

論文 漂流物の堰止め荷重を受けるRC造建造物の挙動に関する研究

壁谷澤 寿一*1・壁谷澤 寿海*2・李 禹彤*3・久保 毅晃*4

要旨: 本研究では津波漂流物が開口部に堆積することで生じる堰止め荷重について、縮小模型による水理実験によって検証した。試験体は1×1 スパン, 4 階建ての鉄筋コンクリート造柱梁フレームとし、漂流物は2 階建て木造建物を想定した箱型模型とした。同程度の流勢を有する入射波に対して、試験体のみの場合、漂流物を試験体前面に縦置きした場合は残存し、横置きした場合は倒壊した。同一試験体に対して静的載荷実験を行い、水理実験と試験体倒壊時の強度を比較した。水理実験で計測された水平最大荷重から1 階柱の中間部以下に生じる波圧の影響を取り除いた荷重は静的載荷実験における試験体の最大強度と概ね一致した。

キーワード: 津波, 漂流物, 堰止め荷重, 水理倒壊実験

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では浸水深 10m を超える津波が東北地方沿岸地域で発生し、木造住宅のみならず、鉄骨造建物や鉄筋コンクリート造建物にも倒壊や転倒といった甚大な被害が確認された。国土交通省では津波現地被害調査の結果¹⁾に基づき、「津波避難ビル等の構造上の要件」²⁾をとりまとめ、津波避難ビルの具体的な構造計算の手順を示している。しかしながら、本設計法では水圧による水平力や浮力(揚力)に対して明確に規定されているが、(1)津波漂流物による荷重、(2)基礎洗堀に対する設計については、被害調査あるいはそれ以前の水理実験結果等からのみでは技術的知見が不足しており、設計用荷重としても定性的な規定に留まっている。

津波漂流物により建物に生じる荷重は主に(a)乗用車、船舶、周辺住宅等が津波漂流物として衝突することにより生じる衝撃的な荷重、(b)津波漂流物が建物前面等の開口部に堰止まり、堆積することで水圧を伝達する堰止め荷重の2種類に分けられる。これまで、漂流物の衝突荷重については様々な水理実験が海岸工学分野で実施されてきており、日本建築学会 建築物荷重指針・同解説(以下、荷重指針と呼ぶ)においても水理実験で検討された適用範囲ではあるものの、コンテナ・流木等を対象とした荷重算定式がいくつか提案されている³⁾。

2011 年東北太平洋沖地震における建物被害調査結果では、計測浸水深が高い場合であっても大きな開口部を有する木造住宅や鉄筋コンクリート造建物が比較的残留する傾向にあり、これにより「津波避難ビルの構造上の要件」²⁾では津波開口部に作用する波圧は無視して建物に作用する波力を算定できるとしている。しかしながら、漂流物が開口部を閉塞する現象は被害調査においても確認されており¹⁾、設計では想定していない津波荷重の増

加が懸念されている。

上記のように漂流物の堆積によって生ずる津波荷重の増加については解析等^{例えば 4)}から定性的な知見は得られているものの、実験によりその現象を確かめられた事例はほとんどない。そこで、本研究では鉄筋コンクリート造建造物を対象として漂流物を堆積させた水理実験を行い、漂流物が無い状態に比べてどの程度荷重の増加が生じるか検討した⁵⁾⁶⁾。

2. 試験体および漂流物

2.1 試験体

試験体立面および平面図を図—1 に示す。試験体は1/10 縮小スケール鉄筋コンクリート造1×1 スパン4 階建て建造物であり、開口による荷重低減効果が大きくなるように柱梁フレーム構造としている。桁行・張間スパンは650mm、階高は330mmである。

柱および梁は45mm 角、床版は厚さ25mm とし、各階で同断面としている。柱主筋および梁主筋は極細径鉄筋を使用し、4-D2.2 とし、同一形状・配筋の試験体3 体に対して実験を行った。柱梁のせん断補強筋は極細径の丸鋼($\phi 2$)とし、15mm 間隔で配筋している。スラブ筋はD4 鉄筋を20mm 間隔でシングル配筋としている。スラブ筋は直交梁に定着すると桁行梁の曲げ耐力に大きく寄与してしまうため、直交する梁とのフェイズ位置でカットオフとしている。柱主筋は下部で基礎スタブ内に110 mm の直線定着とし、2 階柱中間部では重ね継手としている。梁主筋は柱梁接合部内でU 字型折り曲げ定着としている。本研究では漂流物を縦に置いた場合に残存し、横に置いた場合に崩壊するように試験体形状を設定した。これは堰止め荷重を検討するとともに、堰止めを受けた建物の応答性状についても検討対象としているためである。

*1 首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 准教授 博士(工学) (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 火山科学系研究部門 教授 工博 (正会員)

*3 東京大学 地震研究所 火山科学系研究部門 修士(工学)

*4 首都大学東京 都市環境科学研究科

基礎スタブは平面 1100×1200 mm, 厚さ 150 mm とし, その下に通しボルトにより固定する防水型 3 方向ロードセル 4 基を設けて, 試験体の作用波力を直接計測している。各ロードセルは水路内既設ピットの底部鋼板にボルトで固定できるように設計した。基礎スタブが埋設部側面に衝突してせん断力を伝達しないように, ピット外構と試験体基礎外周の間には 30mm 程度の間隙を設け, 実験中は地下ピット内は常に浸水している状態としている。

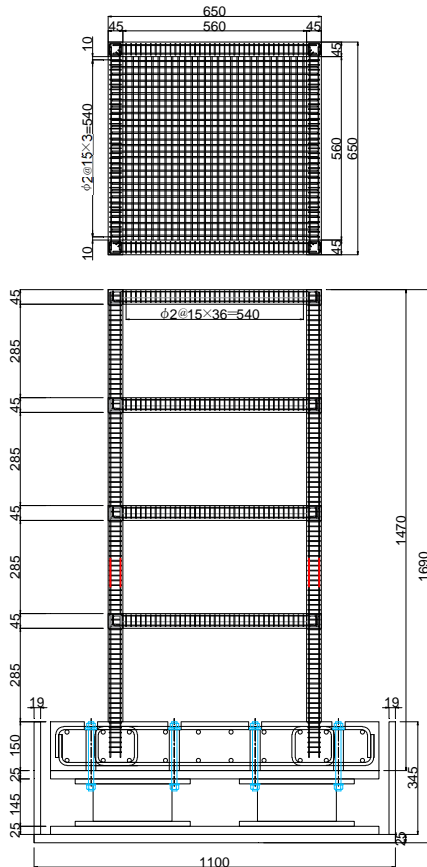


図-1 標準試験体 平面・立面配筋図 (単位 mm)

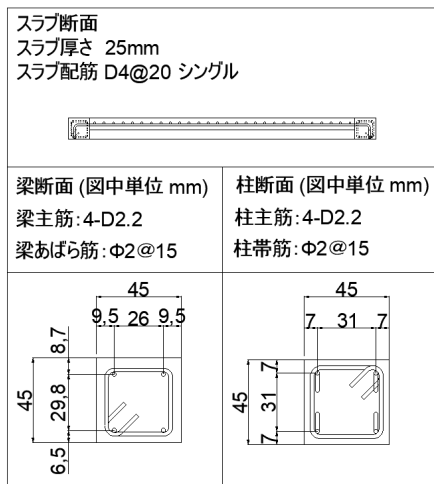


図-2 標準試験体 部材断面図 (単位 mm)

2.2 漂流物

漂流物は木造 2 階建て住宅を想定した厚さ 12mm のコンクリート型枠用合板で箱枠を作成した木製模型とした。ここで, 住宅は平面積 65m², 階高は 3.5m と仮定した。また, 単位面積当たりの重量は固定荷重のみでは 170 kg/m², 積載荷重を加えた場合として 330 kg/m² 程度を仮定した。模型外形は 900×720×700mm の直方体とし, 重量は模型内部に鋼板を重ねて, ボルト固定することで調整している。模型重量は 220kg と 113kg の 2 種類とした。

2.3 材料試験結果および計算強度

材料強度試験結果を表-1 に示す。コンクリートの粗骨材の最大寸法は 13mm とし, 圧縮強度は 42.4 N/mm² であった。主筋に用いた極細径の異形鉄筋(D2.2)の降伏応力度は 234 N/mm², 引張強度は 338 N/mm² であった。主筋の降伏応力度は一般的な鉄筋に比べてやや低く, 図-3 に示す通り降伏歪みの明瞭ではない応力歪み関係を示している。

一般に架構の水平耐力と崩壊機構は外力の等価高さによって変化し, 波力は地震力とは異なり水平力の作用高さは変動する。本研究では漂流物の堰止めにより試験体に伝達される水平荷重の分布および高さが接触面に依存し, 計測不能であるため, 外力を集中荷重として等価高さに作用させた場合の, 試験体の 1 層崩壊形および 1, 2 層部分崩壊形の崩壊荷重を仮想仕事法により算定し, 比較した。なお, 柱および梁端の曲げモーメントは略算式(1)および(2)により算定している。また, 柱軸力はコンクリート単位体積重量を 24 kN/m³ として算定した

表-1 材料強度

(a) コンクリート (単位 N/mm²)

	1F	2F	3F	4F
1 体目	38.0	42.6	42.7	45.4
2 体目	40.9	46.9	41.8	47.7
3 体目	42.4	47.6	44.4	51.2

(b) 鉄筋

鉄筋	降伏応力度 (N/mm ²)	最大応力度 (N/mm ²)	最大強度 (kN)
D2.2	234	338	1.29
φ2	621	723	2.27

※ただし, 鉄筋降伏応力度は 0.2% オフセット値とする

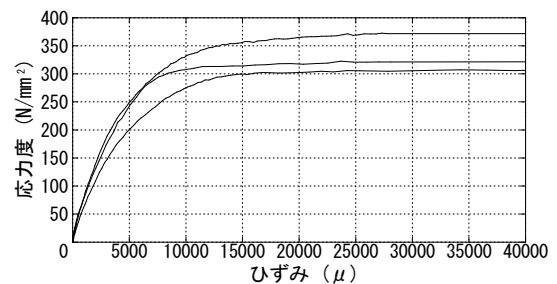


図-3 極細径鉄筋の応力ひずみ関係

$$M_b = 0.9a_t\sigma_y d \text{ (梁)} \quad (1)$$

$$M_c = 0.8a_t\sigma_y D + \frac{ND}{2} \left(1 - \frac{N}{Bdf_c}\right) \text{ (柱)} \quad (2)$$

ここで、 M_c : 柱曲げ終局強度、 M_b : 梁曲げ終局強度、 a_t : 引張鉄筋断面積、 σ_y : 降伏応力度、 D : 部材せい、 B : 部材幅、 d : 有効せい、 N : 軸力、 f_c : コンクリート強度とする。

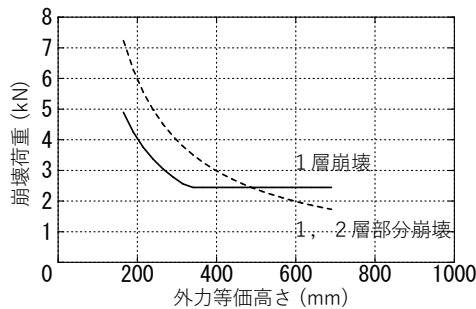


図-4 外力等価高さと崩壊荷重

外力等価高さと崩壊荷重の関係を図-4 に示す。1 層崩壊メカニズムでは 2 階スラブ位置より高い位置では水平変位が一樣であるため、外力仕事量が等しくなり、崩壊荷重は 2.45 kN で一定となる。一方で外力高さが 500 mm より大きくなると、2 層部分崩壊形における崩壊荷重が小さくなった。本実験における漂流物の高さは 700 mm であるため、試験体と漂流物の接触高さにより試験体の崩壊メカニズムが変わる可能性が示唆された。

3. 試験方法

水理実験は電力中央研究所 津波・氾濫水路を使用し実施した。水路断面図を図-5 に示す。本装置では水柱落下方式で生成された波を長さ 24m、幅 4m、高さ 2.5m の水路に流す造波形式あり、水路床は水平、流量は制御ゲートにより調節され、入射した水は段差下の貯水部で流出される。本検討では衝撃荷重ではなく、堰止め荷重に着目しているため、波の先端部ではなく准定常的な流れにおいて最大波力が生じるように流量の時刻歴を調整している。また、最大浸水時の流量を大きくするために 0.2 m 程度の初期水位を設けている。本実験では徐々に流速の大きな波を入射し、漂流物の重さや設置方法等をパラメータとして実験を行ったため、試験体 4 体に対して合計 24 回の水理実験を行っている。本稿では特筆すべき 6 つの実験ケースの結果についてのみ言及し、応答履歴や連続入力等による損傷への影響については考慮しない。検討した実験ケースの一覧を表-2 に示す。本研究では通過波検定試験を実施していないため、模型前面から 5.5m 手前で計測された水位および流速が試験体設置の影響を受けず入射波における水位および流速とみなし、これらの比エネルギー(式(3))が継続時間の短い入

射先端部を除いて最大となる時刻における浸水深および比エネルギーを記載した。

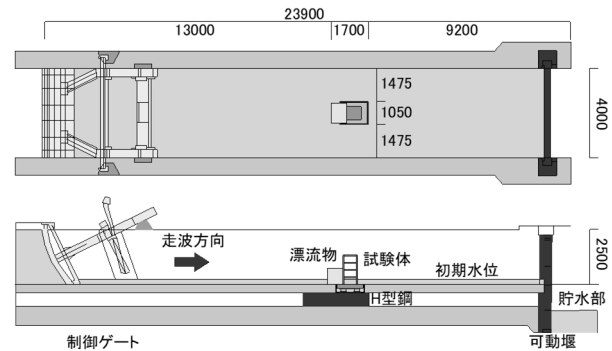


図-5 津波・氾濫水路 断面図

$$E = h_i + \frac{u^2}{2g} \quad (3)$$

ここで、 E : 比エネルギー、 h_i : 入射波浸水深、 u : 流速、 g : 重力加速度とする。

表-2 実験ケース一覧

実験	試験体	浸水深	比エネルギー	初期水位	漂流物
Case1	1 体目	0.708 m	1.006 m	0.244 m	なし
Case2	2 体目	0.758 m	0.862 m	0.231 m	重量/横置き
Case3	2 体目	0.623 m	1.043 m	0.233 m	重量/横置き
Case4	3 体目	0.477 m	1.652 m	0.238 m	なし
Case5	3 体目	0.912 m	0.972 m	0.234 m	軽量/縦置き
Case6	3 体目	0.848 m	1.006 m	0.228 m	軽量/横置き

4. 計測方法

図-6 に水理実験時の水位・波圧・流速の計測位置を示す。以下、入射側の試験体構面の入射側面を構面 A、流出側面を構面 B、流出側の試験体構面の入射側面を構面 C、流出側面を構面 D と呼ぶ。

試験体背面にレーザー変位計を設置し、試験体頂部の水平変形を計測した。波力は前述の防水式ロードセルに加えて、全構面で柱基部、構面 A では柱中間部および梁中間部、構面 C では柱中間部で波圧を計測している。波圧計は水平床から高さ 10 mm の柱基部、高さ 142.5 mm、472.5 mm、807.5 mm、1132.5 mm の柱中間部、高さ 307.5 mm、637.5 mm、967.5 mm、1297.5 mm の梁中間部に取り付けている。

なお、漂流物を設置する実験ケースでは接触等により計器が損傷する可能性があるため、柱中間部および梁中間部の波圧計を取り外して実験を行った。水位は構面 A の試験体の側方 1m、構面 A の入射側 5.5m 前方で超音波式変位センサにより計測し、構面 A の入射側 1.0m 前方では床上水圧計により水位を計測している。1 階柱および 2 階梁の主筋には歪みゲージを設置した。

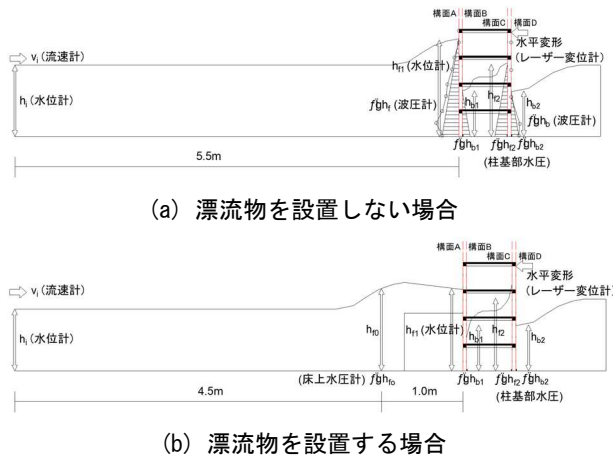


図-6 波圧・水位・流速の計測位置

5. 実験結果

5.1 漂流物なしの実験結果

漂流物を設置していない水理実験ではいずれの実験ケースでも試験体は残存した。各実験ケースにおける水位・波力・流速に関する最大計測値を表-3に示す。構面Dにおける水位は柱基部における波圧を与える圧力水頭として評価している。

表-3 計測最大値 (漂流物なし)

	Case1	Case4
最大水位 (構面 A)	0.92 m	1.25 m
最大水位 (構面 D)	0.80 m	0.97 m
波力最大時水位 (構面 A)	0.74 m	1.09 m
波力最大時水位 (構面 D)	0.55 m	0.68 m
最大波力	0.57 kN	1.32 kN
最大流速	2.36 m/s	4.81 m/s
柱脚最大歪み	60 μ	490 μ

いずれの実験ケースでも最大波力は最大水位の計測前に生じており、流速および水位が上昇している状態で計測された。構面Aでは最大波力計測時の水位は、最大水位の7~8割程度であった。鉄筋歪みは1階柱脚で最も大きかった。いずれも主筋の降伏には至っておらず、水理実験後に試験体を観察した結果、柱に残留ひび割れ等の損傷も確認されなかった。

最大波力計測時の波圧分布を図-7に示す。構面A・Cでは計測波圧、構面B・Dでは柱基部での波圧に基づく静水圧とした。波圧は試験体各構面の入射側側面、入射・流出側の差分の2種類の分布を示した。入射側側面の波圧は最大計測水位の静水圧分布に概ね対応し、開口による波圧の大きな変動は生じていない。構面A・Cの波圧はほぼ同程度であった。これは大きな開口を有する建物では立面上重なっている構面の柱面にも生じる波圧を無視することができないことを示唆している。入射側から流出側を差し引いた波圧分布は、流出側で波圧が生じていない高さ区間を除けば、概ね高さ方向に一樣な圧

力分布にみなすことができる。

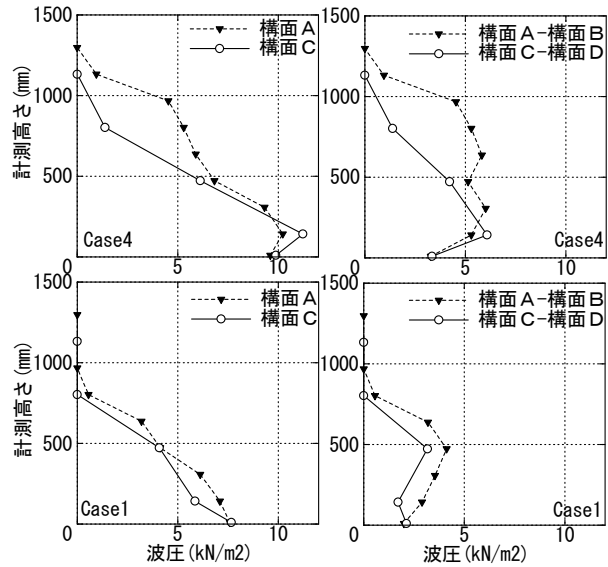


図-7 波圧分布

入射側 5.5m 前方で計測された水位および流速から得られる比エネルギーと構面A側方で計測された水位を図-8に比較して示す。Case1では比エネルギーと計測水位はほぼ一致しており、通過波の水位と流速からベルヌーイの定理に基づいて、構面Aでの圧力水頭を推定しうることを示している。Case4では先端部で瞬間的に大きな水位と比エネルギーが計測されているが、計測水位は比エネルギーよりも小さな値に留まっている。先端部以降は概ね比エネルギーと計測水位は対応しているが、20s付近から計測水位が比エネルギーよりも小さくなっていく部分が見られた。

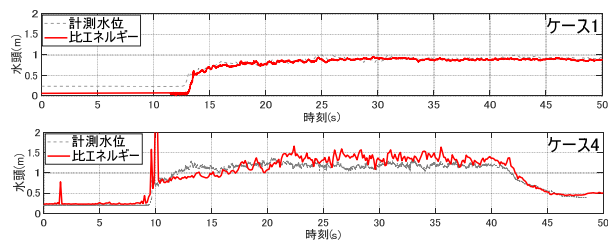


図-8 比エネルギーと計測水位の時刻歴波形

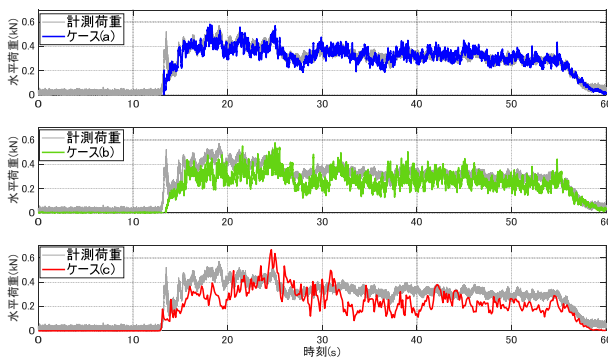
各実験ケースにおける計測水位・流速・波圧から推定される水平荷重と荷重計における計測荷重の時刻歴波形を図-9に比較して示す。水平荷重は静水圧式(式(4))および抗力式(式(5))に基づき、以下に示す3種類の方法で計算した。ケース(a)では構面A・Cの波力は計測波圧を高さ方向に積分して算定した。計測点間における波圧は線形補間して求めた。構面B・Dに作用する波力は柱基部における波圧を与える圧力水頭とした。ケース(b)では構面A・Cも構面B・Dと同様に柱基部における波圧を与える圧力水頭とした。ケース(c)では入射側 5.5m 前方

で計測された水位および流速から抗力式を用いて水平荷重を算定した。この時、波圧は水平床から計測水位までの試験体鉛直投影面積に作用すると考え、抗力係数は荷重指針に基づき 2.05 とした。

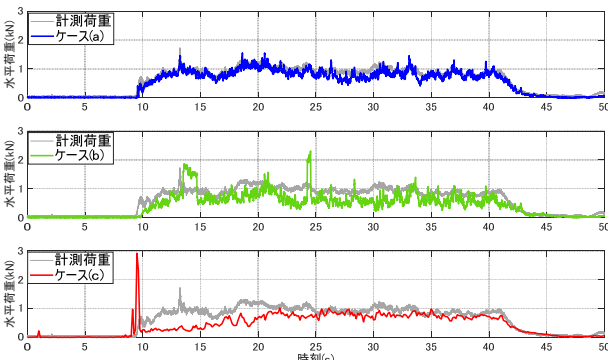
$$F_v = \int_0^{h_i} \frac{1}{2} C_d v_i^2 B(z) dz \quad (4)$$

$$F_h = \int_0^h \rho g (h - z) B(z) dz \quad (5)$$

ここで、 F_v : 抗力、 F_h : 静水圧、 h_i : 入射波浸水深、 C_d : 抗力係数、 v_i : 入射波流速、 $B(z)$: 高さ z における受圧面の幅、 h : 計測水位、 ρ : 水密度、 g : 重力加速度とする。



(a) Case1 実験結果



(b) Case4 実験結果

図-9 水平荷重の時刻歴波形 (漂流物なし)

ケース(a)ではいずれのケースにおいても先端部の衝撃波力を除いて概ね一致している。ケース(b)では特に先端部から荷重が増加する時間帯で実際の水平荷重をやや過小評価している。ケース(a)(b)間の差異は構面 A・C の波圧評価の違いによるもので、水位および流速が大きく増加している時間帯であることから、全動水圧による波圧分布の変動が影響していると考えられる。

ケース(c)では准定常的な流れが生じている時間帯では計測荷重と対応がよいが、全時間帯で概ね荷重を過小評価している。これは抗力式では構面 A・D に生じる波圧の寄与のみを考慮し、構面 B・C に生じる波圧を考慮していないため生じた誤差である。一方で推定荷重を単

純に 2 倍した値は計測荷重を明らかに過大評価する。試験体では 2 つの構面が隣接することで干渉し、各構面における前背面の水位差が、2 次元流れにおける角柱抗力係数 (2.05) で想定される圧力水頭差よりも小さかったことを示している。

5.2 漂流物を接触させた実験結果

漂流物を試験体近傍に設置した実験ケースでは入射波の流勢が大きく、漂流物を横向きに設置した Case3 および Case6 で試験体が倒壊に至った。試験体は Case3 では下 2 層の部分崩壊、Case6 では 1 層崩壊となった。本試験体では 1 層崩壊と下 2 層部分崩壊での終局耐力が近接しており、崩壊形の違いは堰止め力の伝達高さによって差異が生じたと考えられる。Case2 では先端部衝突から約 27s 後、Case5 では先端部衝突直後から漂流物の浮力・揚力が試験体・漂流物間の摩擦力を上回り、漂流物の浮き上がりが生じた。試験体が倒壊した Case3 および 6 では試験体頂部に大きな水平変形が生じるまで漂流物の浮き上がりが生じていなかった。

各実験ケースにおける水位・波力・流速に関する最大計測値を表-4 に示す。漂流物前面での水位は入射側 1.0m 前方で計測された床上水圧の圧力水頭とした。

漂流物上部の越流により構面 A の水位は漂流物前面の水位より低くなった。倒壊した Case3 および 6 における最大波力はいずれも 4kN 程度であった。最大波力は受圧面積の大きな漂流物前面と構面 B の水頭差が最も大きくなる時刻に生じている。Case5 では柱脚鉄筋が降伏に至り、Case2 についても大きな歪みが計測されている。

表-4 計測最大値 (漂流物あり)

	Case2	Case3	Case5	Case6
最大水位 (漂流物前面)	1.00 m	1.21 m	1.27 m	1.29 m
最大水位 (構面 A)	0.71 m	1.13 m	1.27 m	1.22 m
最大水位 (構面 B)	0.45 m	0.24 m	0.63 m	0.94 m
波力最大時水位 (漂流物前面)	0.93 m	1.11 m	1.18 m	1.20 m
波力最大時水位 (構面 A)	0.68 m	1.07 m	1.07 m	0.94 m
波力最大時水位 (構面 B)	0.38 m	0.23 m	0.34 m	0.74 m
最大波力	2.75 kN	4.10 kN	4.03 kN	4.18 kN
最大流速	2.17 m/s	2.75 m/s	3.24 m/s	2.55 m/s
柱脚最大歪み	1673 μ	(倒壊)	22831 μ	(倒壊)

各実験ケースにおける計測水位・流速・波圧から推定される荷重と計測荷重の時刻歴波形を図-10 に比較して示す。荷重は前節に示したケース(b)および(c)と同様に静水圧および抗力式に基づき算定した。ただし、構面 A・B における受圧面には漂流物の幅を考慮し、漂流物高さ以下の範囲では構面 A に作用する波圧は漂流物前面の波圧 (入射側 1.0m 前方で計測された床上水圧に基づく静水圧分布) としている。Case3 および Case6 では試験体

が倒壊したため、倒壊以前の範囲で時刻歴波形を比較する。各構面での静水圧を累加したケース(b)の荷重は試験体倒壊または漂流物浮き上がりが生じる以前の時間帯では計測荷重と整合性が高かった。一方、抗力式による荷重は特に高い水位が生じている状態で計測荷重との整合性が低くなっている。これは受圧面積の大きな漂流物前面において入射波が越流し、抗力式による波力評価が困難となったためであると考えられる。

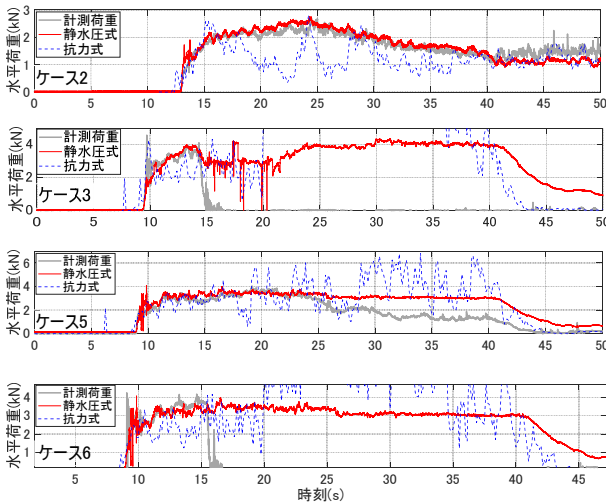


図-10 水平荷重の時刻歴波形（漂流物あり）

6. 静的漸増載荷実験との比較

静的外力と波力による応答性状を比較するため、試験体の静的漸増載荷実験を実施した。実験では同一形状・配筋の試験体に対して張間方向の正負交番繰返し載荷を行い、油圧ジャッキにより3階床高さに水平力を加えた。また、水理実験と同様にレーザー変位計および荷重計により荷重および変形を計測している。水理実験および静的漸増載荷実験における試験体の荷重変形関係を図-11に示す。静的載荷実験では試験体は下部2層の梁降伏崩壊形となり、最大荷重は2.7kN程度であった。

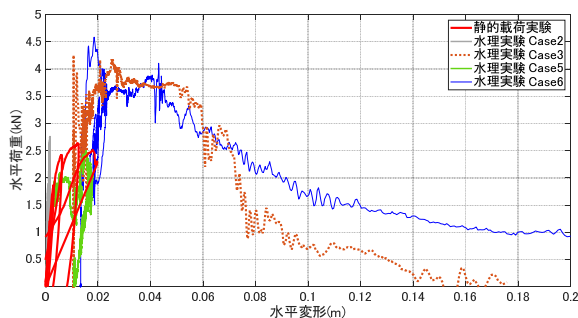


図-11 水理実験および静的載荷実験の荷重変形関係

水理実験では1階柱中間部より上部の波圧が崩壊形の形成に有効となる。これらの波圧の積分値が2.7kNとな

る場合の静水圧を与える圧力水頭は1mとなった。圧力水頭1mの静水圧について水平床まで波圧を積分して得られる波力は4kNであり、これは試験体が倒壊した実験ケースの計測最大波力と概ね整合している。

7. まとめ

本研究では漂流物の堰止め現象を模擬したRC造骨組の水理実験を実施し、実験結果から以下の結論を得た。

- 1) 比エネルギー1m程度の入射波に対して、試験体のみの水理実験では残存し、漂流物の堰止め荷重が生じた場合には倒壊に至った。漂流物の堰止めにより計測荷重は約7倍に増加した。
- 2) 各構面の入射側・流出側の圧力水頭により生じる静水圧を受圧面で積分し、累加することで水平荷重を精度高く推定することができた。
- 3) 試験体前方で計測された水位と流速を用いた抗力は計測荷重を過小評価していた。漂流物が無い場合には内部構面に作用する波圧、漂流物がある場合は漂流物上部の越流によって誤差が大きくなったと考えられる。
- 4) 水理実験において倒壊時荷重から1階柱中間部より下部の波圧を除いた荷重と静的漸増載荷実験における最大水平耐力は概ね一致した。

今後は各構面の荷重負担割合について流体解析を行い、実験と解析の整合性について検討する。

謝辞

本研究は日本学術振興会 科学研究費（学術研究助成金）（基盤(A)）「倒壊限界と地震動被災を考慮した津波による建物の崩壊メカニズムに関する研究」（課題番号00134479 研究代表者 壁谷澤寿海）により実施された。

参考文献

- 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所: 平成23年(2011年) 東北地方太平洋沖地震 調査研究報告, 国土技術政策総合研究所資料 No.674/建築研究資料 No.136, 2012.3
- 2) 平成23年国土交通省告示第1318号, 津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件, 2011.12
- 3) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 2015.2
- 4) 小尾博俊: 粒子法による津波漂流物の衝突力に関する数値解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.943-948, 2014.6
- 5) 李禹彤, 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一, 松山昌史, 木原直人: 連続波と漂流物による鉄筋コンクリート建物の津波崩壊実験(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.173-174, 日本建築学会, 2017.8
- 6) 李禹彤, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 連続波と漂流物による鉄筋コンクリート建物の津波崩壊実験(その2), 学術講演梗概集, AIJ, pp.509-510, 2018.8
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.3