と最大荷重点の割線剛性および作用力周期を表-4 に示す。なお、実験結果における作用力周期は最大荷重計測までの時間を 1/4 サイクル応答時間として算定した。

表-4 衝突実験における剛性および作用力周期

衝突載荷実験	割線剛性 (kN/mm)	初期剛性(kN/mm) (0.15 mm 変形時)	作用力周期 (s)
No.1	3147	5260	0.256
No.2	2378	6250	0.256
No.3	2244	7650	0.208
No.4	1321	9480	0.160
静的載荷実験	割線剛性 (kN/mm)	初期剛性(kN/mm) (0.15 mm 変形時)	
No.1	2311	3399	
No.2	1199	3565	
No.3	726	3489	

衝突載荷実験における最大荷重点に対する割線剛性は作用外力の大きさに応じて徐々に低下しているが、最も非線形性状を示した載荷実験(4 回目)における割線剛性であっても静的漸増載荷実験時の初期剛性よりも高

い値を示している。これは静的作用力に対する地盤クリープ変形が含まれるためであると考えられる。

衝突実験(4回目)では緩衝ゴムの枚数を減らしたため、周期が短くなったが、作用外力の周期は既往の研究において微動観測から得られている校舎固有周期(5~6(Hz))¹⁾と概ね良好な対応関係を示している。

6. 地盤剛性および減衰の評価

実験結果における直接基礎の動的水平加振結果に基づいて地盤ばねの剛性低下率 G/G_0 、等価粘性減衰 h_{eq} を算定した。本検討では標準貫入試験結果(N 値 90)から式(1)に示す今井らの回帰式を用いてせん断波速度を仮定し、($V_s=410(m/s)$, 砂礫層), 式(2)を用いて剛基礎仮定における地盤ばねの弾性剛性を算定した⁵⁾。

$$Vs = 136 N^{0.246} (m/s), G_0 = \rho Vs^2 (kN/m^2) \quad (1)$$

$$K_0 = 8GR / (2 - \nu) (kN/m) = 5400 (kN/m) \quad (2)$$

$$G/G_0 = 1/(1+12.4\gamma^{0.75}), h_{eq} = 18.9\gamma^{0.30} \quad (3)$$

ここで、 γ :せん断ひずみ (%), ρ :単位体積重量(kN/m^3), R:基礎面積等価円半径 (m), ν :ポアソン比

表-5 実験と標準モデルにおける等価粘性減衰の比較

加振	G/G ₀	実験	砂礫モデル	
		heq	γ	heq
No.1	0.5813	0.192	2.25E-04	0.061
No.2	0.4170	0.193	5.45E-04	0.079
No.3	0.4241	0.224	5.24E-04	0.078
No.4	0.2520	0.240	1.49E-03	0.107

上記から算定される理論弾性剛性($K_0=5400(kN/m)$)を図-9に重ねて示す。表-4に示した衝突実験結果(1回目)の初期弾性剛性($K_0=5260(kN/m)$)は理論剛性値と良好な対応関係を示し、水平変形 0.34(mm), 理論弾性剛性で換算すると作用力が 1800(kN)を超過した程度から明確な非線形応答性状を示している。また、衝突実験結果では1回目の載荷では0.6倍、4回目の載荷では0.25倍程度にまで割線剛性が低下している。

実験対象区画は基礎深さ位置における近傍地盤の標準貫入試験結果は段丘堆積層の砂礫であり、地盤周期も非常に短い。一般に建物地盤連成系の固有周期よりも地盤周期が短い場合、逸散減衰がなく地盤ばねの履歴減衰は構成する基礎下地盤の粘性減衰に相当する⁶⁾。そこで、標準的な砂礫地盤モデルの $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 曲線(今津・福武モデル⁷⁾, 式(3)参照)に基づいて、割線剛性の剛性低下率 G/G_0 に対応するせん断ひずみ γ および粘性減衰定数 h_{eq} を算定し、実験結果と等価粘性減衰の比較を行った。実験における復元力特性から得られた等価粘性減衰

は剛性低下率および標準的な砂礫モデルから推定された等価減衰定数よりも明らかに大きいものであった。各衝突載荷実験において両者を比較すると、概ね 13%程度実験結果の減衰定数が過大であった。これは直接基礎の側面や底面(割栗石)などが摩擦して減衰効果をもたらすなどとした、直接基礎周辺の実際の特性を反映した結果であると考えられる。

7. 小千谷小学校の地震応答解析

筆者らは既往の研究において新潟県中越地震時の同学校校舎の応答性状を把握するために、構造図面に基づき解析プログラムを用いて3次元骨組モデルを作成している⁸⁾。本節では十分に地盤ばねの剛性が低下した状態を仮定した解析として、モデル基礎下に衝突実験結果における割線剛性および等価減衰を有する地盤ばねを導入し、既往の地盤ばね(理論剛性)を有するモデルと比較して構造物の応答がどの程度変化するか検討を行った。

7.1 骨組解析モデル

本解析では柱梁部材は材端ばねでモデル化し、耐震壁はTVLEでモデル化した。上部構造重量は単位床面積重量を 12(kN/m^2)として算定した。基礎は全ての柱下でフーチング面積が明らかになっている第一工区の建築面積に対する基礎重量の比率を算定し、建築面積から基礎重量を推定している。コンクリート強度は 20 (MPa), 鉄筋(丸鋼)強度は 300(MPa)と仮定している。コンクリート弾性剛性は $2.155 \times 10^7 (kN/m^2)$ とした。

時刻歴応答解析における曲げばねの履歴モデルは Takeda model ($\alpha=0.4$, $\beta=1.0$), 柱および耐震壁の軸ばね履歴モデルは Axial-stiffness model ($\alpha=0.5$, $\beta=1.0$) とした。せん断ばねは耐震壁ではひび割れ剛性低下 ($\alpha_y=0.2$)のみ考慮し、柱梁では弾性としている。

柱梁の曲げ強度および耐震壁の曲げ強度、耐震壁のせん断ひび割れ強度は日本建築学会 鉄筋コンクリート構造計算規準⁹⁾に準じて算定している。柱梁曲げばねの剛性低下率は菅野式を用いて計算し、耐震壁では 0.3 とした。各部材の曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性の 1% とした。柱梁に付帯する腰壁や有効スラブ幅の剛性や強度に対する寄与を考慮している。また、粘性減衰は瞬間剛性比例型 3% とした。

表-6に上部構造解析モデルの諸元を示す。静的漸増載荷解析結果に基づいて、降伏層せん断力係数および層間変形角は等価一自由度系の復元力特性をトリリニアに近似させて算定している。降伏層せん断力係数は東西方向、南北方向ともに 1.1 程度であり、耐震一次診断における強度指標 C_T をやや上回る程度となっている。また、弾性振動数は余震観測結果から同定された固有振動数(5~6(Hz))よりも若干高い値を示している。

表-6 骨組解析モデルの諸元

解析モデル	東西(X)方向	南北(Y)方向
固有振動数	7.04 Hz	7.25 Hz
降伏層せん断力係数	1.10	1.12
降伏層間変形角	0.0040 rad	0.0038 rad
余震観測同定結果	5.00 Hz	5.90 Hz
耐震診断 強度指標	0.83	0.77

7.2 地震応答解析

入力地震動は旧 K-net 小千谷において観測された 2004 年新潟県中越地震 本震加速度記録とした。表-7 に各地盤ばねを導入した骨組モデルの地震応答解析について、建物 1 層の最大応答変形角(rad)、応答せん断力係数を示した。理論弾性剛性を用いたモデルでは層間変形角が南北方向で 1/40(rad)、東西方向で 1/130(rad)を超えており、明らかに地震被害調査結果(小破、層間変形角 1/200(rad)以下)とは整合していない。

一方、衝突実験の割線剛性に基づいて地盤ばねを設定したモデルでは東西方向の最大層間変形角は 1/250(rad) (1 回目)、1/300(rad)(3 回目)、1/430(rad)(4 回目)と非常に小さい値を示し、被害調査結果とも整合する。しかしながら、南北方向の最大層間変形角は衝突実験(4 回目)に基づいた場合でも 1/70(rad)程度であった。

地震時に建物被害が小さく留まった大きな理由としては構造物の実耐力が高いこと、建物実効入力が高かったことが考えられるが、後者については、建物慣性力による基礎近傍地盤の非線形変形だけではなく、構造物基礎位置での入力加速度自体が K-net 観測加速度記録よりも小さかったと推定される。

表-7 骨組解析における建物 1 層の最大応答

地盤ばねモデル	層間変形角 (rad)		層せん断力係数	
	東西	南北	東西	南北
理論弾性剛性	0.0079	0.0280	1.004	2.054
衝突実験(1 回目)	0.0041	0.0199	0.845	1.761
衝突実験(3 回目)	0.0034	0.0179	0.822	1.680
衝突実験(4 回目)	0.0023	0.0147	0.760	1.550

8. まとめ

本稿では小千谷小学校旧校舎の基礎衝突および静的載荷実験を行い、既存鉄筋コンクリート基礎における動的・静的な外力に対する非線形性状を実験的に明らかにした。実験結果における基礎地盤ばねの非線形応答性状に関して以下の結論が得られた。

- (1) 衝突載荷実験における地盤ばね剛性は非常に大きく、非線形変形性状を含む割線剛性であっても静的漸増載荷実験時の初期剛性よりも明らかに高い剛性が計測された。これは地盤調査結果において対象基礎直下の地盤が非常に堅固な砂礫層であることと整合していた。
- (2) 衝突実験における微小変形時の弾性初期剛性と砂礫

層とした理論基礎地盤剛性は概ね近い値を示した。また、静的実験における地盤剛性はこれらの剛性値よりも小さく、これは載荷クリープの影響であると考えられる。

(3) 原点と最大荷重点を基準とした割線剛性に対応する等価粘性減衰を標準的な砂礫モデルの $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 曲線と比較した。実験結果から推定される等価粘性減衰は砂礫モデルによる減衰定数をかなり上回るものであった。これは直接基礎の実際の減衰性状を反映した結果であると考えられる。

- (4) 小千谷小学校の骨組解析モデルに地盤ばねを導入し、新潟県中越地震に対する応答解析を行った。既往の理論弾性剛性と比較して、地盤ばねの非線形性状を考慮したモデルでは上部構造の最大応答変形角が低減することが確認された。

謝辞

本研究の一部は科学研究費補助金若手研究(B)「基礎地盤系の非線形周波数応答依存性に関する実験的研究」(代表者壁谷澤寿一、課題番号 21760428)および科学研究費補助金基盤研究(B)「袖壁付き柱を有する鉄筋コンクリート建物の耐震性能評価法に関する研究」(課題番号 19360246、代表者壁谷澤寿海)、群馬県建築構造技術センターの研究助成費により実施された。小千谷市教育委員会には短期間の校舎解体工事に並行して実験を実施することを快く許可していただいた。実験作業にあたっては、(株)アシス、丸山建設、東京大学地震研究所壁谷澤研究室の大学院生の協力を得た。また、本研究で用いた小千谷小学校 周辺地盤調査におけるボーリングデータは建築研究所大川出氏より提供していただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 壁谷澤寿一ほか：新潟県中越地震における余震観測と被害調査による入力逸散効果の検証、構造工学論文集, Vol. 52B, pp305-312, 2006.3
- 2) 大川出他：小千谷小学校 周辺地盤調査、建築研究所年報, Vol.42, 2006
- 3) 壁谷澤寿海ほか：既存 RC 学校校舎直接基礎の水平載荷実験－実験計画－、第 13 回 日本地震工学シンポジウム, 2010.11
- 4) 壁谷澤寿一ほか：既存 RC 学校校舎直接基礎の水平載荷実験－実験結果－、第 13 回 日本地震工学シンポジウム, 2010.11
- 5) 日本建築学会：入門・建物と地盤の動的相互作用、1987
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課、国土交通省建築研究所、日本建築センター、建築振興協会監修：2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説、2001.3
- 7) 今津雅紀、福武毅芳：砂礫材料の動的変形特性、第 21 回土質工学研究発表会、1986 年, pp.509-512
- 8) 壁谷澤寿一、壁谷澤寿海：2004 年新潟県中越地震余震の小千谷小学校における実効入力評価、日本建築学会学術講演梗概集, pp.453-454, C-2, 2006.9
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1975