

(公益法人) 土木学会関西支部 調査研究委員会

都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

—成果報告書—

平成 31 年 3 月

平成 29, 30 年度土木学会関西支部調査研究委員会

## まえがき

平成 27, 28 年度土木学会関西支部共同研究グループ「都市直下地震における耐震問題に関する研究」の 2 年間の活動成果を踏まえて、平成 29, 30 年度土木学会関西支部「都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会」を立ち上げ、2 年間の活動を続けて参りました。これらの一連の研究の動機は、1995 年の兵庫県南部地震での土木・建築構造物の未曾有の大被害にあります。

兵庫県南部地震では、地震直後には阪神間の多くの住民はもとより耐震構造の専門家も激しい衝撃的上下動を受けたことを認識していましたが、2, 3 ヶ月後に地震計の記録が発表されてからは専門家の認識は薄らぎ、上下動が構造物に与える影響は少ないと結論づけられ、その後に改正された耐震設計法には上下動の影響は全く反映されなくなりました。また、兵庫県南部地震以降にも新潟県中越地震や熊本地震など直下大地震が発生し、衝撃的上下動によると思われる損傷が土木・建築構造物に見られましたが、今日の耐震設計法においても上下動の影響は考慮されないままになっています。

“比較的震源の浅い直下地震においても上下地震動が構造物の損傷に与える影響は全く無いのだろうか？”地震時に構造物が受けた損傷・破壊が地震計の記録に基づいて説明できなければ、欠陥材料か施工不良が原因であるのではないかと、との見方が一般的になっているように思われます。確かに、今日、日本列島の津々浦々まで張り巡らされた地震計の記録に基づき、発生した地震特性が即時に発表されているのは周知のことです。しかしながら、地震計の記録は設置場所（固定点）での地盤変位の時間的変化（一般に“振動”と呼ばれている）を観測したものであり、一方、地盤の深部から上方に伝播する地震動は“波動”であり、地盤変位の時間的かつ空間的な変化を意味しており、連続体である地盤内の剛性の不連続面では反射や屈折などの影響を考慮する必要があります。

ところで、震源の浅い直下地震での地盤内を伝播する波動には縦波と横波に分けられますが、地表面近傍に位置する構造物への突き上げ力は縦波（疎密波）に起因するところが大きいものと思われま。疎密波は進行方向に圧力を伴う波動であり、海上を航行する船舶が地震時に受ける衝撃圧は海震現象として古くから知られています。したがって、震源から地盤内を上方に伝播して地表面近傍の構造物に与える地震力は横波の影響だけではなく縦波の影響も受けることは十分に考えられ、特に大規模な鉄筋コンクリート構造物は自重が大きく、構造物の基礎底面での鉛直方向の圧力は疎密波の反射率の影響も大きく受けるものと考えられます。

以上のような認識の下で、本調査研究委員会は主として兵庫県南部地震で大きな損傷・破壊が見られた高架橋鉄筋コンクリート柱に着目して、直下地震での基礎地盤からの衝撃的突き上げ力に対して柱部を守るための免震・緩衝工法を提案することを目的として活動して参りました。

土木学会関西支部 鉛直方向の免震構造 調査研究委員会 委員名簿

役 職	氏 名	所属（専門分野）
委員長	園田恵一郎	大阪市立大学 名誉教授（構造工学）
委 員	櫻井 春輔	神戸大学 名誉教授（岩盤工学）
〃	野中泰二郎	京都大学 名誉教授（建築工学）
	宮本 文穂	山口大学 名誉教授（コンクリート構造学）
〃	酒造 敏廣	神戸市立高専 特任教授（構造工学）
〃	鬼頭 宏明	大阪市立大学大学院 教授（都市系専攻）
〃	山下 典彦	大阪産業大学 教授（都市創造工学科）
〃	石丸 和宏	明石高専 教授（都市システム工学科）
〃	西本 安志	シバタ工業(株) 技術部 副部長
〃	中岡 健一	(株)大林組 地盤技術研究部 主任研究員
〃	岡村 哲也	(株)ピーピーエム 関西営業所 技術課長代理
〃	佐藤 知明	阪神高速技術(株)
〃	甲田 啓太	大阪産業大学 工学研究科（博士前期課程）
幹 事	前原 博	(一財)地球システム総合研究所 非常勤上席研究員 連絡先：h.maehara1@gaia.eonet.ne.jp

以上

## 目 次

1. 衝撃的鉛直地震動によるとみられる事例について	1
1.1 海震の情報から得られる知見	1
1.2 最近の主な地震での鉛直波動によるとみられる被災事例	3
1.3 衝撃的鉛直波動による構造物被害の特徴のまとめと課題	26
2. 突き上げ力による橋脚 RC 柱の損傷モードのモデル実験による検討	29
2.1 はじめに	29
2.2 衝撃力による RC 柱の損傷・破壊特性	29
3. 兵庫県南部地震および熊本地震での鉛直地震動の考察	41
3.1 直下地震での鉛直地震動の観測	41
3.2 多層地盤での鉛直地震波動の特性	45
4. 多層弾性地盤上の単柱式 (T 型) 橋脚への突き上げ力特性の検討	54
5. パルス状の突き上げ力から高架橋橋脚柱部を守るための方策	59
5.1 緩衝盤の配置	59
5.2 数値解析による緩衝効果の検討	63
6. 重錘落下高さを変えた場合の積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能	67
7. 同一エネルギーを与えた場合の衝撃力緩和性能	83
あとがき	95
付録 研究会の活動概要・議事録	

# 1. 衝撃的鉛直地震動によるとみられる事例について

## 1.1 海震の情報から得られる知見

### 1.1.1 海震の震度階級表と伝承的な情報

「海震で船舶が損壊する時の地震波は粗密波である事は常識である。」と船舶工学の専門家から指摘<sup>1-6)</sup>された。このフレーズを陸の地震関係者はここ半世紀程すっかり忘れており、構造物を破壊する衝撃的な鉛直地震動の波形は、まだ地震計で正確に観測できていない。それ故この問題の波の特性はほとんど解明されてないので、その特性を表す海震の事象について振り返ってみる。

表 1.1 はルドルフの海震の震度階表 (10 段階, 1898 年)で、表 1.2 はシーベルグの震度階表 (6 段階, 1923 年)である<sup>7)</sup>。それぞれ 120 年から 100 年程前に作成されており、当時の船が破壊される強震動の波を最大震度階としている。後者は前者をより簡潔にしてあり、表の説明の表現は古いままだが、両者共日本では使われている<sup>7)</sup>。

表 1.1 のルドルフの震度階表には階級 10 に該当するものが 222 回の内 7 回の記録があり、注目すべき事と文献<sup>8)</sup>に記されている。

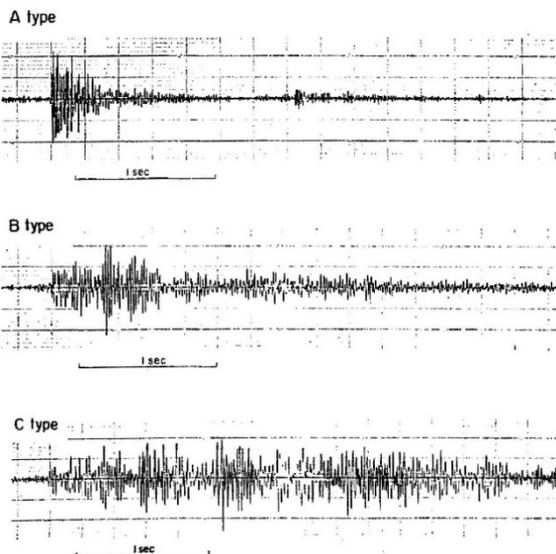
すなわち、建造物の船舶を地震の縦波が破壊する事は 100 年以上前から把握されていた事である。しかし現在までその波の正体は正確には観測できていない。

表 1.1 ルドルフの海震度階級表 (1898 年)<sup>7)</sup>

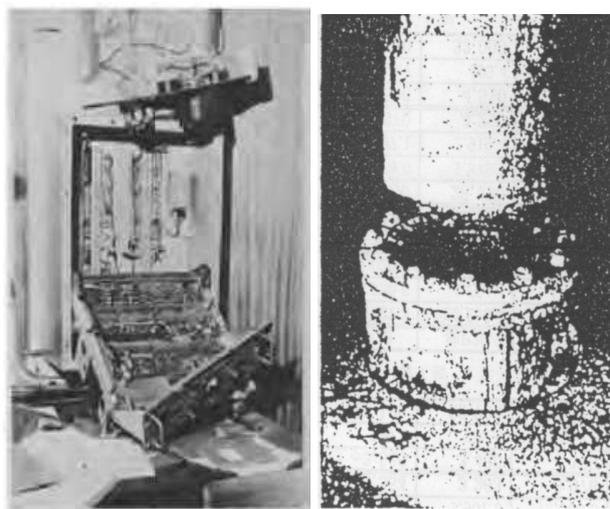
震度	説明
1	単に一種に音響と感ずる程度にして、多くは甲板以下に在る乗員のみ感得す。
2	睡眠中の乗員を醒ましむる位の程度にして、多くは甲板以下の人に感ず。
3	船体全部に震動を感ず。あたかも甲板上に置き器具を転落したる様の感を起こさむ。
4	あたかも錨を深所に投じ、錨が急に繰り出される時に感ずる震動に似たるもの。
5	船体が珊瑚礁、砂州、海底等に触れ、これを乗り越したる如く感ず。また他の小なる船体と衝突しこれを乗り越したる様に感ず。
6	皿鉢などの食器またはコップ等が動き出し、ガチャガチャと鳴り響く程度の震動。
7	甲板上に直立するの不可能なる程度の震動
8	帆柱、帆架、卓子など並びに甲板上の物体は、衝突に為に震動し、羅針儀、寒暖計などの破壊することある程度。
9	船体が一方向に押しやられ、震動を起こし、航行不可能となる程度。
10	甲板上の人は投げ出され、重き物体も投げあげられ、甲板の接合部は剥がれ難船することある程度。

表 1.2 シーベルグの海震度階級表 (1923 年)<sup>7)</sup>

震度	説明
1 (軽震)	海が静かなとき、船室の中でわずかに震動し隔壁が軽くきしむ程度。
2 (弱震)	底触れまたは船体が岸壁をこすときのような、あるいは錨鎖を急速に繰り出すときのような震動を感ずる。船腹や構造物の震動がはっきりわかる。
3 (中震)	砂州、岩礁、または暗礁に乗り上げたとき、または衝突したときのような激動、あたかも甲板上に重量物を投げ出し、または樽を転がすような、あるいはスクリュウの翼が折れたときのような衝撃を感ずる。吊下げ物がはなはだしく揺れる。索具や船体構造物が鳴動する。
4 (強震)	前記の状況がさらに強くなり船は縦横に動揺し、操舵員は舵輪を握る手に衝撃を感ずるようになり、帆桁、デリック棒が鳴動し、座りの悪い器物は転倒転落する。
5 (烈震)	船上に立つことが困難となり大きい物体も位置がずれたり転倒したり、台から飛び出したりする。マスト、甲板構造等、全船鳴動し、構造の弱い部分は弛んでぐらぐらするようになる。船の航行が困難になることもある。
6 (激震)	船体が海中から跳ね上げられることもあり、縦ぎ目が離れたり、帆桁、マスト、甲板構造に損傷が起こる。このために浸水して、甚だしいときは沈没に至ることもある。



横棒長さ=1 秒  
A 浅発型, B 中間深さ型, C 深発型の 3 分類  
図 1.1 海震の観測波形 (3 分類の波形)<sup>9,10)</sup>



(a) 備品の落下<sup>11)</sup> (b) 配管の切断<sup>12)</sup>  
(ジブラルタル沖地震, M8.0, 1969.2)  
図 1.2 海震による損壊例 [3.25 万トン・タンカー]

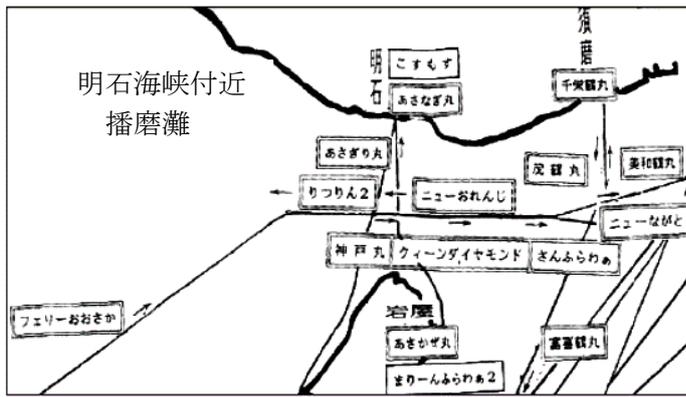
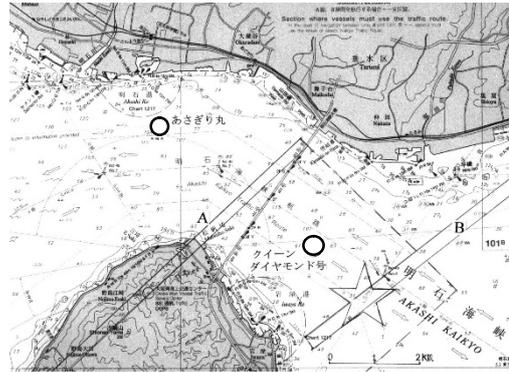


図 1.3 兵庫県南部地震時の旅客船の位置図<sup>13)</sup>



☆:震央, A:野島断層, B:須磨断層

図 1.4 あさぎり丸とクイーンダイヤモンド号の位置

図 1.1 は伊豆半島東方沖地震(M6.7, 1980)の余震をハイドロホンで茂木清夫先生が観測した時の波形の例である<sup>9)</sup>。多くの余震で観測した波形は A 浅発型, B 中間深さ型, C 深発型に 3 分類してある。海震の波形の観測例は少なく, 図 1.1 の B, C の波形から目読で卓越周波数は 60~70Hz を得た。このような周波数帯の現象は通常の地震計では計測されず記録も残らない。

図 1.2 はジブラルタル沖地震(M8.0, 1969)でタンカー(32,500t)の船殻補強材が座屈し, 航海機器が全損する被害が生じた時の写真の

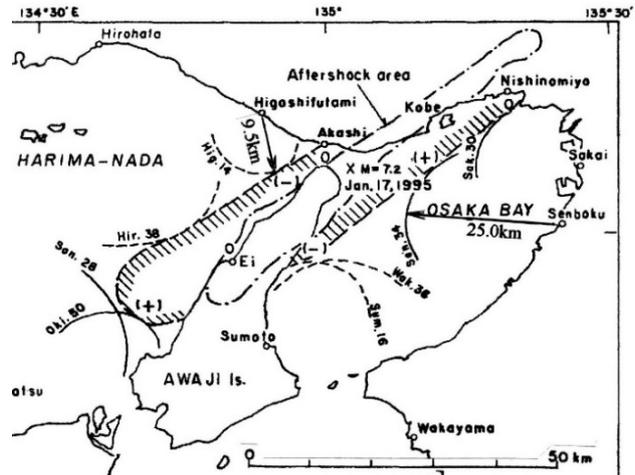


図 1.5 波源域の推定図<sup>15)</sup>(波速推定測線を加筆)

一部である。配管の破断事例は建築物での補強金具の破断程度に相当する。

### 1.1.2 兵庫県南部地震での海震

兵庫県南部地震 (M7.3, 1995) が発生した 5.46AM の時間帯はフェリー等の旅客船にはラッシュアワーの時間帯で, 震央がある明石海峡付近から神戸港の周辺は各接岸港に向かう船で混雑していた。その時の明石海峡付近の旅客船の位置図<sup>13)</sup>が図 1.3 で, その中で重要な証言が得られたあさぎり丸(千 t 級)とクイーンダイヤモンド号(9 千 t 級)の詳しい位置図が図 1.4 である。この 2 隻のフェリーの船長の証言には 2 度衝撃を受けた事と 2 度目の衝撃が前の物より大きい事が語られている<sup>14)</sup>。これは非常に重要な証言なので関連する情報を探すと次の様な事がわかった。

あさぎり丸の船長の証言では, 最初の衝撃で一瞬操船困難になり, 何とかエンジンを止めて点検を指示し, 機関部と一等航海士からの報告を受けて, 再びエンジンの回転を上げようとした時に, 船底に潜水艦とぶつかったかと思った事が語られている<sup>14)</sup>。同じように震央近傍で海震に遭遇し 2 度の衝撃を経験した証言は, 1964 年に福島県沖で海上保安庁水路部の測量船明洋の当時の船長佐藤孫七氏の証言がある<sup>8)</sup>。船底に突き上げショックを受けた後, 機関を止め浸水点検後, 始動航行時に再びショックを受けている。すなわち違う地震でも震央付近では同じように, 似た点検時間において 2 度目の衝撃を受けている。この時間間隔がどの位であったかを推定できる手掛かりになる証言がクイーンダイヤモンド号の船長の次のような証言から見つかった。

クイーンダイヤモンド号の船長の証言では, 上空に青白いせん光を見て突き上げられて, 大きな波に翻弄された瞬間, 海面で船底をたたくウォーターハンマーより数倍激しい衝撃におそわれたと語られている<sup>14)</sup>。当時の天候は風がなく海面は穏やかで 9 千 t 級の大型船を翻弄さす波は何

かと考えると、地震により海岸近くで起こされた表面波が伝わり船を揺らした事が考えられる。この発想から当時の津波の研究資料が見つかり、周辺の検潮所に第1波をもたらす波源域を推定した図が図1.5である<sup>15)</sup>。この図の泉北と東二見のデータから平均波速(約700m/分)が求まり、図1.4の離岸距離(約2km)から地震の主震動の後約3分(2/0.7≒3)で2度目の強烈な衝撃を受けた事が推定できた。この時間間隔はあさぎり丸や測量船明洋での点検時間の後とする時間とも整合している。(本章での重要な引用証言の全文は文献6)の補足資料に収録しています。)

図1.3の他にも大阪湾内には漁船が出ていて、その中には衝撃を2度受けたものがあると文献16)は伝えている。この2度目の衝撃は最初の衝撃が広い範囲で共通的に伝えられている事に対し、明石海峡付近や神戸港周辺の他のフェリーからの体験記録からは見当たらない<sup>17)</sup>。この状況は2度目に生じる強烈な衝撃は局所的に疎らに生じている可能性を示唆している。また、図1.3の左下部に記されているフェリーおおさか(震央距離約23km)はシャンデリア2基が落下する被害を受けている<sup>17)</sup>。これはかなり離れた場所でも強烈な鉛直波動が出ている事を表している。(海震による損壊事例は前述の文献6)の補足資料にある年表に記載しています。ご参照下さい。)

### 1.1.3 海震の特徴的な事柄のまとめ

これまでの海震の事象から得られた特徴を整理すると次の通りである。

1. 地震発生時に到達するP波に比べ、海震の波は船を破壊する破壊力を持つことがある<sup>2,6)</sup>。
2. 海震の震度階級表は100年以上前に作られている<sup>2,6)</sup>。
3. 海震の疎密波が船舶を損壊することは船舶工学では常識である<sup>1-6)</sup>。
4. 海震の卓越周波数は60~70Hz程度が観測された例がある<sup>9,6)</sup>。
5. この周波数帯は従来の地震計では観測されないし、正確な観測はまだできていない<sup>6)</sup>。
6. 海震は余震時ごとに何度も発生している<sup>2,6)</sup>。
7. 海震の2度目の強烈で衝撃的な波は、局所的にいくつかの場所や離れた所でも生じる<sup>3,6)</sup>。
8. 海震の強烈で衝撃的な波は、本震の3分後頃に生じる場合がある<sup>2,3,6)</sup>。

## 1.2 最近の主な地震での鉛直波動によるとみられる被災事例

### 1.2.1 兵庫県南部地震

#### (1) 引張破壊の事例

##### [1] 跳び石現象

衝撃的鉛直地震動による被害の代表例の一つは跳び石現象である。図1.6は須磨浦公園内の敦盛塚の頭部が抜け落ちている状況である<sup>18)</sup>。図1.7は長田区内の屋敷の大型灯籠の笠石が塀を跳び越え駐車場の乗用車を壊している写真である<sup>19)</sup>。この写真は跳び石現象を如実に伝えるもので大変貴重である。屋敷の母屋は崩落し住民の方は亡くなられている。また、須磨区離宮西町の霊園では墓石の支柱が境界塀を越えて飛んでいたという霊園管理者の証言も伝えられている<sup>18)</sup>。

物体の飛翔現象については多数の証言があるが<sup>14)</sup>、主震動の直後に前方のトラックが飛び跳ねていたという目撃証言は、強力な波動現象の時間差の観点から注目される<sup>14)</sup>。



図1.6 敦盛塚の被害状況<sup>18)</sup>



図1.7 庭からの跳び笠石<sup>19)</sup>



図 1.8 代表的橋脚<sup>20)</sup> 図 1.9 支承側面<sup>20)</sup>

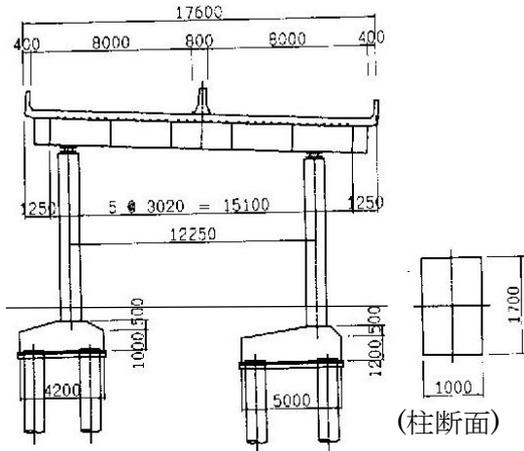


図 1.10 単独 RC2 本柱区間の代表的横断面<sup>21)</sup>

## [2] 弁天工区の RC 橋脚の引張破壊

当工区の代表的な構造形態<sup>20)</sup>を図 1.8 に示す。一つの橋脚番号に対し独立した RC 柱 2 本が、各上端の支承(図 1.9)で上部工の剛な鋼製横桁を支えている。全体の横断面<sup>21)</sup>が図 1.10 で柱間隔は 12m 余りで、横断方向の柱幅は 1m に統一されている。工区延長は約 650m である。

この工区の柱の上端部が、下方から入射した鉛直波動により破壊される状況を図 1.11~1.16 に示す。図 1.11(b)~1.13 は波動が上縁の一部を壊すと共に支承を突上げ、その下側を壊し、支承が下がると埋もれた状態を示す。図 1.14 は壊れたコアコンクリートが上端から出かかっており、出た結果が図 1.15 と 1.16 で、かぶりコンクリートを剥がし、裸鉄筋の一部が直立している。破壊の長さは約 1.5m である。裸鉄筋が直立状態で残っている事は、この破壊が主震動より後で生じた事を意味する。この破壊は瞬間的に生じたと推定され爆裂破壊と呼ぶことにした。

図 1.17 はこの破壊が更に強烈に生じた状態を

奥にある P457, P456 の海側柱は P458 と 3 橋脚で 4 基連続破壊(西より見る)  
P458 橋脚(海側)柱の破壊状態(手前)<sup>25)</sup>

図 1.17 →



(a) 北面 (b) 南面  
図 1.11 P476 海側柱頭部の破壊状況<sup>20)</sup>



(a) 北面 (b) 東面  
図 1.13 P463 山側柱頭部の破壊状況<sup>20)</sup>



図 1.12 P455 山側柱頭部の損傷状況<sup>22)</sup>



図 1.14 P459 海側柱頭部の破壊状況<sup>23)</sup>



P465 山側柱(東面)<sup>24)</sup>  
柱頭部爆裂破壊の  
典型例(その 1)  
図 1.15



P477 海側柱(東面)<sup>20)</sup>  
柱頭部爆裂破壊の  
典型例(その 2)  
図 1.16





(a) P464 山側の支承 (b) P473 海側の支承 (c) P476 山側の支承  
 図 1.18 橋脚の支承が横梁の下フランジに食い込んでいる例<sup>20)</sup>

示す。この場所では独立の柱 4 基が壊滅的な崩壊をしており、柱上部の引張破壊と、中間部の圧縮破壊が連動して生じている。

### [3] 関連した損壊の特徴的な事例

柱上部の突上げの動きに関連する特徴的な損壊事例として、支承の横梁への食い込み事例が 3 例あり、その状況を図 1.18 に示す<sup>20)</sup>。

## (2) 圧縮破壊の事例

### [1] 弁天工区での圧縮破壊の例

この工区の柱は最も単純な構造体をなしており、その柱に典型的な圧縮破壊が生じた。それを軸圧縮破壊として図 1.19～1.22 に示す。図 1.19 では柱の西面に X 型の亀裂が生じ、その上端の南面でごく局部的にかぶりコンクリートが剥落し鉄筋が露出した。水平力による曲げモーメントが作用すれば柱に水平ひび割れが多数入る筈だが、それはみられない。東面には目立つひび割れはないが、復旧工事に当たり内部を調べると、細かい亀裂が広範囲に発達していたと伝えられている。それ故、この状態は破壊の開始というより進行した段階にあると判断される。図 1.20 はその破壊が進行した状態で、この例では東西両面の主亀裂が見かけ上同方向なので、内部で亀裂は交差している。

図 1.21 は崩落寸前の状態に破壊が進行した状態である。その(b)図に内部に発達した X 型の亀裂が見られ、非常に貴重な写真である。短い亀裂が発達した破壊域の長さは約 2.5m に達している。

図 1.22 は柱の下部が破壊し崩落した 2 基の事例を示したもので、この両橋脚では山側の柱の下部が軸圧縮破壊をして、海側の柱上部が引張破壊をしている。同じ橋脚番号で異なる破壊形態が生じた珍しい事例である。同図(b)の海側の柱は既出図 1.16 である。このような破壊の組合せ状態は水平地震動では起こり得ない。



X 型亀裂先端、南面の局所剥落と鉄筋露出  
 図 1.19 軸圧縮破壊の前段(P460 西面)<sup>26)</sup>



(a) 東・北面 (b) 西・南面  
 両外面の亀裂が同方向・内部で交差  
 図 1.20 軸圧縮破壊の中間段階 (P471)



(a)被災時の姿<sup>26)</sup> (b)浮きコンクリ剥離時<sup>23)</sup>  
 内部に X 型の亀裂発達、広い破壊域を形成  
 図 1.21 軸圧縮破壊の限界段階 (P475)

図 1.19～1.22 の軸圧縮破壊をした柱の破壊部位はほぼ似た高さの部位で破壊が生じている。

**[2] 西宮地域での圧縮破壊の例**

鉛直波動によると判断される破壊形態は、隣接する橋脚の破壊形態とは極端に状況が異なる特徴がある。それがどのようなものか、ここで参考になる例を見てみる。

図 1.23 は西宮市川西町での被災状況で、大径間部の RC 柱 P66



(a) P472 橋脚



(b) P477 橋脚

左の柱下部が圧縮破壊(山側), 右の柱上端が引張破壊(海側)  
図 1.22 同じ橋脚で圧縮と引張の破壊が生じた 2 基の例<sup>25)</sup>



(a) P66 と老番側(西側)の状況

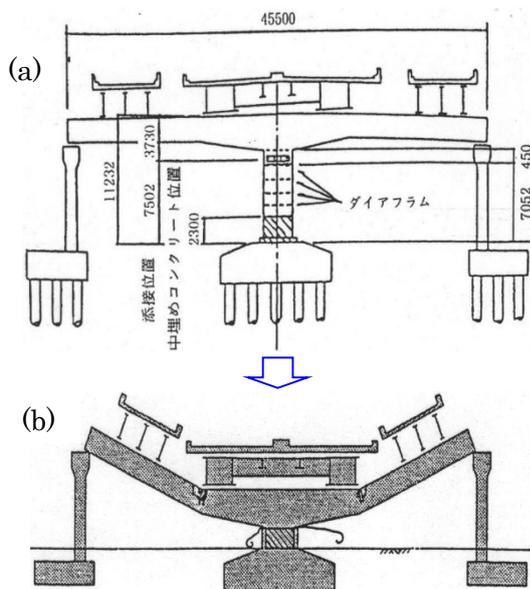


(b) P67 と若番(東側)側の状況

図 1.23 水平震動による普通の破壊状況 (西宮市川西町)<sup>23)</sup>

と P67 の基部が曲げせん断破壊をしており、それに繋がる前後の橋脚の被災状況を眺めている。歩道橋がある大径間部は重複して見ている。曲げ破壊橋脚は遠方(⇨印部)なので少し見にくい程度が似た程度の破壊形態の柱が続いている。

この隣町の川東町建石交差点の西側で 2 基の橋脚(P55,P57)の柱が特殊な破壊をした。図 1.24 は着目橋脚部の航空写真である。



(a) 崩壊前, (b) 崩壊後

図 1.25 P55 破壊状況の説明図<sup>21)</sup>



崩壊橋脚上の高欄線が屈曲[建石交差点西側]

図 1.24 P55,P57 付近 (西宮市川東町)<sup>25)</sup>



水平位置が変わらず崩落-柱が挫滅  
図 1.26 P55 鋼製柱の挫滅破壊の状況<sup>25)</sup>



図 1.27 P54 柱基部の曲げ破壊状況<sup>25)</sup>

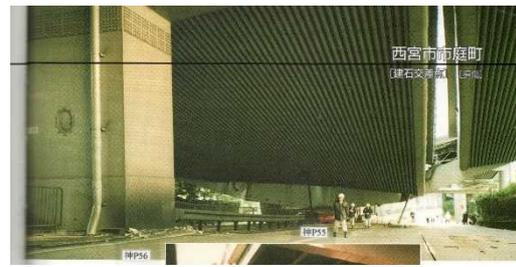


図 1.28 P58 柱姿図(外観に損傷なし)<sup>25)</sup>



大きな破壊領域に対し傾斜角が少ない  
図 1.29 P57 の軸圧縮破壊<sup>26)</sup>



図 1.30 P58 柱基部の曲げ損傷状況<sup>26)</sup>

図 1.25 は 2 径間鋼製橋脚 P55 の中柱が挫滅破壊した説明図である。側柱は RC 柱で横梁と中柱は鋼製で、上部工は出入路と本線の桁を支えている。中柱と横梁の交差部(隅角部)がその水平位置を変えずに、地上に 1m 程出ているコンクリート補強部迄 6m 弱落下した事を表す。崩落状況の全景を捉える写真は撮れなく、梁の隅角部が柱基部のコンクリート補強部に接している写真が図 1.26 である。柱の 4 面の鋼板はそれぞれの 4 方向に広がり端部がカールをしている。この橋脚 P55 の中柱の破壊事例は鉛直地震動による破壊と殆どの方が考える事例である。水平震動による慣性力の作用とは考えにくい破壊の状態で、その代表的な事例がこの橋脚 P55 中柱の破壊事例である。



図 1.31 P57 柱の復元図

では前後の柱の状態はどうであったかを見ると、P55 の東隣の橋脚 P54 は図 1.27 に示すように基部が曲げ破壊をしているが、直立している。西隣の鋼製橋脚 P56 は図 1.28 に示すように外観には損傷が見られない(復旧工事時に南東側のアンカーボルトの破断が判明、アンカーナットから作り直し、それが復旧工程のネックになった)。その更に西隣の橋脚 P57 の柱は図 1.29 に示すように大破壊をしているが、その割に柱の傾斜が少ない。それはさらに西隣の橋脚 P58 の柱は図 1.30 に示すように基部が曲げ損傷を受けているが程度が軽く傾きが少ないためである。前後の橋脚に大きな被害が見られないのに橋脚 P55 と P57 の柱は大被害を受けている。しかもその破壊は水平地震動によるとは考えにくい状況で起こっている。

橋脚 P57 の柱の大破壊状態を梁下高さと柱幅の比率を参考に復元したものが図 1.31 である。この図より約 3m 柱が短くなる崩壊をした事が分かった。それで改めて図 1.24 の航空写真を見ると該当橋脚の所で高欄線や路面が窪んでいる。

### [3] ピルツ橋脚の圧縮破壊を受けてからの倒壊現象

ピルツ橋工区の倒壊は阪神大震災を代表する被災事例で、その倒壊原因が従来考えられてきた水平地震動の影響だけではないことを、既発表の報告書等で述べているが重要な事柄なので、圧縮破壊の特徴と証言に関する該当部分について原文の主な資料を下記に踏襲して述べる。

#### 1) ピルツ橋の倒壊状況と軸圧縮破壊の特徴

図 1.32 はピルツ橋倒壊区間の全景<sup>27)</sup>で区間延長は約 650m あり、きのこ型構造の同じ形式の橋脚 17 基(P126~P142)が作られていたが地震で倒壊した。図 1.33 は倒壊した全区間を西側の低空から見た写真<sup>28)</sup>を横向きにして、高欄線(白線)の窪み状況を際立たしている。この倒壊の原因は大きな水平震動によるとされていたが、強力な鉛直地震動による破壊が倒壊の直接の原因をなした状況を以下に説明する。

図 1.34 と図 1.35 は倒壊した柱の代表例<sup>29)</sup>で、倒壊した柱の状態を 2 方向から見たものである。柱基部の破壊部は東西両面共にほぼ対称で外側へのふくらみが少ない。このように全ての柱が倒壊すれば、柱の長さが短くなり高欄側面が大きく下がることはない。図 1.33 の区間中央部と左側 2 箇所が高欄線は大きく下がり、その場所の橋脚は P133, P134, P136, P140 の 4 基である。この 4 基に着目して柱基部の破壊状態の特徴を示す写真を、2 枚ずつ編集したものが図 1.36~図 1.43 である<sup>23,29)</sup>。

図 1.36 と図 1.37 は P133 橋脚基部の破壊状態を示す。柱基部の鉄筋は大きく全方向に湾曲して軸圧縮による提灯座屈の状態を示し、柱の長さを短くしており、その後北側に倒れている。

図 1.38 と図 1.39 は P134 橋脚基部の破壊状態で、破壊部が北西側に拡大している(図 1.39)。



図 1.32 ピルツ橋倒壊区間の全景<sup>27)</sup>



白色の高欄線が下がった部分・3ヶ所に着目  
図 1.33 ピルツ橋倒壊区間の斜め航空写真<sup>28)</sup>



図 1.34 倒壊橋脚の代表例 P132(西面)<sup>29)</sup>



図 1.35 代表例 P132(南面)<sup>29)</sup>

東西面共対称的な破壊形態、基部の外側へのふくらみ少なし

北東から南西方向に大きな割れが発達している。その割れに対し共役的な部位の、柱の南西面に大きな斜め割裂塊が見られる(図1.38)。

図.140, 1.41 と図 1.42, 1.43 の2基では、柱基部の東面の鉄筋に柱コンクリートの破壊線に沿って鉄筋のクビレが分布しており、図 1.40 では白い破線を付けている。倒れる前にこの面で柱がずり落ちた事を表す。柱は北西側にずれ落ちて、その方向に破壊部が拡大し、北東から南西方向に大きな割れが発達している(図 1.41, 図 1.43)。

すなわち、P134, P136, P140 橋脚の不等間隔の3基が北西側にずれ落ちたことが、柱の長さを短くして、全体を北側に倒壊さす直接の原因になっている。P133 橋脚も含め、このような破壊形態は水平震動だけでは生じない。これらの4基の破壊の痕跡は強烈な鉛直地震動により柱



・基部の鉄筋が南側にも湾曲, コンクリートの破壊線が柱軸線に直角, 基部の鉄筋は東西共外側に大きく湾曲  
図 1.36 P133(東面)<sup>23)</sup>

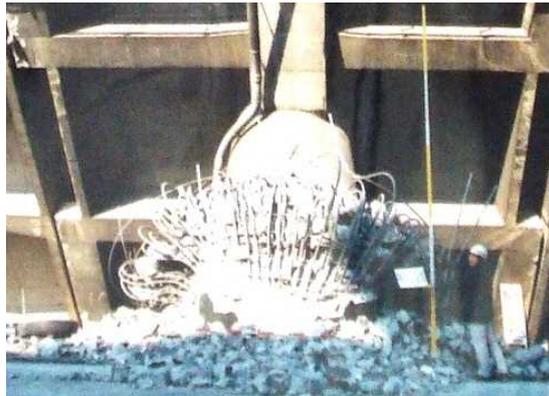


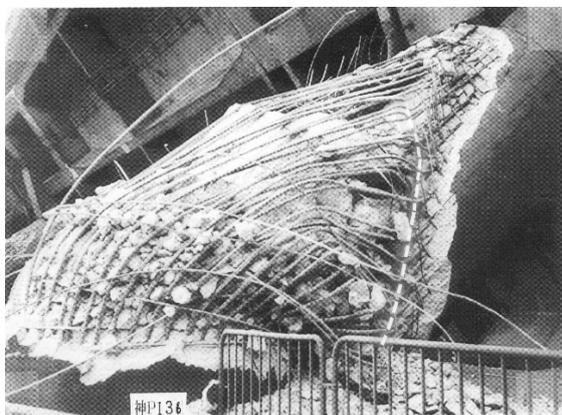
図 1.37 P133(南面)<sup>29)</sup>・提灯座屈の痕跡



・柱の南西面に大きな斜め割裂塊,  
図 1.38 P134(南西面)<sup>29)</sup>・倒壊方向外の割れ



・柱基部は北西側に着地,北東から南西方向に割れが発達  
図 1.39 P134(南面)<sup>29)</sup>・倒壊方向外の割れ発達



・引張域迄鉄筋の直角クビレが分布(白色破線)・ズレ破壊の痕跡,  
図 1.40 P136(南東面)<sup>23)</sup>・軸圧縮破壊の痕跡



・北東から南西方向に割れが発達・北西部に落下の痕跡  
図 1.41 P136(西面)<sup>29)</sup>



・コンクリートの破壊面に沿い鉄筋のクビレが分布・北東—南西方向に割れが発達・北西部に落下の痕跡  
 図 1.42 P140(東面)<sup>29)</sup>・軸圧縮破壊の痕跡 図 1.43 P140(南面)<sup>29)</sup>・倒壊方向外の割れ発達



P607 の被災状況  
 図 1.44 塑性率 3 程度の損壊例<sup>25)</sup>



図 1.45 ピルツ橋走行者桑原浩治氏の路面の描画<sup>31)</sup>

軸圧縮破壊をしたと考える方が現実的なことを示している。なお、既存の時刻暦応答解析（神戸海洋気象台の波形記録）の結果<sup>21)</sup>は鉄筋が塑性域に入った段階(塑性率 3 程度)にしか至ってなく、柱は自重相当の荷重では軸圧縮破壊を起こさない。図 1.44 に参考として塑性率 3 程度の損壊をしたと考えられる柱の被災例を示す。この程度の損壊をしても自立した橋脚は多く存在した。ピルツ橋の倒壊は図 1.44 のような 4 基の損壊状態に軸圧縮破壊が加わり、その後に全体が順次連鎖して倒壊に至ったと考えられる。

## 2) 住民と高速道路走行者の証言

付近の住民の証言を調べると次の証言がある。重要な証言なので要点を抜粋する。

＊平岡満幸氏の証言<sup>14)</sup>の要点；『(前略)・・とても立ってはおられない、ダンスが飛んできた。「もうあかんビルが倒れる」。妻を呼んだ。最初の揺れがおさまった。時計は 5 時 48 分。階下の孫二人が気になり屋外階段の踊り場に出て、降りようとした瞬間背後で大音響が、振り向くと・・(中略)・・高速道路が横倒しになってゆく。衝撃で体が浮き上がる、スローモーション映画を見ているようだ・・(後略)』。

大音響がしたのは 5 時 48 分より後に屋外階段に出てからである。この大音響は衝撃的な鉛直波が到達したときの破壊音と想定すると、ピルツ橋の倒壊には衝撃的な鉛直波の影響が加わった事を証言は示唆している。さらに破壊は主震動の 3 分程後に起きていることが証言されており、5 時 46 分の地震発生後の 3 分程の時間差は、2 節で述べた海震の考察と呼応してくる。

高速道路の走行者の証言を調べると次の 2 名の証言（ピルツ橋区間の走行者・桑原浩治氏、2 径間落橋部に遭遇・福本良夫氏）<sup>30)</sup>が見つかった。これらも重要な証言なので要点を抜粋する。

＊桑原浩治氏の証言の要点；『道路がへびのように横にくねくねと揺れ、前輪と後輪が捻れるよう

でした。車は横にスリップし、十秒ぐらいしてから、今度は縦に震動し始めました。道路の継ぎ目が上に行ったり、下に行ったりした。』

図 1.45 はその時の様子を描かれた絵<sup>31)</sup>で、伸縮継ぎ手部で折れ、路面が上下変位をする状況が表してある。前の証言とは時間的な感覚の違いがあるが、主震動の後に鉛直震動が起きている現象が証言されている。同様の証言は 2 径間落橋部(西宮市浜脇町)に遭遇し、前輪がはみ出して止まった観光バスの運転手福本良夫氏の証言にもある<sup>30)</sup>。

\*福本良夫氏の証言の要点；『スピードは出ていませんでした。横揺れがきたので、とりあえず止まることと思いましたが、こんどは縦揺れで、道路が波打つんです。ブレーキをかけ、止まったとたん、前がバサッと落ちました。』

上記の 3 名の証言は大変に重要な証言である。ピルツ橋脚を倒壊させた地震波は水平地震動によるものだけでなく、主震動の後から局地的に生じた強烈な鉛直地震波動の直撃により破壊された橋脚が崩れ落ち、全体の橋脚を倒壊させる直接の原因になっている事を裏付けている。この問題の鉛直波が主地震動の後に生じている事が、海震での証言とも整合しており、これまでの地震波の概念にはない波である事が明確に認識される。これは非常に重要な発見なので他の波と区別し注意する意味から便宜的に「後発鉛直キラーパルス」と呼ぶことにした<sup>6)</sup>。なお、文献 14)の神戸宝塚間の主要な陸域での証言約 600 件中 2 度目の衝撃も受けたとみられる数は 18 件ある。

[文献 6)の補足資料には海震での船長を含め上記の 5 名の証言の他、局在波的現象の目撃証言も加え全文を収録していますので、ご参照下さい。]

#### [4] 引張破壊の後の圧縮破壊の現象

共同研究グループの報告書(文献 6))に、RC 単柱橋脚に地盤の下方から入射した突き上げ力による、柱の応答応力の発生状況の試算結果が図示しある。その類似例を図 1.46 に示す(後掲第 4 章図 4 参照)。柱の応力は初めの入射波が下から柱内を伝わる段階では、理論応力度( $\rho C v_0$ )相当の値が媒体の弾性波速度で上端に伝わる。それが反射すると柱の固有周期に近い入射波は共振現象を誘発して増幅する。図 1.46 の例は地下 70m での片振幅が 20kine 場合で、25Hz (黒破線)の時 RC 柱中央部の鉛直引張応力度が 12MPa に達し、その直後に圧縮応力度が 15MPa に達している。この引張応力度はコンクリートの引張強度を遥かに超えており、補強が不十分な部材は破壊される。補強されていても損傷は免れない発生応力度である。こうした観点から被災事例を調べると次に述べる特徴的な事例がある。

図 1.47~1.49 の(a)図は P150, P240 および P688 の 3 基の橋脚で、柱と上梁が交差する隅角部側面の柱の主鉄筋が鉛直状態を保った状態(←印部)で柱が大破している状況を示す。各図の (b)図はそれぞれの橋脚の写真で、できるだけ破壊柱側面に直角な視点の写真<sup>21)</sup>を選び、梁下高と柱幅の比率を参考に、落下した上横梁を元の位置に復元したものである。これらの 3 橋脚は 3 径間連続鋼箱桁橋の固定支承の橋脚なので水平地震動により大きな水平力が作用している。

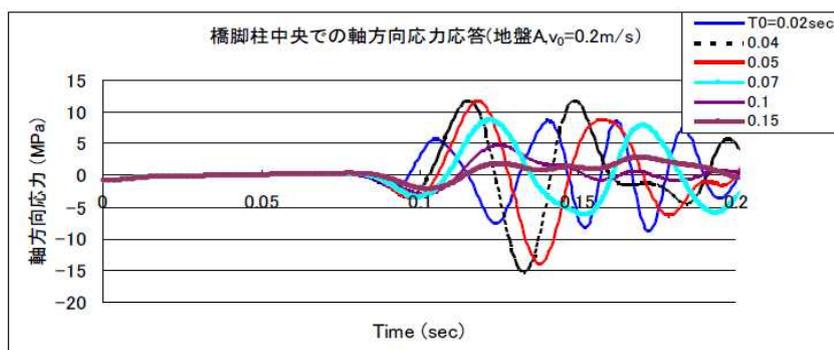


図 1.46 RC 橋脚柱中央部の軸方向応力応答の試算例 (後掲第 4 章図 4 参照)



図 1.47(a) P150 柱の崩壊,柱の裸鉄筋の直立<sup>26)</sup>

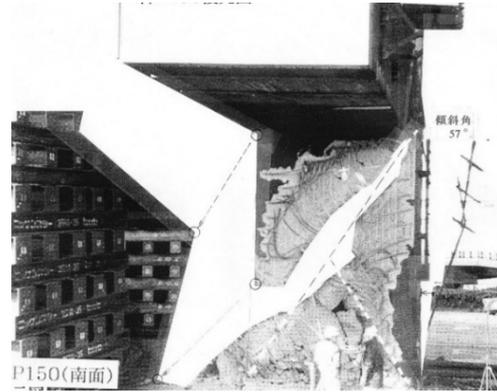


図 1.47(b) P150 復元図, 破壊面 57°



図 1.48(a) P240 柱の崩壊,柱の裸鉄筋の直立<sup>25)</sup>

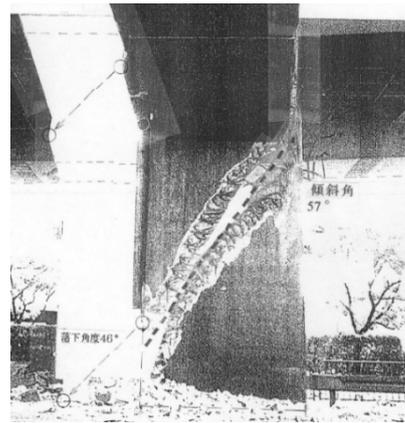


図 1.48(b) P240 復元図, 破壊面 57°



図 1.49(a) P688 柱の崩壊,柱の裸鉄筋の直立<sup>25)</sup>

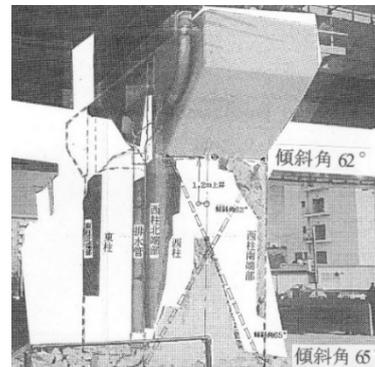


図 1.49(b) P688 復元図,

当初は柱の破壊は大きな水平力により柱に亀裂が入り、その亀裂面に沿って上側の部分が落ちたように思われていた。しかし、そのような単純な破壊プロセスでは梁側面の柱の主筋が裸で直立を保持した状態をうまく説明しにくい。梁側面の柱の主筋が裸で直立している状態は、破壊面より上側の荷重を上方に突き上げる力が働き、帯鉄筋を上向きに動く時に切断しないと、直線状の状態では鉄筋は残らない。梁側面の帯鉄筋が切れない場合や、下向きの動きで帯鉄筋を切るなら図 1.49(a) の手前の柱に見られるように柱上端部の鉄筋は曲がる筈である。柱の上部で帯鉄筋を切る程の動きが上向きに起きれば、柱の中段では上向きの引張力が働き亀裂も生じる筈である。

その後には圧縮に転じ共振現象が起きると大きな圧縮力が働く。先行する主震動や共振した引張力で柱の弱い個所にひび割れが生じれば、共振圧縮力により柱が崩壊する事が予想される。

このような見方をすると、既述の P55 と P57 (図 1.25~29) の関係に似て、図 1.50~1.52 に示す西 P167 と西 P165 の破壊事例が注目される(西宮市甲子園高潮町)。図 1.50 の西 P167 の柱



図 1.50 西 P167 の崩落状況



図 1.51 西 P166(極軽傷)と西 P165(圧縮破壊)の状況

は崩壊し落橋している。図 1.51 に示す東隣の西 P166 橋脚は見かけ上殆ど損傷が見られず、1 基東側の西 P165 の柱は大破しているが、かろうじて崩壊を免れている。図 1.52 はその破壊部の近接写真で、破壊面全体に少し空間が含まれているような印象を受ける。破壊面より上が突き上げられ、鉄筋が伸びその後下がったものと考えると整合する。なお、崩落した西 P167 も応答解析が神戸海洋気象台の記録波形を用いて行われていた<sup>21)</sup>。塑性率 4 程度の変形が生じており、塑性率の大きい変形でせん断耐力の低下を起こしてせん断破壊を生じたと考えられているが、塑性率 4 程度の変形だけでは柱は崩落しない。それは図 1.52 の西 P165 の大破壊橋脚の姿が示している通りである。



図 1.52 西 P165 圧縮破壊部

### (3) RC 柱の中間破壊橋脚の局在性と断続的な連続性

前節までに述べたように破壊した橋脚は多いが、大破壊した橋脚の橋脚番号が示すように連続して崩壊した例は比較的少ない。そこで改めて RC 柱の中間破壊橋脚の特徴を調べてみる。前節のピルツ橋脚の破壊状況で述べたように、倒壊の直接原因は主震動の後から生じた破壊的な鉛直震動の「後発鉛直キラーパルス」により、工区中央部から西の断続的な 4 基の柱が軸圧縮破壊をし、柱の長さを短くしてから倒壊している。そうした強力な鉛直震動によるとみられる事例を見てみよう。

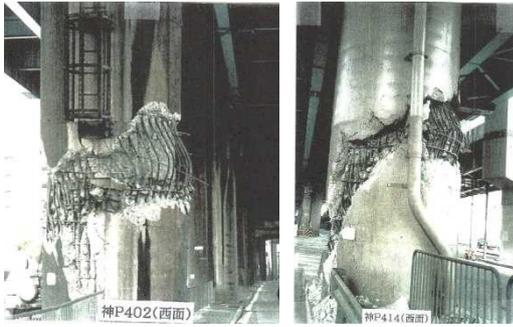
図 1.53 は RC 単柱橋脚の中間破壊（鉄筋段落とし部で破壊）と言われる形式の破壊が局在的に発生した場所を表す（神戸市中央区磯上通~浜辺通）。図 1.54 は隣接 2 基 P374, P375 橋脚が柱



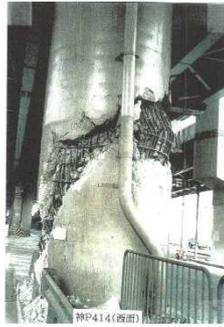
磯上通~浜辺通，小野浜町  
図 1.53 位置図（神戸市中央区）<sup>23)</sup>



(a) P375 (南東面) (b) P374 (南西面)  
この 2 基の前後は目立つ損傷なし<sup>26)</sup>  
図 1.54 柱中間の破壊状況（局在的-1）



(局在的-2) P402<sup>26)</sup>  
図 1.55 柱中間破壊



(局在的-3) P414<sup>26)</sup>  
図 1.56 柱中間破壊



P505, P506 (2 基の前後, 損傷なし)  
図 1.58 柱中間破壊 (局在的-5)<sup>26)</sup>



(a) 第 6 突堤側<sup>32)</sup> (b) 摩耶埠頭側<sup>27)</sup>  
図 1.57 柱中間破壊 (局在的-4) ハーバーハイウェイ



図 1.59 撮影橋脚位置図 (兵庫区-長田区-須磨区)<sup>26)</sup>

上半部で重度の破壊をしているがほぼ直立している。そして前後の橋脚には目立つ損傷はない。

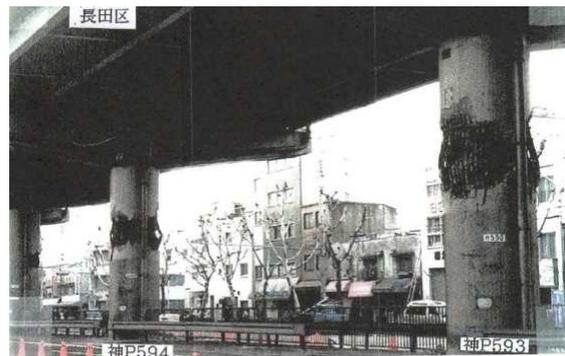
図 1.55 と図 1.56 では P402 と P414 橋脚が離れた場所で単独に、柱下半部で重度の破壊をしている。この場所の南東のハーバーハイウェイで、図 1.57 は第 6 突堤側及び摩耶埠頭側で生じた RC ラケット型橋脚の柱中間部破壊事例を示す。

第 6 突堤では連続した柱の破壊も生じていたが、図 1.54～1.57(b)に示す事例の破壊を水平震動が起こすならば、地震波の波長からして隣接橋脚に似た損傷が生じる筈だが生じていない。また、重度の破壊を生じているがほぼ直立している。この特徴は図 1.58 に示す P505, P506 橋脚(兵庫区, 図 1.59 参照)にもみられる。

図 1.59 は地域的にまとめて柱の中間破壊が生じた橋脚の撮影場所を示す。写真は省略するが JR 和田岬線と交差する区間(兵庫区内の明治工区 P576～P591)では、高速道路が分離しており鋼製円柱橋脚の座屈破壊が断続的に 7 基の橋脚で生じた。それらは P580(山,海側), P583 海側, P584(山,海側), P585(山,海側)である。その中で P584,

P585 の 2 基の海側柱では座屈断面より上が北側に傾いたが落橋は免れた。

その西側の長田区内では RC 単柱橋脚が連続的に破壊している。その状況の概要を図 1.60～1.65 に示す。



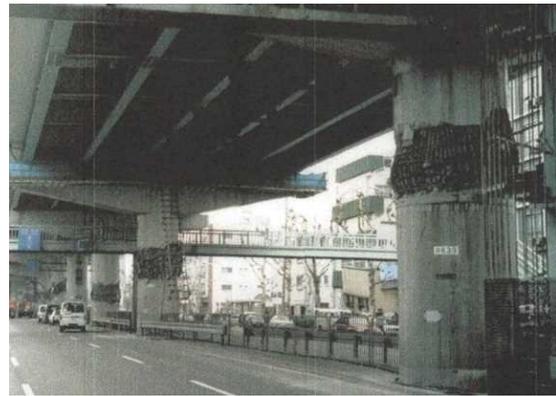
P593, P594, (P594 柱損壊)<sup>26)</sup>  
図 1.60 柱中間破壊状況(断続的-連続-1)



P621, P622, P623, (P624 は軽微)  
図 1.61 柱中間壊状況(断続的-連続-2)<sup>26)</sup>



P635, P636, (P637,P638 は軽微)  
 図 1.62 柱中間破壊状況 (断続的-連続-3) <sup>26)</sup>



P639, P640, P641, (P642 は軽微)  
 図 1.63 柱中間破壊 (断続的-連続-4) <sup>26)</sup>



P643, P644, P645 柱上半部傾斜  
 図 1.64 柱中間破壊 (断続的-連続-5) <sup>26)</sup>



P663, P664, P665(中間破壊柱途切れる)  
 図 1.65 柱中間破壊 (断続的-連続-6) <sup>26)</sup>

図 1.60 はその一群の東端部の P593, P594 の破壊状況である. 図 1.61 では連続した破壊橋脚(P621～P623)の次に殆ど損傷がない橋脚 P624 がある. 図 1.62 では破壊した橋脚 (P635, P636) の次に殆ど損傷がない橋脚 P637, P638 がある. 同様に図 1.63 でも破壊した橋脚 (P639～P641) の次に殆ど損傷がない橋脚 P642 が見られる.

図 1.64 は一群の柱中間破壊の中で、破壊上側が目立つ傾斜をした状態の事例である. 橋脚 P643～P645 の 3 基は柱上半部が南側に傾き落橋寸前の状態だが、かろうじて落橋を免れた.

図 1.65 は長田区内の一連の柱中間破壊の西端の状況で、P665 橋脚で本線部の柱の破壊は一旦途切れる. 若宮入路の一部の柱に損傷が見られた後は、目立つ破壊は図 1.49(a)に示す P688 以降に生じている. 図 1.59 に記載の橋脚 P694～P703 の区間 (上部工は PC 桁) では柱中間破壊が生じているが、一部に曲げ破壊の特徴が顕著に見られるので事例の紹介は省略する.

図 1.66 は e-ディフェンスで行われた模型橋脚 ( $\phi 1.8\text{m}$ , 高さ  $6+1.5\text{m}$ ) の 3 次元振動実験での柱の破壊部の写真である <sup>33)</sup>. 外観的な破壊状態は図 1.56 (橋脚 P414) と図 1.57 (ラケット型橋脚) を除き、図 1.54～1.65 に示す橋脚の柱中間破壊の状況と、鉄筋の提灯型の膨らみや破壊の中央部に目立つ水平亀裂がある状況はよく似ている. この振動実験では JR 鷹取の地震波形 (EWmax. 666gal) を再現し、先行する予備実験で鉄筋が降伏する程度を調べて、加振量を増大 (振動台上橋軸方向 860gal) して柱を確実に破壊する事を目指して実験してある <sup>34)</sup>.



a) E～NE 面    b) N～NW 面(傾斜約 6°)  
 図 1.66 e-ディフェンスでの振動実験結果 <sup>33)</sup>

結果的に柱部の一端は保護枠に接触して、柱は約 $6^{\circ}$ 傾いた状態で実験は終了している。実験では床版の広がり状態は反映されず重量のみ載荷荷重に反映されている。この柱の傾きから上部工が作られていたならば床版の回転慣性の影響で、変位の回復できず落橋に至っていると予想され、この破壊部の外観は重度の破壊段階である事をよく表すものになっている。

そこで改めて柱中間部の被害状況を見較べてみよう。P374, P375(図 1.54), P402(図 1.55), P593(図 1.60), P621, P622(図 1.61), P635(図 1.62), P663(図 1.65)等はかなり重度の破壊段階を呈しているが柱はほぼ直立している。P643, P644, P645 の3基は重度の破壊を生じ、傾いているが落橋に至ってはいない。また、P374, P375(図 1.54), P402(図 1.55), P414(図 1.55), P505, P506(図 1.57)では、先に述べたように前後の柱では目につく損傷はなく、孤立した状態で重度の破壊状態を生じている。それと反対に長田区内の P593~P665 間では中間破壊柱群の中に断続的に破壊を呈していない柱が 100~150m 前後の不等間隔で存在している。こうした状態は水平地震動の波長を考慮すると、整合しない状況であり、図 1.23 で示した西宮市川西町での橋脚の被災状況とは全く異なる状況である。すなわち、水平地震動のみが主体的に柱の中間を破壊する状況をもたらしたのではなく、まだ記録が取れていない強力な鉛直地震動が断続的に加わり、こうした破壊状況が生じたと考えるのが自然なことになる。本文で着目した破壊橋脚の全てではないにしても、多くに「後発鉛直キラーパルス」が作用したと推測されるのである。

#### (4) 兵庫県南部地震での特徴的な事例の抜粋

RC 柱の中間部が損壊している橋脚が連続した場所として山陽新幹線の武庫川橋梁がある。図 1.67 に両岸から見た橋脚の被害状況を示す<sup>27,32)</sup>。7基の橋脚に程度の差が少しあるが大きな輪切り状の損傷がある。橋脚には重度の損壊を呈するものがあるが、それに比べ桁や付属構造物の損壊している話は聞けていない。

山陽新幹線の橋脚では RC 立体ラーメンの高架橋で非常に特殊な破壊をした場所が9地区あり<sup>27)</sup>、その内の2カ所(阪水高架橋, 時友高架橋)について図 1.68~1.70 に示す。図 1.68 は阪水高架橋の崩壊状況の航空写真<sup>35)</sup>で、図 1.69(a)は同じ地区で地上から見た破壊状況である<sup>32)</sup>。破



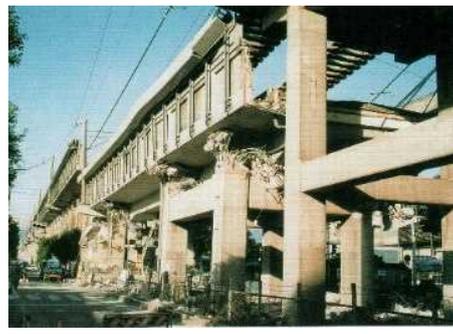
(a) 左岸側から西方を望む<sup>32)</sup>

(b) 右岸から東方を望む<sup>27)</sup>

図 1.67 山陽新幹線の被害状況-1 武庫川橋梁



図 1.68 山陽新幹線の被害状況-2 阪水高架橋(西宮市上大市)<sup>35)</sup>



(a) 阪水高架橋（西宮市上大市） (b) 時友高架橋（尼崎市武庫の里2丁目）

図 1.69 山陽新幹線の被害状況-3 阪水高架橋と時友高架橋<sup>32)</sup>



下層柱が崩壊-その位置に崩落 図 1.70 新幹線 阪水高架橋<sup>32)</sup> マッシュルーム型破壊 図 1.71 JR 六甲道駅東付近<sup>32)</sup> 柱頭部の破壊状況 図 1.72 阪神-石屋川車両基地<sup>32)</sup>



1層の柱が崩壊 図 1.73 阪急-伊丹駅被災状況<sup>32)</sup> 図 1.74 神戸高速鉄道<sup>32)</sup> 中柱の崩壊 図 1.75 神戸地下鉄大開駅<sup>27)</sup>

壊した柱が1層と2層で異なる事や、図 1.69(a)では床版部の落ち方が中央部では北側だが手前では南側と異なっている。図 1.70では1層の柱のすさまじい壊れ方と、その上の部位が下の柱位置に落ちている状況を示す。図 1.69(b)は時友高架橋で第2層の柱が壊され床版部が落ちているが横に殆ど移動していない。両事例とも水平震動による慣性力が主体の破壊とは考えにくい事例である。

図 1.71はJR神戸線の六甲道駅の東で柱頭部がマッシュルーム型の破壊をした例で、隣の構造体の柱とともに、横移動量は少ない。似た例が阪神電車の石屋川車両基地の柱の破壊状況に見ら



(a)柱の亀裂<sup>27)</sup> (b)逆くの字<sup>32)</sup> 図 1.76 神戸地下鉄上沢駅

れ図 1.72 に示す<sup>32)</sup>。図 1.73 は阪急伊丹駅の1階の柱が破壊し、その上層の崩落状況を示す<sup>32)</sup>。震源断層より少し離れた場所での破壊例である。

図 1.74 は神戸市中央区での神戸高速鉄道の鋳鋼製門型橋脚の円柱2本が柱の頭部で破断した事例である<sup>32)</sup>。図 1.75 は同鉄道の地下駅・大開駅の中柱の崩壊状況を示す<sup>27)</sup>。

図 1.76 は神戸市営地下鉄上沢駅の中柱の被害で、(a)図は柱に典型的な軸圧縮破壊が生じた状況を表し<sup>27)</sup>、(b)図は柱に逆くの字型の亀裂が生じた状況で<sup>32)</sup>、軸圧縮状態が生じた事を示す。

図 1.77 と図 1.78 は名神高速と中国自動車道の橋脚で典型的な軸圧縮破壊が生じた例である。いずれも神戸地域の震源断層から離れた場所で生じている。一方、神戸に目を戻せば、図 1.79



(尼崎市武庫之荘付近)  
図 1.77 名神高速道路<sup>32)</sup>



橋脚の軸圧縮破壊(宝塚高架橋)  
図 1.78 中国自動車道<sup>27)</sup>



(神戸市立西市民病院)  
図 1.79 建物の層間破壊-1<sup>36)</sup>



(交通センタービル)  
図 1.80 建物の層間破壊-2<sup>35)</sup>



(長田区日吉町1丁目のビル)  
図 1.81 建物の層間破壊-3<sup>32)</sup>



(極厚鉄骨柱の破断)  
図 1.82 芦屋浜高層住宅<sup>35)</sup>

～図 1.81 に示すようにビルの層間破壊による被害が多く発生している。ここでは代表的な3例を示した。この破壊形態の特徴は建物の面積内で崩落している事(建屋内崩壊)である。似た言葉に敷地内崩壊があり木造建物の倒壊状況の説明で使われる。

図 1.82 は芦屋浜の高層住宅で生じた極厚高強度鋼材が部分的に破断した事例である<sup>35)</sup>。普通の鋼材は降伏点強度を超えて塑性変形する変形性能を持っているが、この極厚高強度鋼材や厚肉鋳鋼材(図 1.74 参照)は塑性変形性能に乏しい事が要因の一つに考えられる。

図 1.83 は「震災の帯」と呼ばれる震度7の位置図に阪神高速道路のルートが書かれたものである<sup>21)</sup>。3号神戸線はほぼ震災の帯に沿っており、各所で重篤な被害状況を起こしている。しかし以上に述べたような強力な鉛直地震動による被害という視点ではこれまで見られることがなかった。家屋倒壊率の大きい地域では図 1.79～図 1.81 に示すようにこの影響は大きかったと推測される。さらに「震災の帯」には飛び地があり、図 1.51, 図 1.69 および図 1.78 の事例はその飛び地に近く、鉛直地震動との関連性が予想される。



図 1.83 震度7の区域と3号神戸線<sup>21)</sup>

### 1.2.2 東日本太平洋沖地震と三陸南地震での事例

東日本太平洋沖地震(M9.0, 2011)の被害は津波被害と原発事故被害が、従来の被害状況に比べ状況が大きく異なっている。しかし、注目している強力な鉛直地震動によると見られる被害も起きている。図 1.84 はその被害が出た東北新幹線橋梁の位



第1中曽根橋の位置図<sup>37)</sup>  
図 1.84 北上市北方の地図



(a) R6 橋から R7 橋端部の外観 (b) R6 橋-端橋脚の頭部は斜亀裂,R7 橋-端橋脚の頭部が破壊  
 図 1.85 第 1 中曽根橋の R6 橋と R7 橋の端橋脚の被災状況<sup>38)</sup>



(a) R7 橋の第 1 柱頭部の破壊状況 (b) R1 橋の第 5 柱頭部の損傷状況  
 図 1.86 第 1 中曽根橋 R7 橋と R1 橋の端橋脚の被害状況(矢印は打継目)<sup>38)</sup>



橋脚柱の被害状況  
 図 1.87 三陸南地震-1<sup>39)</sup>

置図で<sup>37)</sup>、本文では北上市北方の第 1 中曽根橋に注目する。

新幹線橋梁の多くは RC-1 層ラーメン構造で 3～4 径間を一体化して、それらの中に継ぎ桁を入れ、見かけ上連続した構造体に納めてある。図 1.85(a)は第 1 中曽根橋の立体ラーメン R6 橋と R7 橋の繋ぎ部の外観で<sup>38)</sup>、R7 橋の若番端部の柱(R7-1)に損傷が見られ、その視点を変えた拡大図が図 1.85(b)である<sup>38)</sup>。

柱(R7-1)頭部は重度の破壊をしており、それに比べ R6 橋の端部柱頭部には斜めひび割れの発達が見られる程度である。R7 橋の中間部の柱には外観上の損傷がない。図 1.86(a)は柱(R7-1)の被害状況の接近写真<sup>38)</sup>で、マッシュルーム型を呈する直前の状態に至っ



橋脚柱被害の発生位置図  
 図 1.88 三陸南地震-2<sup>39)</sup>

ている。矢印は柱とその上の部材との打継ぎ目の位置で、この図では打継ぎ目が弱点になったことを示している。図 1.86(b)は柱(R1-5)の被害状況の接近写真で、かぶりコンクリートが 1m 余り剥落し、内部のコアコンクリートが玉石大に破碎されている状況を示す<sup>38)</sup>。第 1 中曽根橋で端部の柱のみ 10 本の被害が生じている<sup>37,38,41)</sup>。

柱(R1-5)に似た被害はこの地震の前の三陸南地震 (M7.0, 2003, 深さ 71km [太平洋プレート内地震]、一時期 2003 年宮城県沖地震と呼ばれていた<sup>39)</sup>) で、合計 6ヶ所 23 本の柱の被害が報告されている。その柱の被害状況の一例を図 1.87 に、生じた位置と橋梁名などの概要を図 1.88 に示す<sup>39)</sup>。被害の範囲が北上駅の南方から盛岡駅の手前まで広い範囲にわたっている。文献<sup>39)</sup>では新花巻駅北方の鉄筋露出の柱 10 本の被害がある第 5 猪鼻橋の付近を調査している。この損傷も全て端部の柱で生じている。調査は 5 月 26 日の地震発生を受け 29 日から行われたが、既に補修工事が行われておりエポキシ樹脂注入-アラミド繊維巻付を終えた時で、その後の鋼板巻立補強の工程を残していた。注目される事はその時の地震で補修・耐震補強されていた所では被害は生じず、無補強であった場所の第 1 中曽根橋等で今回の地震で被害が生じた事である。

また、図 1.86(b)と図 1.87 に似た被害が文献<sup>40)</sup>によると新潟県中越地震 (M6.8, 2004) で上

越新幹線の魚野川橋接続部の和南津高架橋で、柱高さが低いが端部の4本で生じている。こうした被害の原因は文献(41)によると、水平せん断力によると考えられているが、第1中曽根橋はせん断破壊先行型ではないことに課題も指摘してある。

柱が図 1.86(a)の状態に至る以前に荷重支持能力を失うと、水平荷重は隣の中柱に分担され、中柱にも亀裂や図 1.87 に似た被害が生じる筈だが、実情はそうになっていない。したがって水平せん断力が支配的な破壊ではないと筆者は考えている。主原因については今後の調査・解析を待たねばならないが、筆者は鉛直局在波の特性と接地圧の差の組み合わせを予想している。

なお、東日本太平洋沖地震での建物被害で報道された事例が少ない中にも、注目される事例として図 1.89 に示す須賀川市内での RC3 階建の層間破壊の事例がある(42)。図 1.85 の第1中曽根橋や図 1.89 の層間破壊を起こした鉛直波動は地震の震源断層から遠く離れて生じている。震源域の規模に比べて事例の数が少なく、これらの現象は津波と似た地震の随伴現象と考えられる。

### 1.2.3 新潟県中越地震での事例

新潟県中越地震(M6.8, 2004)での体験記録には特徴に富むものがある。まず挙げるべき特徴は山古志のホームページに書かれている「地震発生」の事項では次のように始まっている(43)。「地震が起きたのは平成16年10月23日肌寒い土曜日の夕方の日暮れ時でした。空から爆弾が飛んできたかと思うような強い衝撃でした。人も家の中の物も一瞬で空中に飛びあがったかと思うと、次の瞬間、放り出されたあらゆる物が上から雨のように降ってきました。停電した不気味な暗闇の中、次々と倒れる家具や飛んでくる家財道具の中で、住民たちは…(以下略)(43)」

地震の発生時に「ドンと突き上げられて」との証言は多いのですが、人や物が放り上げられた後に揺れに襲われた状況が述べられている。この最初に物が1G以上で突上げられている地震波は地震計にはこれ迄捉えられてないので、山古志のこの証言はその意味で貴重な証言である。

次には図 1.90 に示す典型的な跳び石の事例が報告されている。旧堀之内町の魚野川右岸付近の場所で直径数十 cm、重さ 200~300kg の玉石群が北西に裏返しに跳んでいる(44)。ソケットと呼ばれる跳び出し跡が全く乱れていない。玉石がジャンプした事の証拠であると文献(44)に書かれている。そしてその後に、霊園の横の畑では大根が一斉に北西方向に約 30cm 跳んで、整然と並んで横たわって



(東日本太平洋沖地震)  
精密機械工場の RC3 階建が各層で建屋内崩壊  
図 1.89 須賀川市内での層間破壊の例(42)



新道島霊園入口(旧堀之内町)  
図 1.90 反転した跳び石(玉石)(44)



北方に向く [大根ジャンプ]群  
図 1.91 抜け跳んだ大根群(44)



長岡高専 1 号館屋上塔屋  
図 1.92 柱頭部の破壊(47)

いたという、何とも異様な現象である、として図 1.91 の写真が紹介してある<sup>44)</sup>。(後にこれを大根ジャンプと呼んでいる。)

この跳び石や大根ジャンプにしても、何時跳んだか定かでない。また、柔らかい畑の土で、飛び跳ね現象を起こす波とはどのようなものかとの疑問が深まります。その点に関しては次の、「“畑の「大根」が抜けてピョンピョンと飛び跳ねていた。「白兔」が跳ねて遊んでいるようだった”と目撃した人がいます。」という興味深い証言が文献 45)にある。他にも絵本作家の松岡氏が川口町の中山高原のアトリエから、地震直後に鎌倉に戻られる時の川口町を出られる前に、「畑の大根はすべてとびだしている。」と体験記録を後日出版された文献 46)にも書いてある。もし“「白兔」が跳ねて遊んでいるよう”だったなら、この激震の直前か最中に起こればそのような悠長な印象はない筈で、それは一斉に抜けてもいません。その現象は主震動が一旦収まりかけて、驚愕した気持ちが落ち着きかけていないとその印象は持てないと推測し、現在も問い合わせの調査中です。

新潟県中越地震での構造物災害では前述の上越新幹線と南津高架橋の他に、飯山線魚野川橋梁の数基の橋脚に、北西方向への変位面に擦痕のない 50cm ものズレが生じたのは、上面がジャンプしたようにも見える事が写真付きで文献 44)に記載してある。その他に長岡工業高等専門学校の建物被害の中に図 1.92 に示す校舎の 1 号館屋上の塔屋の柱 1 本のみ頭部が破壊した事例が報告されている<sup>47)</sup>。前述の図 1.86, 1.87 とか、前掲図 1.14 や後掲図 1.97 共似た破壊形態である。

### 1.2.4 熊本地震での事例

熊本地震(M7.3, 2016)では規模的に似ていた阪神淡路大震災と似た被害が見られており、破壊的な鉛直波動の現象としてピロティ形式に似た建物の層間破壊がかなりの数の建物でありました。図 1.93~図 1.95 の事例はその代表例である<sup>48-50)</sup>。1 層全体の破壊例は少ないようだが、完全に破壊するより図 1.95 の事例のように少し前の状態は、破壊の進行途中を示すことや波の規模を示すものとして重要である。これらの事例は破壊していない部位にある柱に比べ、被災した柱は重度の損壊をしている。このような特徴が再確認されたことの意義は大きい。



熊本市内のビル  
図 1.93 層間破壊の例-1<sup>48)</sup>



熊本市内のビル  
図 1.94 層間破壊の例-2<sup>49)</sup>



熊本市内のビル (錦ヶ丘)  
図 1.95 層間破壊の例-3<sup>50)</sup>



(a) 脚柱異常散乱と横移動<sup>50)</sup> (b) 橋台部の異常落下痕<sup>51)</sup>  
図 1.96 県道 32 号府領第 1 橋の異常な落橋



第1畑中橋(木山川,旧国道443号)  
図1.97 柱列式橋脚の部分破壊<sup>52)</sup>



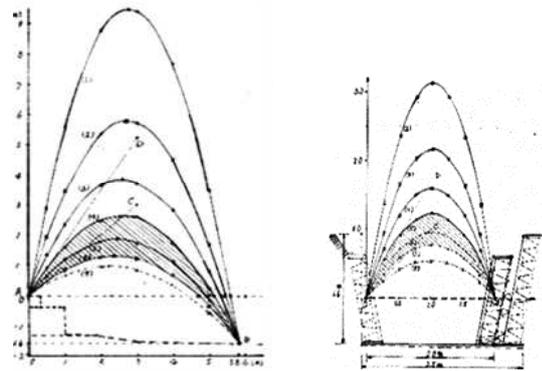
左端に灯籠の宝珠,石碑(約3t)が右手基壇上から飛翔  
図1.98 辻が峰の忠魂碑と周辺設備の飛散状況<sup>53)</sup>



右の護岸壁が反転して左護岸側に  
図1.99 水路護岸壁の反転<sup>53)</sup>



長野県西部地震(M6.8, 1984)<sup>54,55)</sup>  
図1.101 推定約5tの巨石の飛び跳ね



(a) 辻が峰の石碑 (b) 水路護岸  
図1.100 飛び跳ね軌跡の試算グラフ

表1.3 初速度の試算表 ( $v_{ox}$ :水平, $v_{oy}$ :鉛直)

石碑	ケース	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	[単位 m/s]		
	$v_{ox}$		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0		
$v_{oy}$		13.7	10.7	8.6	7.2	6.0	5.1	4.3			
護岸	$v_{ox}$		1.00		1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	3.00
	$v_{oy}$			9.8		7.8	6.5	5.6	4.9	4.4	3.9
	ケース		[1]		[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]

他の被災事例を調べると、九州自動車道緑川PAの南の甲佐町で県道32号小川嘉島線府領第一橋(橋長約61m, 3径間連続PC中空床版橋)が、図1.96に示すように高速道路上に落橋している事例が見つかった<sup>50,51)</sup>。各3本の鋼製ロッキング橋脚2基が桁を支えていた<sup>50)</sup>。水平力が主体の破壊なら脚柱はもっと揃っている筈だが、図1.96(a),(b)を見るとバラバラな位置に散在している<sup>50)</sup>。図1.96(b)の橋台上の擦過痕と角欠け跡は左側1/4の端部にだけある<sup>51)</sup>。橋桁の落下位置はその下さらに左寄りである。この橋桁の移動量と方向および落下位置との関係は、水平力だけの仕業では両橋台の制約から考えにくく、突き上げ力による橋桁の飛び跳ねを加えると説明がつけやすくなる。

次に鉛直波動による特徴的な破壊と考えられるものに、益城町での旧国道443号の木山川に架かる第1畑中橋での、図1.97に示す柱列式RC橋脚の特定の柱頭部の部分破壊事例がある<sup>52)</sup>。局部的に重度の破壊が生じており、隣接の柱の被害と、殆ど損傷がない隣の橋脚柱との対比は、局在波の特徴を反映しているものと考えられる。

これに関連して紹介しておくべき事柄として、益城町の堂園地区での図1.98と図1.99に示す辻ヶ峰の石碑の飛散事例と水路破壊護岸の反転事例がある<sup>53)</sup>。図1.98では忠魂碑とその付属施設(燈籠, 飾り供物祭壇, 周辺被覆コンクリートと飾り高欄, 正面階段等)が飛散した状態を示す。忠魂碑本体の石碑(約3t)は基壇の台座石上に建っていた物が5.8m程西北西に跳んで表面を下に伏した状態である。片方の石燈籠も宝珠が西北西に6, 7m跳んだ位置に着座している。

そして図 1.99 に、辻ヶ峰の東方で地表断層が水路と交差する場所で、破壊した北側の護岸壁の塊が反転した状態で南側の壁にもたれている状況を示す。辻ヶ峰の石碑は簡易計測をし、護岸壁は目測での飛距離からそれらの飛翔軌跡を試算したグラフが図 1.100 である。グラフの初期傾斜角  $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$  の範囲に斜線を付けている。初速度の試算値（水平  $V_{ox}$ 、鉛直  $V_{oy}$ ）を纏めたものが表 1.3 である。表にも斜線部の範囲を反映させており、その領域がほぼ妥当な範囲と判断して、初期鉛直速度は石碑で  $5 \sim 7\text{m/s}$ 、護岸で  $4 \sim 5\text{m/s}$  の値を得た。これらの値は従来得られている値に比べ相当大きな範囲の値である。この場合の石碑の重量は約 3t だが、長野県西部地震（M6.8, 1984）では図 1.101 に示す写真のように約 5t の巨石が飛び跳ねている<sup>54,55</sup>。図 1.98 の石碑の飛散写真はそれに次ぐ貴重な写真である。

### 1.2.5 大阪府北部を震源とする地震での事例

大阪府北部を震源とする地震（M6.1, 2018）でも強力な鉛直波動によると見られる破壊事例が発生した。

図 1.102 に報道画面から複写した枚方市内での煙突の三分割破壊の状況を示す<sup>56</sup>。ここで、図 1.102(a)は下段で、図 1.102(b)は中段の東半分が東隣の建物と境界塀の間に、上下の方向を保った状態で挟まっている。(c)図は上段で南隣の建物の屋上を壊して、煙突の上端が突っ込んでいる。この全容は区上空と地上との両方から見ないと把握しにくい。この事例では証言も得られており「ドンと突き上げる音」が生じている((d)図)。

図 1.103 は茨木市内の浄教寺の門建築の屋根が反転して北側の通路を塞いでいる状況を示す<sup>57</sup>。屋根を支える東柱が殆ど抜けている。水平力だけではここまで柱が抜けて、屋根が反転することはないと思われる。

図 1.104 は向日市での JR 向日町駅の西改札口前方の 1 階部分の張り出し屋根を受ける柱が 2 本被害を受けた。その内の 1 本の被害状況<sup>58</sup>で、軸圧縮破壊の特徴をよく表している。前掲図 1.95 に示す柱の破壊状況と類似している。

図 1.105 は高槻市富田町の富寿栄団地の 5 階建部の写真で、南東側からの全景である<sup>59</sup>。1 階部分は駐車場でピロティ形式の建物である。この南棟の 1 階南端で東から 3, 4 番目の柱に目立つひび割れが発生した。その状況を図 1.106 と図 1.107 に示す<sup>59</sup>。図 1.106 では柱東面に目立つ X 型のひび割れと、南面に逆くの字型ひび割れが生



図 1.102 煙突三分割破壊と証言<sup>56</sup>

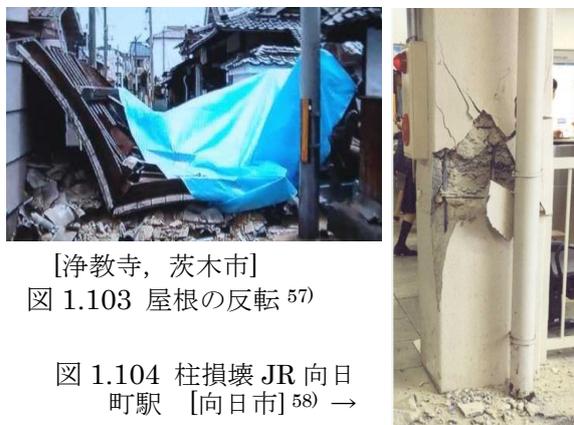


図 1.103 屋根の反転<sup>57</sup>

図 1.104 柱損壊 JR 向日町駅 【向日市】<sup>58</sup> →



(南棟のみ柱 5 列, 他 4 列) 【高槻市】  
図 1.105 富寿栄団地 5 階建-南東側<sup>59</sup>



(a) 東面 (b)南面(逆くの字型)  
図 1.106 南 1 東 3 柱の被害状態<sup>59)</sup>



(a)東面 (b)南面 (くの字型)  
図 1.107 南 1 東 4 柱の被害状態<sup>59)</sup>

じ、図 1.107 では柱東面に細かいひび割れが分布し、南面にくの字型ひび割れが生じた。両柱とも北面には斜めひび割れの発達したものが部分的だが生じており、ひび割れは内部を貫通していると判断した。この逆くの字型ひび割れは前掲図 1.76(b)に対応している。柱の同一面内で亀裂がくの字型に現れる例は珍しく、高速短時間载荷の特徴ではないかと考えている。

大阪府北部を震源とする地震の震央は高槻市城跡公園付近で、上記の事例はいずれも震央からかなり離れた場所で生じている。特に重要なこととしては、M6 クラスの地震から構造物を損壊させる鉛直地震波が生じていると判断できることである。

## 1.2.6 その他の地震での特徴的な事柄

### (1) 地層の水平ひび割れ現象

文献<sup>60)</sup>では大阪層群 Ma2 および Ma1.5 相当の海成粘土層に挟在する破碎粘土層の発生原因について、地震時の衝撃波に言及されている。その発生原因はさておき関連する現象、すなわち地層に水平なひび割れを起こさず現象として図 1.108～図 1.111 の 4 事例を紹介してある。

初めの 3 事例は兵庫県南部地震での事例で、ブロック塀の



神戸市東灘区青木 (上下の剥れ)  
図 1.108 ブロック塀の水平亀裂<sup>60)</sup>



池田市五月山  
図 1.109 道路擁壁の水平亀裂-1<sup>60)</sup>



中国自動車道安富 PA 付近  
図 1.110 道路擁壁の水平亀裂-2<sup>60)</sup>



一関市巖美町字はのこだち (岩手宮城内陸地震)  
図 1.112 水路護岸擁壁の水平亀裂<sup>61)</sup>



益城町木山地区(熊本地震)  
図 1.111 宅地擁壁の水平亀裂<sup>60)</sup>

水平亀裂とブロック擁壁の水平ひび割れの2事例であり、4番目は熊本地震でのブロック擁壁の水平ひび割れの事例である。ブロック擁壁の水平ひび割れの事例としては図 1.112 に示す岩手・宮城内陸地震での水路護岸壁の事例<sup>61)</sup>も見つかった。この事例は前述の3事例と比べて水平ひび割れの位置が地表から浅目だが延長が長い点が注目される。

この水平ひび割れの現象はまだ事例の数は少なく珍しい事例だが、波の頂部は平坦で波の形は台形的な形状が予想される。そして鉛直波動の平面的な規模、波の断面形状、強度および波長を解析する手掛かりを与えてくれている。そうした意味から大変重要な事例といえる。

## (2) 複数の鉛直波動の影響

図 1.113(a), (b)は 1968 年十勝沖地震(M7.9)での函館大学校舎の被害写真である<sup>62,63)</sup>。右端の区画を除き1階は全面的に崩壊している。破壊の延長は 90m 近くになっており、典型的な建屋内崩壊の状況をしている。

この事例でさらに注目されることは、校舎中間部の 8 パネル・延長 25m 余りの区間で4階の全階で柱が建屋内崩壊をしている事である(図(b)参照)。なお、この校舎から 80m 程離れて別の付属校舎があるが、そちらは無被害ないし軽微なひびわれ程度と伝えられている<sup>64)</sup>。各階の柱の破壊は下からの順は考えられず、上から順番に破壊された筈である。横方向へのはらみ出しが殆どなく、水平慣性力による破壊とは思えない。

また、中央部を破壊した波と1階全面を破壊した波とは形状も規模も作用時間帯も異なることが想定される。すなわち2種類の鉛直波動が同じ場所を襲っている。そのうちの中央部を襲った波は建物の全層に亘り、局部的だが被害を及ぼしている。その上留意しておくべきことは震央から 100km 以上離れていても強烈な鉛直震動の被害を受けることである。

この事例とは異なるが、建物を全階に亘り被害を及ぼしている事例が兵庫県南部地震でも見られた。その例を図 1.114 に示す<sup>65)</sup>。建物の中間層を全面的に破壊する波とは形態というべきか、その特徴が少し異なる印象を受ける、すなわち局所性が強く感じられ、その意味からは孤立波的な特徴が強いといえよう。そのような波のイメージとして図 1.115 に示す釣鐘型の孤立波の図柄を文献<sup>66)</sup>より引用して示す。この波の形はサハロフ・クズネツォフの方程式の解の形で、数学的にはソリトンと呼ばれる非線形の波である。なお、この解は図 1.115(a)の単独の孤立波の発生だ



1階は右端の区画を除き全面崩壊,中央8パネル間は4層共破壊  
図 1.113(a) 函館大学校舎の被災状況(全景)<sup>62)</sup> [1968 十勝沖地震 M7.9]



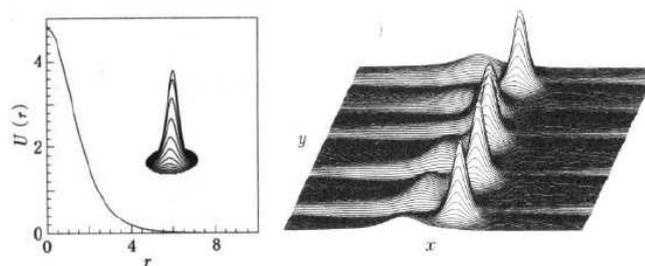
8パネル間の柱の4階全層破<sup>63)</sup>  
図 1.113(b) 校舎の被災状況(中央部)



(a) 事例-1<sup>65)</sup> (b) 事例-2<sup>65)</sup>  
図 1.114 ビルの全階部分破戒の例 (兵庫県南部地震)

けでなく、特定の条件のもとでは時間が経つと図 1.115(b)に示すように孤立波が連成して発生する。その状態が構造物での長い延長に亘り被害を与える場合を連想させ興味を惹かれる。

建物の中間層を全面的に破壊する波の頂部は平坦な形を予想さすが、孤立波が連成する形態も可能性としては考え



(a) 切断図と立体図 (b) 連成して発生する例  
図 1.115 釣り鐘型の孤立波の例 (ソリトン) <sup>66)</sup>

られる。図 1.115 の波のイメージにはこのような想像も含んでいる。

### 1.3. 衝撃的鉛直波動による構造物被害の特徴のまとめと課題

この第1章 1.1 節の“海震の情報から得られる知見”では、ルドルフ(1898年)とシーベルグ(1923年)の海震の二つの震度階表を紹介して、船舶だけでなく構造物を破壊する鉛直地震波の存在が認識されやすくなってきたものの、長年その認識が欠けていたことと、問題の地震波形はまだ正確に観測できてないことを指摘し、強烈な疎密波が本震の約3分後に生じる例を紹介した。

1.2 節の“最近の主な地震での鉛直波動によるとみられる被災事例”では、まず兵庫県南部地震での高速道路橋脚の被災事例を中心に、引張破壊と圧縮破壊およびその複合例を詳しく紹介し、前述の海震の事例と呼応してピルツ橋脚が本震の約3分後に倒壊したと判断した根拠を説明した。このように本震後に破壊力を持つ強力な鉛直地震波が生じる現象に注意する意味で「後発鉛直キラパルス」と便宜的に呼ぶことにした。

橋脚の破壊事例では単純な構造では破壊的な衝撃的鉛直波動による破壊と判断できる例を纏めて紹介し、併せて問題の鉛直波動が局地的に生じる例や、かなりの延長に亘って被害を起こす例を紹介した。その後で複雑な構造や建築構造物での鉛直波動による特徴的な破壊例と思われる事例等や、鉛直波動現象の影響が強い用語として、跳び石現象、建屋内崩壊、層間破壊、マッシュルーム型破壊等がありそれらに関連する事例を織り交ぜて紹介した。

兵庫県南部地震以外の主な地震での特徴的な事柄としては、東日本太平洋沖地震での東北新幹線橋脚の破壊例、須賀川市内での RC3 階建ての全層破壊例が地震随伴事象と考えられることに対し、新潟県中越地震の山古志での体験記録の初期鉛直地震動は地震の主体的現象の一つの側面とも連想され“大根ジャンプ”と“白兔”の話題と併せて紹介した。熊本地震ではパンケーキクラッシュや石碑の飛び跳ね現象等を、大阪府北部を震源とする地震ではM6クラスの地震から問題の破壊的鉛直波動が生じることを指摘した。さらに、地層の水平ひび割れ現象や2種類の鉛直波動が影響した事例を紹介して被害の発生形態には多様性があることを述べた。

以上を踏まえこの 1.3 節の結論をまとめると、破壊力を持つ衝撃的鉛直地震波動を観測しようとしても、その波の特性から容易にその全容を捉えることはできにくいので、観測の精度を向上させることはもちろん必要だが、各種の破壊事例と証言を集めて解析をすることが重要になる。

**謝辞:** 熊本地震での図 1.97～図 1.99 の事例等に関連しての現地調査に当り、益城町教育委員会と地元の方々のご協力と資料の提供を頂いた事に感謝を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 前原博, 櫻井春輔: 構造物の地震時衝撃破壊の代表例について, 国交省近畿地整局 平成 24 年度研究発表会, 防災・保全部門 No.19, 平成 24 年 7 月. [HP より DL 可]
- 2) 前原博, 櫻井春輔: 地震と証言による橋脚の地震時破壊原因の見直し, 国交省近畿地整局 平成 25 年度研究発表会, 防災・保全部門 No.13, 平成 25 年 7 月. [HP より DL 可]
- 3) 前原博, 櫻井春輔: 地震時の破壊的衝撃動の特徴と地震直前予知の実用化について, 国交省近畿地整局 平成 26 年度研究発表会, 防災・保全部門 No.22, 平成 26 年 7 月. [HP より DL 可]
- 4) 前原博, 櫻井春輔: 阪神淡路大震災での衝撃的鉛直地震動とその局在的性質, 国交省近畿地整局 平成 27 年度研究発表会, 防災・保全部門 No.10, 平成 27 年 6 月. [HP より DL 可]
- 5) 前原博, 櫻井春輔: 見落とされてきた破壊的鉛直地震動の現象とその特徴—地震予知の効果的な普及に向けて—, 国交省近畿地整局 平成 28 年度研究発表会, 防災・保全部門 No.20, 平成 28 年 6 月. [HP より DL 可]
- 6) 土木学会関西支部共同研究グループ: 直下地震における耐震問題に関する研究—成果報告書—, pp4-25, 平成 29 年 5 月. [https://www.jsce-kansai.net/wp-content/uploads/2017/05/kyodo\\_chokka\\_h27-28.pdf](https://www.jsce-kansai.net/wp-content/uploads/2017/05/kyodo_chokka_h27-28.pdf)
- 7) 吉村浩, 合田政次, 村尾彰: ニュージーランド東方海域で遭遇した地震と海震震度階級について, 日本航海学会誌 149 号, NAVIGATION pp107-110, 平成 13 年 9 月.
- 8) 佐藤孫七: 地震・体験あれこれ, 気象, pp26-28, 1978.1.
- 9) 茂木清夫, 望月裕峰: 1980 年伊豆半島東方沖地震の震源直上でのハイドロホンによる高周波震動の観測とそれによる地震断層の位置の推定, 東京大学地震研究所集報, Vol.55-4, pp1017-1041, 1981.3.
- 10) Kiyoo Mogi: Experimental Rock Mechanics, CRC Press, pp267, 2006.11.
- 11) P.B.Selnes: Offshore Earthquake Geotechnology – Second Part, Proceedings: First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, 4.26–5.3, 1981, St. Louis, Missouri.
- 12) 馬場栄一・広島大学名誉教授(船舶工学)より提供.
- 13) 神戸海運監理部運輸部運輸管理官: 平成 7 年 1 月 17 日 5 時 46 分「そのとき旅客船は…」アンケート報告, pp3,22, 平成 7 年 8 月.
- 14) 園田恵一郎, 小林治俊, 長野圭: 兵庫県南部地震—初期上下動の証言について, 大阪市立大学工学部紀要・震災特別号 別刷, pp189-260, 1997.1.
- 15) 鳥羽徳太郎: 1995 年兵庫県南部地震津波の規模および波源域, pp461-466, 地震 第 2 集第 49 卷(1997).
- 16) 河田恵昭: 船上で感じた地震・トンネル内で見えた地震波, 科学の目, 岩波科学 66(2), 1996.2.
- 17) 大阪フェリー協会: 窮して通ず, 阪神大震災フェリー対策協議会活動記録, pp64,69-70, 平成 8 年 1 月.
- 18) 園田恵一郎大阪市立大学名誉教授提供資料: 物体の跳躍現象から見た衝撃的地震動の検証, 2016.1.
- 19) 竹内隆・元神戸新聞社情報科学研究所職員より提供.
- 20) 前原博収集写真資料(B): § 2.地震時衝撃的鉛直波動による弁天工区の破壊例?, 内陸直下地震における耐震問題研究会, 準備会内部資料, 2010.11.
- 21) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—, pp1,191,197,464, 平成 9 年 9 月.
- 22) 後藤洋三: [エッセイ]地震と人と時間と(その 2), pp4, Docon Report Vol.170 Jan.2005.
- 23) 前原博収集写真資料(C)
- 24) Keiichiro Sonoda: IMPACT FAILURE MECHANISM OF VIADUCT COLUMNS AT INLAND FAULT EARTHQUAKES, 9<sup>th</sup> International Conference on Shock & Impact Loads on Structures, Fukuoka, Japan, pp589-603, Fig.9, Nov. 2011.
- 25) 阪神高速道路管理技術センター: 阪神高速道路震災から復旧まで[写真集], pp75,191,192, 1997.1.
- 26) 前原博収集写真資料(A)
- 27) 全日本建設技術協会: M7.2 技術者の見た 阪神・淡路大震災 その被害と復旧, pp41,135,144,147,203, 1995.11.
- 28) 朝日新聞社: 報道写真全記録大震災一年, pp4, 1996年1月.
- 29) 阪神高速道路株式会社: 震災資料保管庫 震災状況写真集(橋脚) No.13 より該当部分を複写編集.
- 30) 佃為成: 大地震の前兆と予知, ASAHI NEWS SHOP 朝日新聞社, pp65-67, 1995 年 4 月.
- 31) NHK 巨大地震メカエイク, 2010.1.17 放映の画像を写真撮影.
- 32) 大野春雄, 荏本孝久: 兵庫県南部地震の現場から 都市型被害に学ぶ市民工学, 山海堂, pp15,18,19,20, 平成 7 年 5 月.
- 33) 右近大道, 梶原浩一, 川島一彦: E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-2 橋脚) 震動破壊実験報告, 第 12 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ボジウム講演論文集, pp199-203, 2009 年 1 月.

- 34) 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター：震動台実験を利用した地震防災 歴史と今後の展開. 土木学会学習ツアー配布資料 Mar.13.2008.
- 35) 日経 BP 社：阪神大震災の教訓, pp16,19,51, 1995.3.
- 36) 神戸新聞社：阪神大震災全記録, pp36, 1995.3.
- 37) 高橋良和教授より提供：東北地方太平洋沖地震 構造物被害調査—東北新幹線 第 1 中曽根 BL 被害状況と損傷メカニズムの推定—, 京都大学防災研究所 現地調査報告 第二報、平成 23 年 3 月 17 日版と関連位置図.
- 38) 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書 第 9 章 橋梁の被害調査, p9-27,28, 2011.05.20. [http://committees.isce.or.jp/report/system/files/Chapter9-1\\_0.pdf](http://committees.isce.or.jp/report/system/files/Chapter9-1_0.pdf) (平成 28 年 9 月引用)
- 39) 防災科学技術研究所：2003 年 5 月 26 日宮城県沖の地震 被害調査報告 [速報版]. P8, [http://www.hinet.bousai.go.jp/topics/miyagi030526/kikaku/mygEQ\\_lite.pdf](http://www.hinet.bousai.go.jp/topics/miyagi030526/kikaku/mygEQ_lite.pdf) (平成 28 年 9 月引用)
- 40) 埼玉大学工学部 建設工学科 建設材料工学研究室：新潟県中越地震—被害調査速報, JR 上越新幹線 RC 高架橋および RC 橋脚 ③川口町和名津地区 <http://www.mtr.civil.saitama-u.ac.jp/modules/report/niigata-eq/no-3.html> (平成 28 年 9 月引用)
- 41) 高橋良和, 後藤浩之：2011 年東北地方太平洋沖地震による第 1 中曽根橋の被害, 第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, A7-5, 2011 年 7 月.
- 42) 日本工業新聞社, 東日本大震災一ヵ月の全記録 闘う日本, pp90, 平成 23 年 4 月.
- 43) 山古志の HP, 「地震発生」の項, <http://www.yamakoshi.org/culture/culture06.html> (平成 28 年 9 月引用)
- 44) 仁科巖監修, 久保村圭助, 町田富士夫編著：巨大地震と高速鉄道 新潟県中越地震をふりかえって, 山海堂, pp68-70, 2006 年 11 月.
- 45) 石田昭：巨大地震は「解離水」の爆縮で起きる, 工学社, pp106, 平成 25 年 7 月.
- 46) 松岡達英：震度 7 新潟中越地震を忘れない, ポプラ社, pp108, 2005 年 4 月(平成 17 年).
- 47) 長岡工業高等専門学校, 新潟県中越地震体験記, pp10, 平成 22 年 2 月.
- 48) NHK ニュース画像, 4.16, am9 時台(2016).
- 49) TBS N キャス画像, 4.16 (2016).
- 50) 日経BP社：検証熊本大地震, 裏表紙,pp44,105, 2016年7月.
- 51) 朝日新聞出版社, 緊急復刊アサヒグラフ 週刊朝日臨時増刊, 九州・熊本大地震, pp62,22, 2016.5.5.
- 52) 長尾毅, 神戸大学都市安全研究センター, 工学研究科市民工学専攻:熊本地震調査結果と今後の課題, pp19, 2016.5.20.
- 53) 益城町教育委員会より提供・撮影協力, 2017 年 11 月.
- 54) 梅田康弘京都大学名誉教授提供資料:地震動による跳び石,1984 年長野県西部地震(M6.8),2018 年 8 月 23 日.
- 55) 村松郁栄著:シリーズ日本の歴史災害 濃尾震災, 古今書院, pp63, 図 26 飛ばされた大石(1984 年長野県西部地震, 撮影梅田康弘).
- 56) NHKニュースウオッチ9の画像, 6.18(2018).
- 57) NHK ニュース中継報道画像, 6.18,13 時台(2018).
- 58) JR 向日町駅の柱の損壊写真, 住民のツイッター ‘JR 向日町にありますが柱が壊れました’ <https://nlab.itmedia.co.jp/nl/articles/1806/18/news094.html> (平成 30 年 10 月引用)
- 59) 現地調査-撮影前原, 平成 30 年 7 月.
- 60) 中川要之助:Ma2 破砕粘土層と地殻内大地震, 応用地質学会関西支部 平成 30 年度総会・研究発表会, 一般講演 6, pp4, 平成 30 年 5 月 25 日.
- 61) 東大生産研, 埼玉大学地圏科研 C., 東大大学院工学研究科:2008 年 6 月 14 日岩手・宮城内陸地震による被害調査(第 2 回)速報, 主要地方道栗駒衣川線, 一関市巖美字はこのだち, 平成 20 年 7 月 1,2 日調査.
- 62) 函館大学校舎の被災-1, <http://blogs.yahoo.co.jp/x103nanodayo/53637126.htm> (平成 26 年 9 月引用)
- 63) 函館大学校舎の被災-2, <http://www.setsunan.ac.jp/~cibata/Photo3.htm> (平成 26 年 9 月引用)
- 64) 柴田拓二:特集-大地震による建築物の被害とその教訓, 十勝沖地震/(その 2 北海道), コンクリート工学 Vol.13, No.12, pp27-31, Dec. 1975. [https://www.jstage.jst.go.jp/article/coj1975/13/12/13\\_27\\_pdf](https://www.jstage.jst.go.jp/article/coj1975/13/12/13_27_pdf)
- 65) 日本建築学会, 土木学会編:1995 年阪神・淡路大震災スライド集, III-29, III-28, 平成 7 年 7 月.
- 66) 川原琢治:ソリトンからカオスへ—非線形発展方程式の世界—, p161, 朝倉書店, 1993.5.

(文責：前原 博)

## 2. 突き上げ力による橋脚 RC 柱の損傷モードのモデル実験による検討

### 2.1 はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震においては、高架橋橋脚のRC柱部に基礎地盤からの衝撃的突き上げ力によると思われる損傷事例が数を多く見られた。以下に代表的な事例を紹介する。



写真 1, 2 水平輪切りひび割れ (円柱, 角柱)

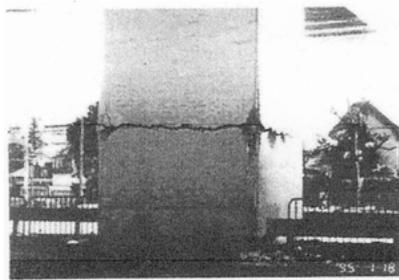


写真 3 引張・圧縮複合損傷 (円柱)



写真 4 引張・圧縮複合破壊 (角柱)



写真 5 引張・圧縮複合破壊 (楕円断面柱)

写真 1-5 は、RC 柱の損傷事例で、写真 1、2 は水平輪切りひび割れモードであり、柱断面の軸引張力によって発生したものと推測される。写真 3~5 は、軸引張と軸圧縮の交番作用によって発生したと思われる引張・圧縮複合破壊モードで、上部工の自重の影響を大きく受けていると推測される。

以上のいずれの損傷モードも水平地震動によって発生したとの考え難く、フーチング底面の基礎地盤からの突き上げ力によって発生したものと見るのが自然であろう。

### 2.2 衝撃力による RC 柱の損傷・破壊特性

基礎地盤からの T 型橋脚への突き上げ力による柱部の損傷・破壊実験を実物大のモデルで行うことは至難の業であり、縮小した簡易モデルでの実験に頼る他はないと思われる。したがって、兵庫県南部地震以降に、いくつかの大学での研究グループにより実施されたモデル実験結果の概要を紹介する。

#### (1) 別府、香月、石川、宮本らの実験結果 (参考文献 2.1) の要約

図 1 に実験装置を示す。左側の入力アクチュエータは高速変形载荷装置に連結し、右側の油圧シリンダーに突き上げ力を伝達している。供試体での RC 柱の上部には上部工の自重に対応する重錘 (500kgf) を載せてあり、柱底面への衝撃的な上向き入力速度 ( $V_0$ ) は入力側アクチュエータに

よって制御されている。

図2には、供試体の種類と寸法を示している。供試体であるRC柱の長さは300mmであり、円形断面の直径は100mmであり、テーパ付きの供試体のみ中央部断面の直径を60mmとしている、コンクリート供試体内の鉄筋にはM10のボルトを用いており、軸方向鉄筋の段落とし部の影響も調べている。表1と図3には、実験ケースと入力側アクチュエータによる最大速度 ( $V_0, cm/s$ ) と破壊形態の関係およびでのひび割れ状況 (ランク A~E に分類) を示しており、写真6には、各供試体の損傷モードを示している。

以上の実験結果の概要をまとめると、入力速度が低い場合は、いずれの供試体でもひび割れが発生しない場合があるが、中速または高速の場合は、上下ボルト供試体は破断し、他の供試体では、1または2本の水平輪切りひび割れが発生することが分かる。

なお、写真7および図4には、通しボルト供試体での高速入力の場合のひび割れ状態の時間的变化を示している。柱上部の輪切りひび割れは10ms時に発生しており、その後の変化がほとんど無く、一方、図4(c)に示すように、ボルトの引張ひずみは10msを超えてから発生しており、高速载荷でのひび割れの発生過程を示している。したがって、コンクリート部に微細なひび割れが早期に発生しても、十分な鉄筋の付着強度が保持できれば、有害なひび割れの成長の抑制に貢献するものと推察できる。

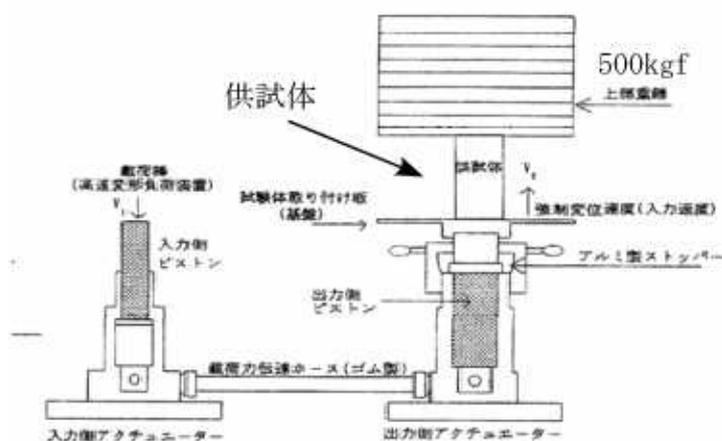


図1 衝撃的突き上げ力の発生装置

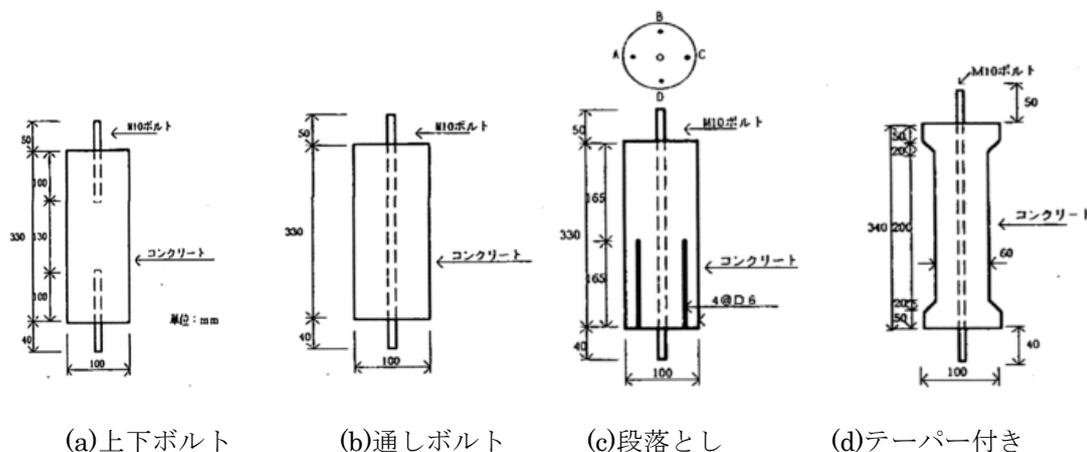


図2 供試体の種類

表 1 最大入力速度 ( $V_0, cm/s$ ) と破壊形態との関係

入力速度の種類	縮尺 1/30						縮尺 1/50	
	上下ボルト		通しボルト		段落し		テーパ付	
	最大速度	破壊形態	最大速度	破壊形態	最大速度	破壊形態	最大速度	破壊形態
低速	63.0	E	52.9	B	56.6	A	71.5	A
	50.8	A	54.6	A	55.4	A	72.4	C
中速	95.4	E	97.5	C	101.8	B	84.6	D
	105.9	E	102.6	B	107.5	B	95.1	D
高速	120.1	E	124.8	C	112.2	B	102.9	D
	120.3	E	100.0	C	110.6	B	85.7	D

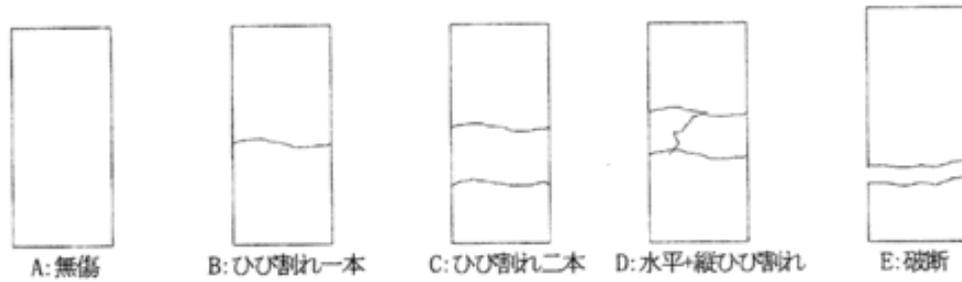


図 3 ひび割れ損傷度の分類

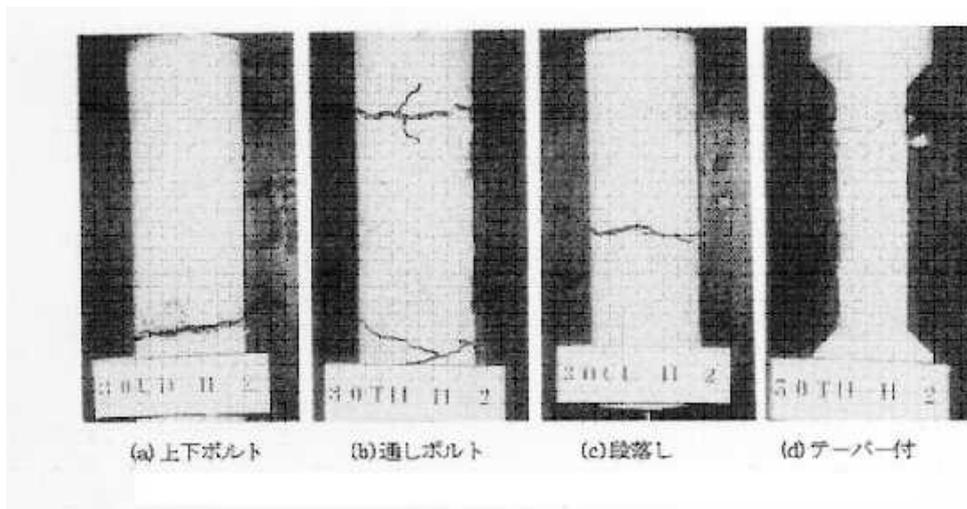


写真 6 各供試体での実験終了後のひび割れ損傷・破壊状況

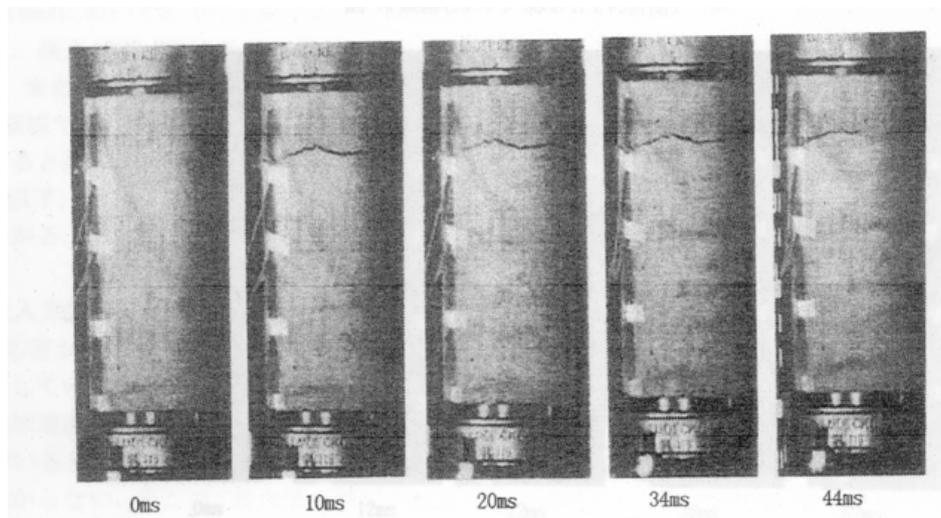


写真 7 通しボルト供試体の高速入力での水平ひび割れの時刻歴応答

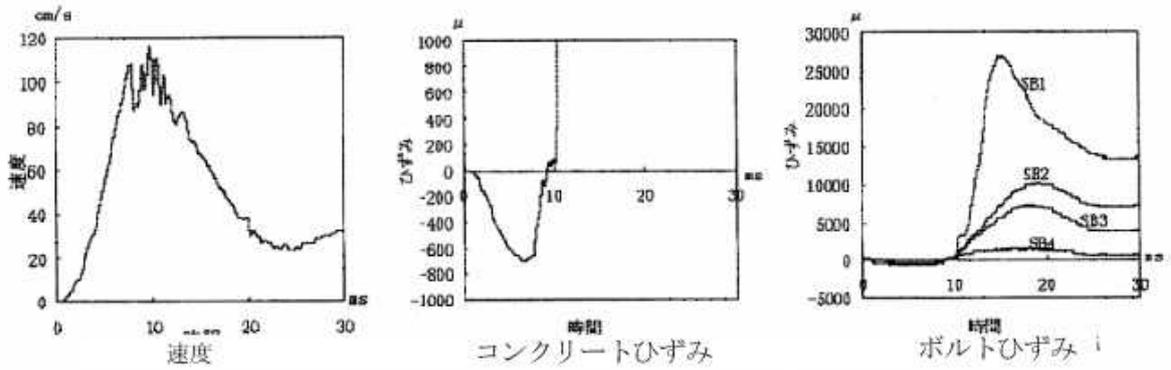


図4 通しボルト供試体での速度およびひずみの時刻歴応答

(2) 原田, 石川, 香月, 大田, 日野らの実験 (参考文献 2.2) の要約

ここでは, 図 1 の実験装置と比較して, T 型橋脚での基礎地盤からフーチング底面への衝撃的突き上げ力をより忠実し再現でき, かつより大型供試体の実験が可能な図 5 の装置を考案し, 突き上げ力の作用時から柱断面での輪切りひび割れの発生までの時刻歴応答特性調べている. 図 6 には, 対象とした T 型橋脚の実物寸法と実験モデルとの比較, また図 7 には RC 橋脚柱部の配筋図を示しており, 実験モデルは実物の約 1/10 のスケールを想定し, 柱高さは 1000mm, 円形断面の直径は 300mm とし, 中間部には軸方向鉄筋の段落とし部を設けている. 表 2 には実験ケース名を示しており, 記号 a-b-c の a は重錘(tf), b は飛翔体の入射速度, 断面での輪切りひび割れの発生までの時刻歴応答特性について

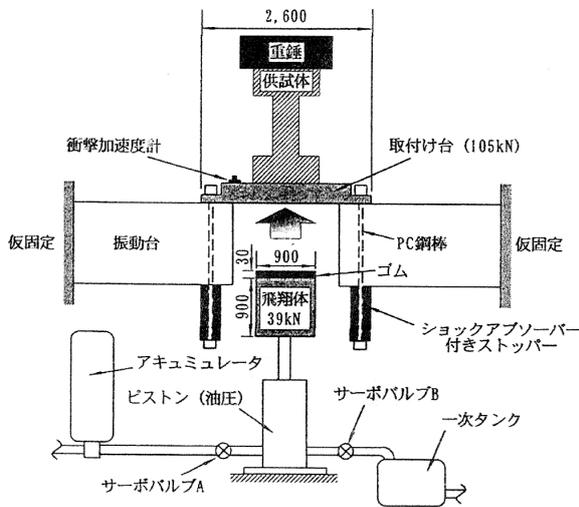


図5 突き上げ力の実験装置

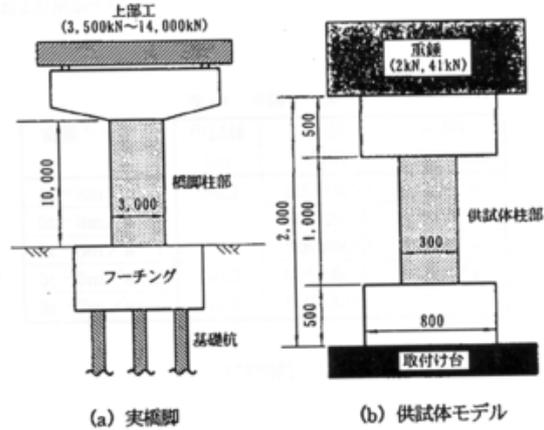


図6 実橋脚とモデル供試体

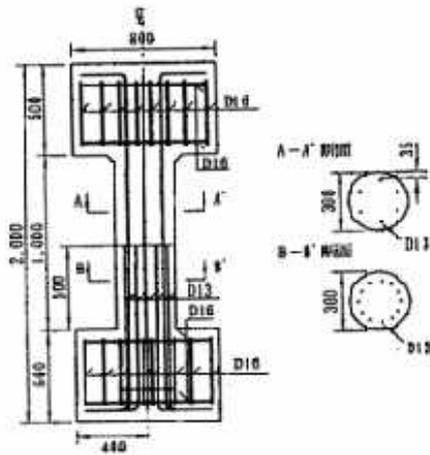


図7 RC柱のサイズと配筋図

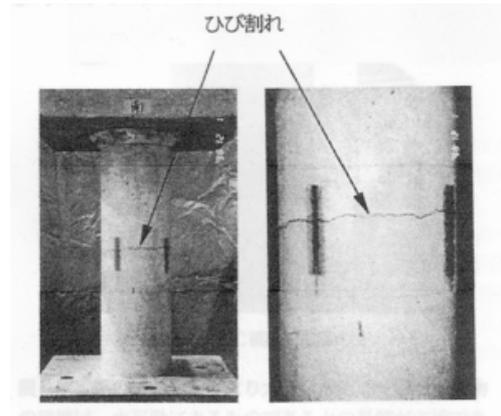


写真8 供試体 5t-5m/s-2 での水平輪切りひび割れ

表2 実験ケース

実験ケース名	供試体 No.	上部重量	飛翔体衝突速度
1t-3m/s-1	No.1	1tf(10kN)	3m/s
5t-3m/s-1		5tf(49kN)	3m/s
5t-5m/s-1		5tf(49kN)	5m/s
5t-5m/s-2	No.2	5tf(49kN)	5m/s
5t-7m/s-3	No.3	5tf(49kN)	7m/s

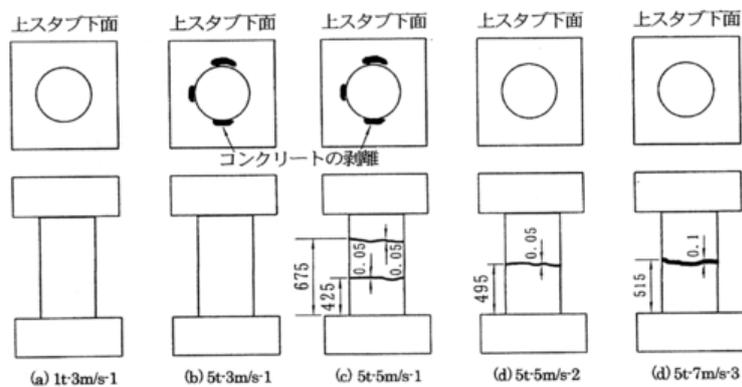


図8 各実験ケースでの柱部のひび割れ損傷図

て検討している. 図6には, 対象としたT型橋脚の実物寸法と実験モデルとの比較, また図7にはRC橋脚柱部の配筋図を示しており, 実験モデルは実物の約1/10のスケールを想定し, 柱高さは1000mm, 円形断面の直径は300mmとし, 中間部には軸方向鉄筋の段落とし部を設けている. また, 表2に実験ケース名を示しており, 記号a-b-cのaは重錘(tf), bは飛翔体の入射速度, cは供試体No.を表している. 写真8にはa=5tf, b=5m/s, c=2でのひび割れ図を示しており, 前述の写真1と類似した水平輪切りひび割れの発生を確認しており, 実験ケースとひび割れ図の関係は図8に示しており, a=1tf, b=3m/sではひび割れは発生せず, a=5tf, b=3m/sまたは5m/sでは上スタブ(頂版)と柱の接合部にコンクリートの剥離部が現れており, 冒頭の写真-5の実橋での損傷モードとの関連性が認められる.

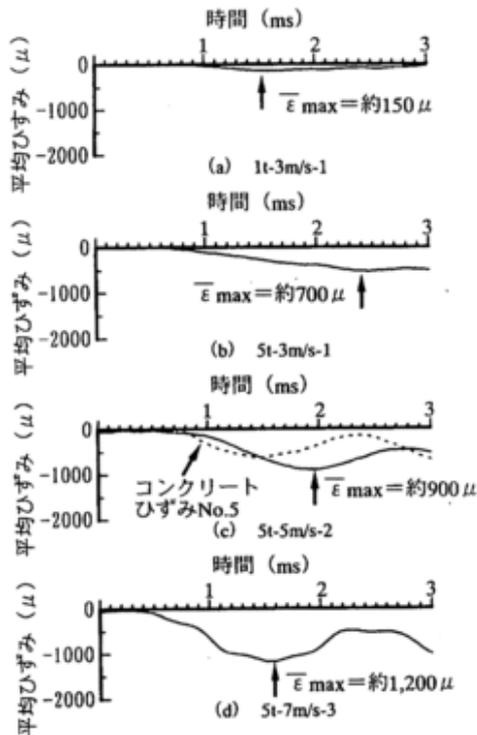


図9 0～3msでの柱の平均軸ひずみ応答

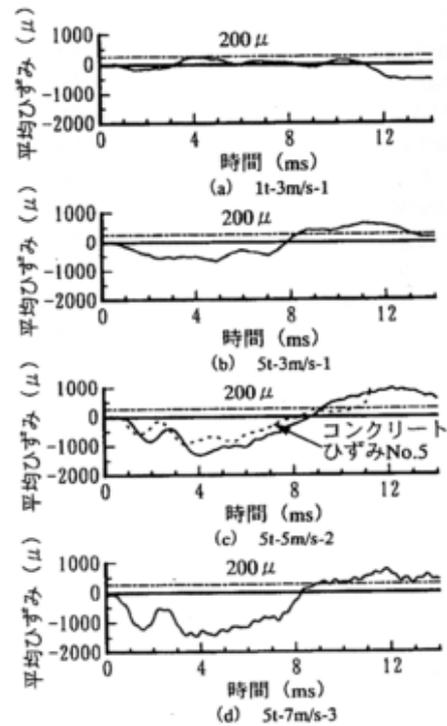


図10 0～14msでの柱の平均軸ひずみ応答

つぎに、図5の実験装置での飛翔体の衝突後の極く短い時間帯では供試体内での圧力波の伝播と反射を伴う非定常波（ここでは波動場と呼んでいる）に支配され、その後の時間帯には一定の変形モードに支配された定常波（ここでは振動場と呼んでいる）が現れるものと思われるので、波動場から振動場に移行する遷移状態の時刻応答特性を調べている。ところで、供試体の柱部の軸方向の伸縮振動モードの固有周期は11msであり、その1/4は約3msになるので、0～3msを波動場の支配領域と見なし、この領域での柱断面の平均ひずみの時刻歴を図9に示しており、ついで、振動場と振動場を含む0～14msの時間領域での柱の平均軸ひずみの時刻歴を図10に示している。なお、平均軸ひずみとは上、下スタブ面での軸方向変位差を柱高さ（1000mm）で割ったものとしている。それらの図より、時間領域：0～8.5msでは圧縮ひずみが支配し、8.5ms移行に引張ひずみが現れ、引張ひずみのピーク値は12ms前後に現れており、振動場での柱の軸方向振動の固有周期は11msであることより、図8に示した水平輪切りひび割れは振動場での引張応力によって発生し、最大引張ひずみは重錘の大きさにも依存しており、T型橋脚柱の鉛直振動の固有周期との関連性が指摘できる。

### (3) 大野、喜多、藤掛らの実験（参考文献2.3）の要約

図11に示すように、水平に吊るされたRC円柱供試体の一端に鋼製の重錘が水平方向に衝突した時に、供試体内を伝播する波動によって損傷・破壊する過程を調べることを目的とした実験である。図11の装置は水平衝突荷重装置と呼ばれており、最大質量150kgの重錘を最大20m/sの衝突速度の能力を有している。

実験に用いた供試体は、図12に示すような4種類であり、供試体の外寸は同じで全高さが800mm、柱高さは500mm、断面は円形で直径は100mm、柱の上下部は直径300mm、厚さ150mmのRC版に結合しており、4種類の供試体は柱断面の配筋量のみが異なっており、1体のみが柱下部と上部との軸方向鉄筋量が異なるいわゆる段落とし部を有しており、他の3体では軸方向鉄筋は連続しており、帯鉄筋とも鉄筋量のみを変化させている。

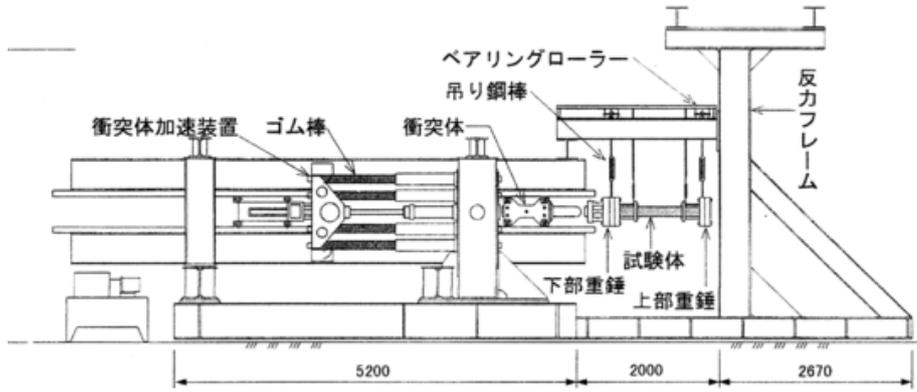


図 11 衝撃実験装置

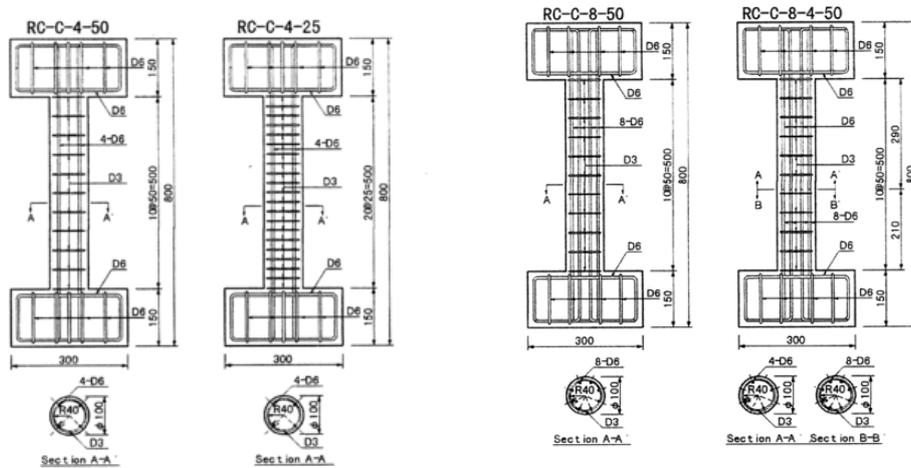


図 12 供試体の寸法・諸元

表 3 試験体名と諸元

No.	試験体名	軸方向鉄筋比 (%)	帯筋間隔 (mm)	個数
1	RC-C-4-50	1.61	50	3
2	RC-C-4-25	1.61	25	3
3	RC-C-8-50	3.22	50	2
4	RC-C-8-4-50	1.61, 3.22	50	2

表 4 コンクリートの配合および強度

粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)
10	16.3	4.9	70.1	46.4
単位置 (kg/m <sup>3</sup> )				
水 W	セメント C	粗骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE 減水剤
181	259	835	983	0.842
		ひずみ速度 (1/sec)	圧縮強度 (MPa)	
静的		10 <sup>-6</sup>	27.7	
動的		10 <sup>-1</sup> ~10 <sup>0</sup>	41.3	

図 12 の 4 種類の試験体の諸元は表 3 に示している。試験体名 (RC-C-4-50) は 3 体で、入射速度： $V_0 = 8.32m/s$ ,  $8.08m/s$ ,  $4.98m/s$  を異にした 3 回の実験 (RC-C-4-50-1,2,3) を行っており、試験体名 (RC-C-4-25) は 3 体で、 $V_0 = 7.69m/s$ ,  $5.06m/s$ ,  $6.94m/s$  の 3 回の実験 (RC-C-4-50-1,2,3) を、試験体名 (RC-C-8-50) は 2 体で、 $V_0 = 8.78m/s$ ,  $5.76m/s$  の 2 回の実験 (RC-C-8-50-1,2) を、試験体名 (RC-C-8-4-50) は 2 体で、 $V_0 = 8.50m/s$ ,  $5.88m/s$  の 2 回の実験 (RC-C-8-4-50-1,2), 合計 10 回の実験を行っている。図 13 は計 10 回の実験での各試験体の最終損傷・破壊状態 (4 方向から見た側面図) を示している。たとえば、軸方向鉄筋比:1.61, 帯鉄筋間隔:50mm の試験体 (RC-C-4-50) で、損傷に与える入力速度 ( $V_0$ ) の影響を見ると、最も低い  $V_0 = 4.98m/s$  では、コンクリートのひび割れのみ損傷状況であるが、より高い  $V_0 = 8.32m/s$ ,  $8.08m/s$  では、RC 柱下部のコンクリートが圧壊し、軸方向鉄筋の座屈と被りコンクリートの剥落を伴う全断面破壊モードが発生している。

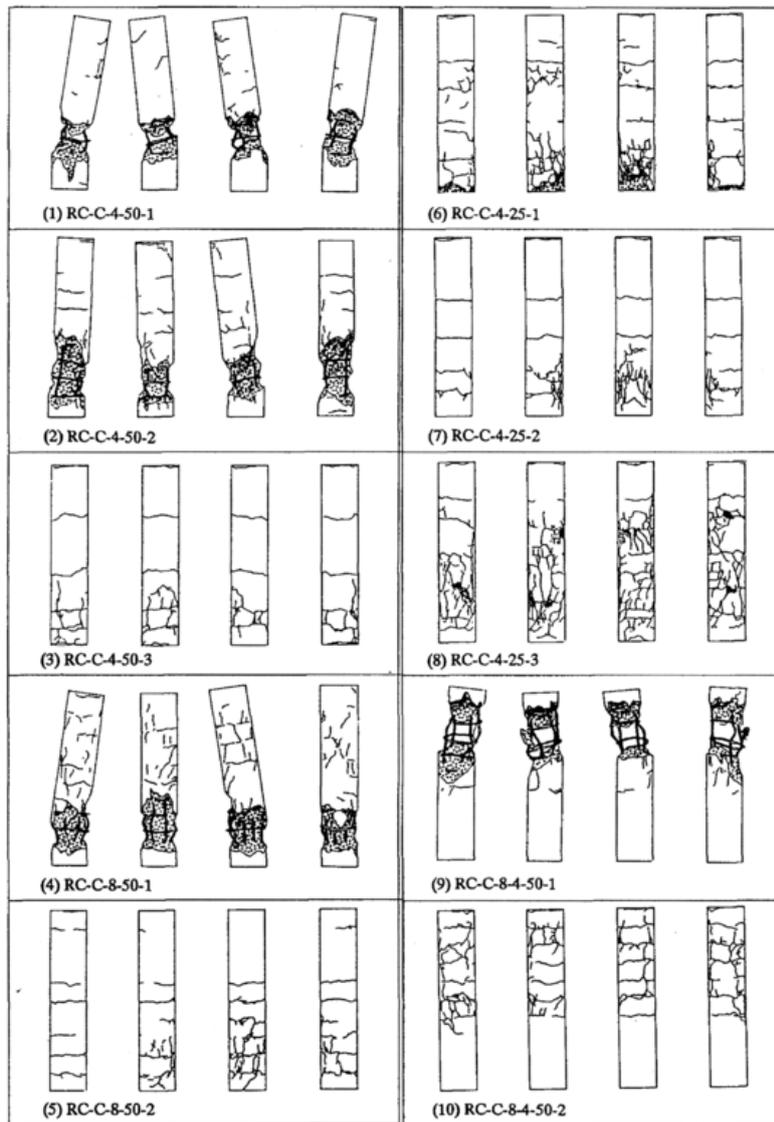


図 13 各試験体での実験後の損傷状態（4方向から見た側面図）

一方、軸方向鉄筋比：1.61，帯鉄筋間隔：25mmの試験体（RCC-C-4-25）では、多数のコンクリートのひび割れに支配された損傷モードが見られ、明らかに帯鉄筋量の増大が損傷程度の低減に貢献していることが分かる。また、軸方向鉄筋比を倍増（3.22%）した試験体（RC-C-8-50-1,2）と比較して見ると、軸方向鉄筋比（1.61%）の試験体（RCC-C-4-50）と同様の破壊モードが発生しており、軸方向鉄筋比の増加は必ずしも損傷の低減には繋がらないように思われる。さらに、段落とし部の有る試験体（RC-C-8-50-1,2）では、入力速度が $V_0 = 5.88m/s$ と小さい場合には、ひび割れは軸方向鉄筋の少ない部位に集中する傾向が見られるが、 $V_0 = 8.50m/s$ の場合の損傷モードは段落としの試験体との差は明確には認められない。ただ、図 11 の荷重装置では、供試体は水平に置かれているので、自重の影響が考慮されないため、供試体が鉛直に置かれている場合は自重の影響により異なった損傷モードになるのかもしれない。

#### (4) 園田，高田，小林，奥田らの実験の要約(参考文献 2.4,2.5)

図 14 に示すような水を充満した鋼製タンクの上に小型供試体を載せ、タンク底部のアルミニウム箔を高電圧により爆破させ、水中に衝撃圧力を発生させる装置（一般に水中線箔装置と呼ばれている）を用いた実験を行っている。図 15 には高電圧の放電回路を示している。供試体はフーチング、柱およ

び上部工の重量に相当する上載質量から成り、柱部は鉄筋コンクリート構造を想定し、コンクリートにはモルタルまたは石膏、いずれも 2 日の養生期間後の試験日に、図 16 および 17 のような応力-ひずみ曲線を得ており、石膏の圧縮強度はモルタルの圧縮強度のほぼ 6 割となっている。また、軸方向鉄筋には  $\phi 0.8mm$  または  $\phi 1.2mm$  の亜鉛メッキの針金を用いている。

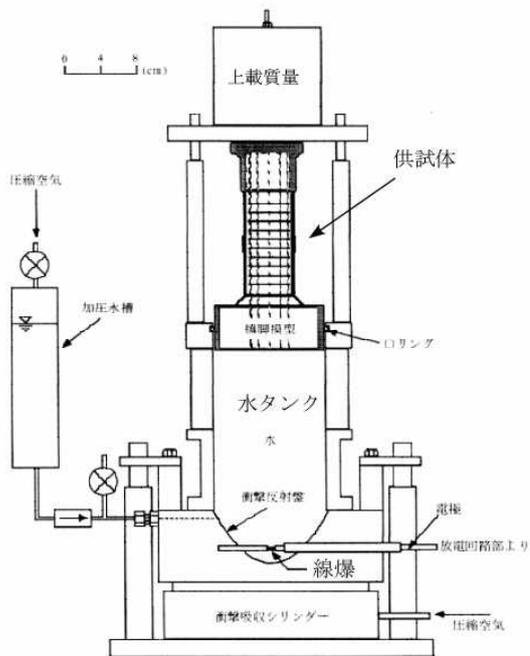


図 14 実験装置

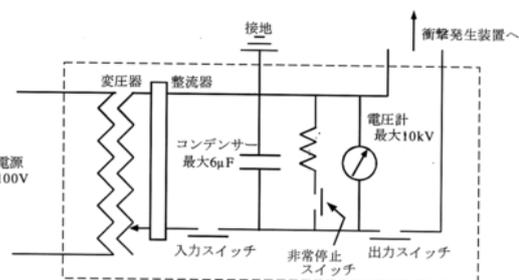


図 15 放電回路図

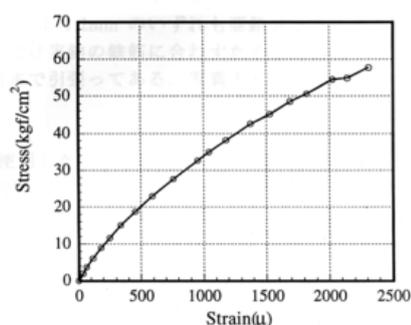


図 16 石膏の応力-ひずみ曲線

供試体は  $\phi 30$  および  $\phi 50$  の円断面柱、正方形断面柱、長方形断面柱の 4 種類であり、充電電圧を  $10kV$ 、コンデンサー容量を  $5\mu F$  または  $6\mu F$  とし、上載質量を  $0kg$  から  $17.5kg$  まで小刻みに変化させ、多数回の実験を行っている。

つぎに、図 14 の実験装置での供試体のフーチング底面への線爆による圧力分布はコンデンサー容量と上部工の質量に相当する上載質量の大きさの影響を受けることが懸念されるので、代表的なケースについて、コンデンサー容量 ( $C$ ) と上載質量 ( $M_u$ ) がフーチング底面に与える圧力分布への影響を調べるために事前に試験を行い、図 18 の結果を得ており、圧力分布は  $C$  に敏感に影響されるが、 $M_u$  にはほとんど影響されないことを確認している。また、図 19 には柱断面が  $\phi 50$  の円柱供試体の寸法を示しており、柱高さは  $120mm$ 、断面径は  $50mm$  であり、フーチング部と頂版を含めた全高さは  $234mm$  である。また、図 20 には柱断面が長方形の供試体の寸法を示しており、その他の供試体の寸法もそれらに準じた値になっている。

本実験にて得られた各供試体の柱部の損傷・破壊状況を以下に示す。写真 9 は、 $\phi 36$  の円柱供試

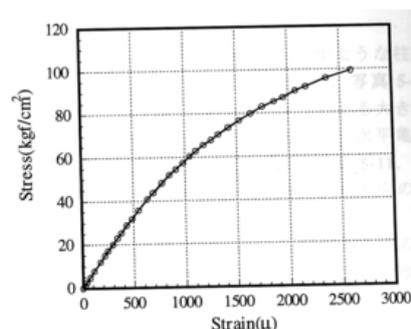


図 17 モルタルの応力-ひずみ曲線

体（石膏およびモルタル）の破壊モードであり、柱上部または中間部で圧縮破壊を起こしている。写真 10 は  $\phi 50$  モルタル供試体の損傷状況で、水平輪切りひび割れや鉛直ひび割れが混じりあった損傷による上載ブロックの陥没も発生していることより、ここでは引張・圧縮複合モードと名づけている。写真 11 には正方形断面柱の石膏供試体、写真 12 には長方形断面柱の石膏供試体の圧縮破壊モードを示している。いずれの供試体も柱上端の破壊ゾーンが上部工との取り付け部に集中している。

以上の実験結果をまとめて見ると、写真.1~5 に示した実橋脚柱とモデル橋脚とのサイズが大幅に異なっており、フーチング底面からの衝撃的突き上げ力による柱の損傷・破壊特性の定量的な両者の比較は困難であるが、定性的には両者の損傷・破壊モードの類似性が十分認められる。

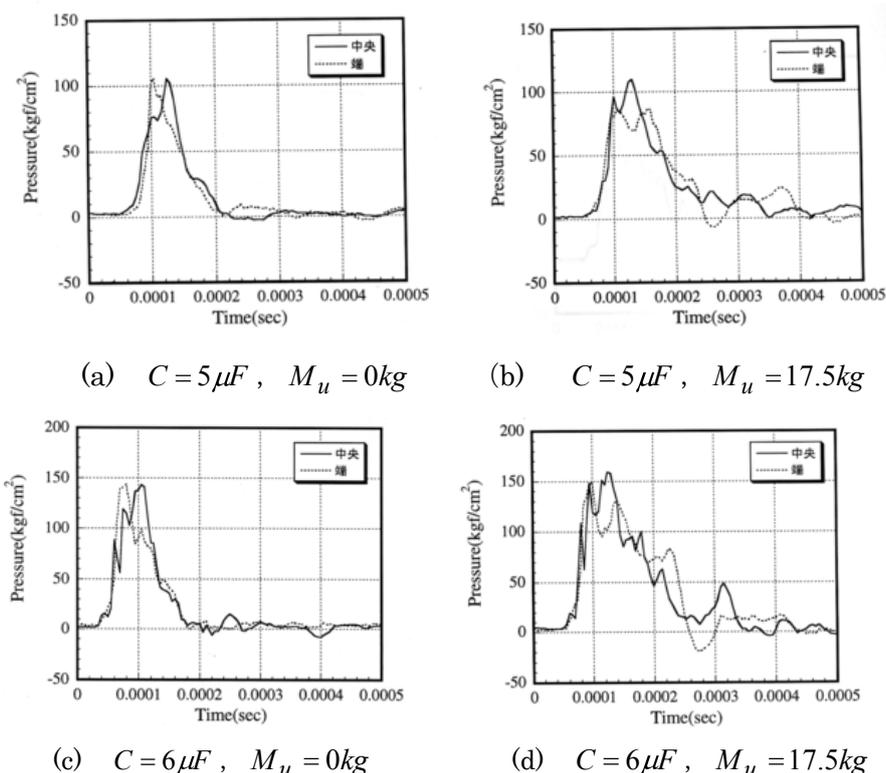


図 18 フーチング底面の圧力分布に対するコンデンサー容量および上載質量の影響

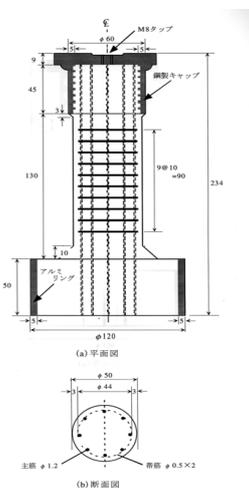


図 19  $\phi 50$  の円形柱の供試体寸法

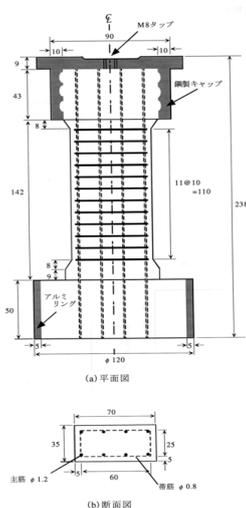


図 20 長方形断面柱の供試体寸法

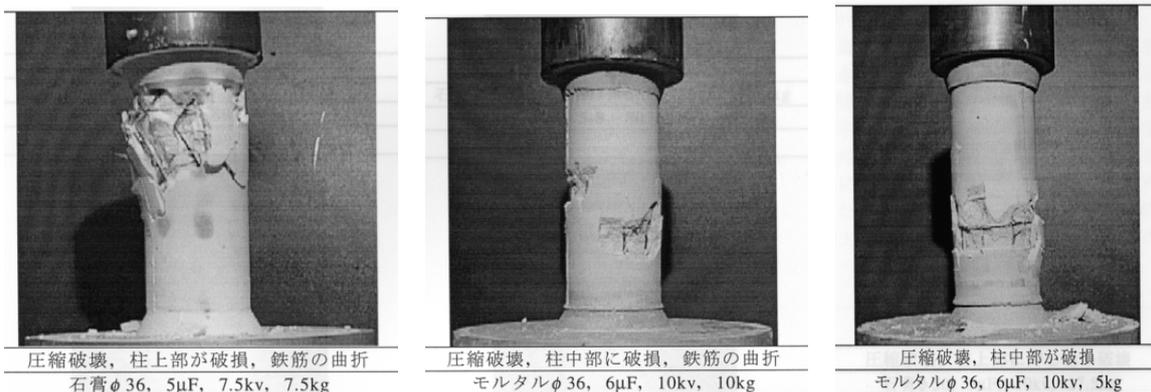


写真9 圧縮破壊モード ( $\phi$ 36石膏またはモルタル供試体)



写真10 引張・破壊複合モード ( $\phi$ 50モルタル供試体)

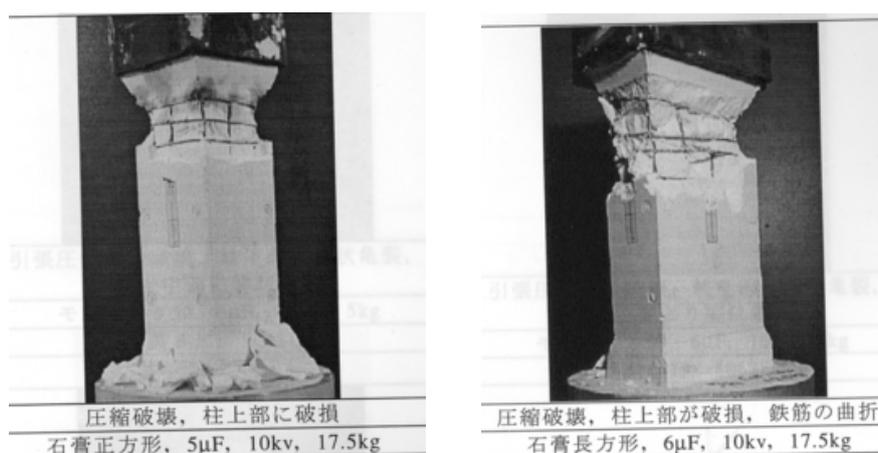


写真11 圧縮破壊モード (石膏，正方形断面) 写真12 圧縮破壊モード (石膏，長方形断面)

## 参考文献

- 2.1) 別府万寿博, 香月 智, 石川信隆, 宮本文穂, 衝撃突き上げによる RC 橋脚模型の輪切り状ひび割れに関する実験的研究, 土木学会論文集 No.577/I-41, 165-180, 1997
- 2.2) 原田耕司, 石川信隆, 香月 智, 大田俊昭, 日野伸一, 下方向からの衝撃力を受ける RC 柱の波動場から振動場への移行状態に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.662/V-49, 135-148, 2000
- 2.3) 大野友則, 喜多龍一郎, 藤掛一典, 軸方向に衝撃力を受ける RC 円柱試験体の圧縮破壊メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 No.584/I-42, 229-242, 1998
- 2.4) K.Sonoda, N.Takada and H.Kobayashi, Impact Failure Tests of Bridge RC Pier Models by an Underwater Explosion Method, 2<sup>nd</sup> Asia-Pacific Conference on Shock & Impact Loads on Structures, Melbourne, Australia, November 25-27, 1997
- 2.5) 奥田洋一, 高架橋橋脚モデルの線爆装置による衝撃破壊実験, 大阪市立大学大学院工学研究科前期博士課程 土木工学専攻, 修士論文, 平成 11 年 3 月

(文責: 園田恵一郎, 宮本文穂, 前原 博)

### 3. 兵庫県南部地震および熊本地震での鉛直地震動の考察

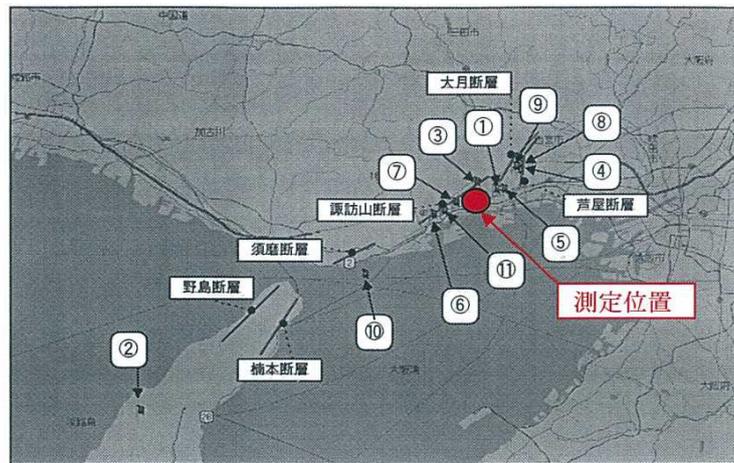
#### 3.1 直下地震での鉛直地震動の観測

##### 1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において阪神・淡路地域の建物などの構造物の多くが壊滅的な被害を受けた。その構造物の破壊のメカニズムはそれまでの地震における破壊とは異なり衝撃的な上下動に起因するものが多いように思われた。そして地震直後に現地視察を行った土木・建築の耐震工学の専門家の多くが「これからは上下動による構造物の衝撃的破壊の研究が必要」とコメントしていた。しかしその後、徐々に地震波形が公表されるにつれて衝撃的な上下動は存在しなかったとする意見が大半となり、その後上下動の存在はまったく否定されることとなった。しかし、兵庫県南部地震の波形記録(SMACMD 強震計による)はローパスフィルターによって高周波成分がカットされているので高周波の波形が記録されていない可能性がある。そこで高周波成分の測定可能な加速度計(サーボ型加速度計:DC-100Hz)を用いて、本震直後の2月3日から2年間にわたり余震の震動測定を行った。

##### 2. 余震の測定位置と収集した余震の震源位置

測定位置は神戸大学都市安全研究センターの地表面下約10mにある土砂搬出用のトンネルの



図一1 兵庫県南部地震の余震の震央位置と震動測定の位置関係

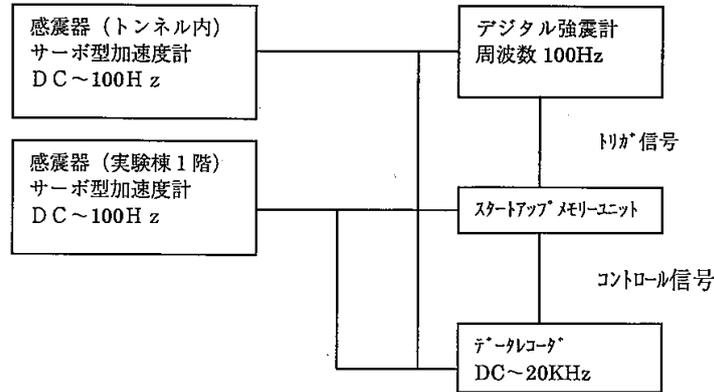
表一1 余震の発生日時、場所、震源深さ、マグニチュード

No.	発震時	震央緯度	震央経度	震源位置	震源深さ	M
①	'95.02.03 20:36'55.4"	N34° 43.7"	E135° 16.0"	兵庫県南東部	12.3km	3.4
②	'95.02.18 21:37'33.9"	N34° 26.2"	E134° 49.0"	淡路島	15.9km	4.8
③	'95.03.05 10:04'28.8"	N34° 44.3"	E135° 14.5"	兵庫県南東部	13.2km	3.2
④	'95.03.30 14:24'48.3"	N34° 45.2"	E135° 17.8"	兵庫県南東部	12.6km	3.6
⑤	'95.04.22 08:19'02.9"	N34° 43.7"	E135° 16.5"	兵庫県南東部	11.9km	3.0
⑥	'95.05.04 05:53'16.7"	N34° 41.7"	E135° 11.2"	兵庫県南東部	14.7km	3.6
⑦	'95.05.08 02:36'13.0"	N34° 42.7"	E135° 12.9"	兵庫県南東部	13.8km	3.3
⑧	'95.06.16 07:55'50.6"	N34° 45.8"	E135° 17.7"	兵庫県南東部	12.5km	3.8
⑨	'95.06.23 22:19'22.7"	N34° 45.5"	E135° 17.4"	兵庫県南東部	13.2km	3.7
⑩	'95.10.14 02:04'05.7"	N34° 37.0"	E135° 06.0"	大阪湾	17.0km	4.8
⑪	'97.05.14 02:37'	N34° 42.0"	E135° 12.0"	兵庫県南東部	13.0km	3.5

底盤と、その地表にある実験棟の1階に定めた。測定位置及び余震の震源位置を図-1に示す。また余震の震源の位置、震源深さ、及びマグニチュードを表-1に示す。

3. 余震の測定に用いた高周波成分の測定可能な計測システム  
 余震の測定には高周波成分の測定が可能な加速度計(サーボ型加速度計:DC-100Hz)を用いた計測システムを構築した(表-2参照)。計測は本震直後の2月3日から2年間にわたり実施した。

表-2 計測システム



4. 測定位置の地質

測定位置の地質は部分的に風化作用を受け一部マサ化している花崗閃緑岩からなる。深度別の地質状況は表-3の通りである。

表-3 感震器の設置位置の地質条件(

深度 (m)	地層	p 波速度 (m/s)	s 波速度 (m/s)	備考
0.00~ 6.10	盛土	640	320	
6.10~10.45	トンネル			
10.45~11.75	シルト質砂	490	240	N=10
11.75~14.70	風化帯	700	340	N≥60
14.70~16.00	風化帯	700	340	DL-CL級
16.00~20.80	風化花崗岩	1700	590	DL-CL級
20.80~33.00	風化花崗岩	2050	850	DL-CL級
33.00~40.45	風化花崗岩	2250	960	DL-CL級
40.45~40.45	風化花崗岩	2850	1120	CL級
52.95~70.00	風化花崗岩	3100	1350	CH級

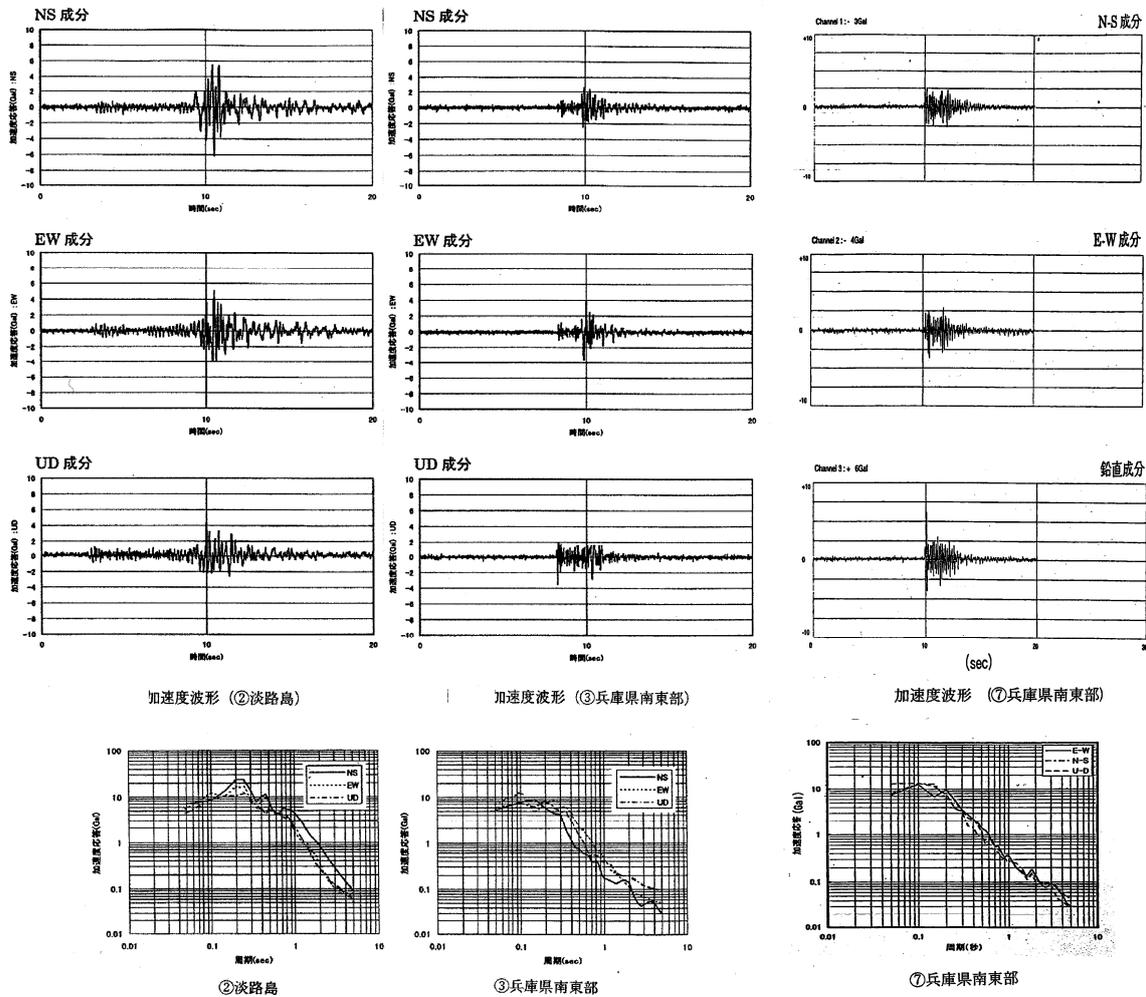
5. 測定結果

表-1から明らかなように兵庫県南部地震の余震は、主として兵庫県南東部を震源とする3-5gal程度の地震であった。測定位置から最も遠い淡路島の震央位置②(測定位置から約4.7km)と、測定位置の直下に近い震央位置③(測定位置から約2.5km)及び震央位置⑦(測定位置から約1.8km)の、それぞれを震源とする余震に対して得られた加速度波形と加速度応答スペクトルを図-2に示す。これらの図から明らかなように、兵庫県南東部を震源(内陸直下型地震)とする5gal~10gal程度の余震では、ばらつきがあるものの水平動と上下動はほぼ同程度の大きさの最大加速度となる。ただし、上下動の最大値は初動付近に生じ、立ち上がり時における1サイクルの周波数は10Hz程度である。なお、余震の震央が測定点のほぼ直下にある場合には地下のトンネル

発破のように「ドーン」と言う音が聞こえたので余震の周波数は少なくとも可聴域の最低周波数の 20Hz の得るにおいて 2 倍程度となる。

## 6. 結果の考察

図一2 に示す加速度波形から明らかなように、計測を行った兵庫県南部地震の余震においては、上下動の加速度の最大値は初動付近に生じ、立ち上がり時における 1 サイクルの周波数は少なくとも 20 Hz が記録されている。さらにサンプリング周波数の関係で記録が得られなかったが、それ以上の高周波が存在した可能性は否定できない。なお、余震時には、地下のトンネル発破のよ



図一2 加速度波形と加速度応答スペクトル

うに振動と同時に「ドーン」と言う音が聞こえたことから、震動（P波）は最低でも可聴域周波数の 20 Hz 以上はあったと考えられる。

震源が最も遠い淡路島の震央位置②の地震に対する加速度波形は水平動(NS 成分)が最も大きく、上下動は最も小さい。また、卓越周期も 0.25 秒程度であり、振動数は約 4 Hz 程度である。すなわち震央から 47 km 離れた位置では、通常地震の加速度波形と同様であることが分かる。一方、震源が測定点のほぼ直下にある震央位置③、及び⑦では上下動が最大であり、卓越周期も③は 0.1 秒、⑦は上下動については 0.05-0.15 秒の間がほぼ同程度の加速度応答を示している。いま、卓越周期を 0.05 秒とすれば振動数は約 20 Hz となる。なお、図に示す加速度応答スペクトルは卓越周期が 0.05 秒以下のデータが記録されていない。(サンプリング周波数の関係と考えられる。)従って、20 Hz よりさらに高い周波数の上下動が存在した可能性は否定できない。

震源が測定点のほぼ直下にある震央位置③及び⑦においては、初動として衝撃的な上下動が測定位置に到達し、それによってトリガーが作動して記録が取られている。なお、詳細なデータは省

略するが、測定位置のほぼ直下に震源がある場合の震央位置①④⑤⑨の場合も、震央位置③及び⑦とほぼ同様の加速度波形が記録されている。これらの震央位置は図—1 から明らかなように、全て震央が測定位置から 10 km 以内にある場合である。それ以上離れている震央位置⑩(測定位置から約 15 km)では、初動は上下動が明らかに大きい、主動では水平動が上下動より若干大きくなっている。これはS波による振動が、P波による上下動より大きくなっていることを意味するものと考えられる。そして、更に遠い震央位置②の地震については通常の地震波形となっている。これは、衝撃的な短周期の波動は減衰が早く、震源から遠くに伝播する間に減衰してしまい、減衰の少ない周期の長いS波が遠くまで伝播することによると考えられる。なお、地表面下 10 m と地表との最大加速度応答倍率は水平動で 2～3 倍、上下動では初動付近において 2 倍程度であった。

## 7. 結論

上に述べた考察の結果から明らかなように、震央が測定位置から 10 km 以内の地震においては、初動に衝撃的な大きな上下動が存在し、特にほぼ直下に近い震源を持つ地震に対しては高周波の強烈な衝撃的上下動が記録されている。しかし、震央が測定位置から約 15 km 離れた震央位置⑩の地震は、初動の上下動は水平動より大きい、主動では水平動が大きくなる。一方、測定位置から約 47 km 離れた淡路島を震源とする地震では通常の地震波形となり、初動及び主動共に水平動が大きくなる。そして高周波成分は小さい。要するに震央距離 10 km 以内の地震においては衝撃的な上下動が存在するが、震央位置⑩(測定位置から約 15 km)の地震については水平動が上下動より大きくなっている。そして、震央距離が約 47 km (震央位置②) の地震では初動、主動ともに水平動が卓越し、上下動の最大加速度は水平動の約 1/2 程度となる。すなわち、震央が遠くにある一般的な地震の加速度波形と同様になることが分かる。これは、衝撃的な短周期の波動は減衰が早く、震源から遠くに伝播する間に減衰してしまい、減衰の少ない周期の長いS波が遠くまで伝播することによると考えられる。

今回、計測を行った兵庫県南部地震の余震においては、上下動の加速度の最大値は初動付近に生じ、立ち上がり時における 1 サイクルの周波数は少なくとも 20 Hz が記録されている。さらにサンプリング周波数の関係で記録が得られなかったが、それ以上の高周波が存在した可能性は否定できない。なお、余震時には、地下のトンネル発破のように振動と同時に「ドーン」と言う音が聞こえたことから、震動(P波)は最低でも可聴域周波数の 20 Hz 以上はあったと考えられる。なお、地表面下 10 m と地表面との最大加速度応答倍率は水平動で 2～3 倍、上下動では初動付近において 2 倍程度であった。

しかし、これらの結論は余震に対して得たものであり、本震では異なる波動特性が存在したかも知れないとの指摘もある。とは言え 兵庫県南部地震の余震の震源が本震の地震断層の中にあることが明らかになり、更に、直下地震の余震の特性、すなわち 衝撃的上下動については 震源から 10 km 以内の領域に限られ、それ以上離れると 通常の地震 即ち上下動が水平動の約 1/2 になることが明らかとなった。

謝辞：ここに示したデータは神戸大学工学部建設学科櫻井研究室(当時)と(株)フジタ技術研究所が実施した共同研究によって取得したものであり、2年間にわたり計測を担当頂いたフジタ技術研究所の齊藤悦郎氏(当時)にこの場をお借りして心からお礼を申し上げます。

文責(櫻井 春輔)

### 3.2 多層地盤での鉛直地震波動の特性

(1) 地盤特性と地震計の記録—熊本地震(2016年4月14日(前震 M.6.5)) の例—

図1は、独立行政法人防災科学技術研究所による益城町辻の城143盤地での地盤柱状図である<sup>1)</sup>。地表面から深さ10mはP波速度( $V_p$ )が $300\text{m/s}$ の火山灰粘土層、その下部の約10mは砂層で $V_p = 1200\text{m/s}$ であり、それより深部は火山灰粘土、砂、礫層であり、 $V_p = 2000 - 2800\text{m/s}$ の硬い層であり、さらにGL-230mより下部の安山岩層では、 $V_p = 4800\text{m/s}$ である。

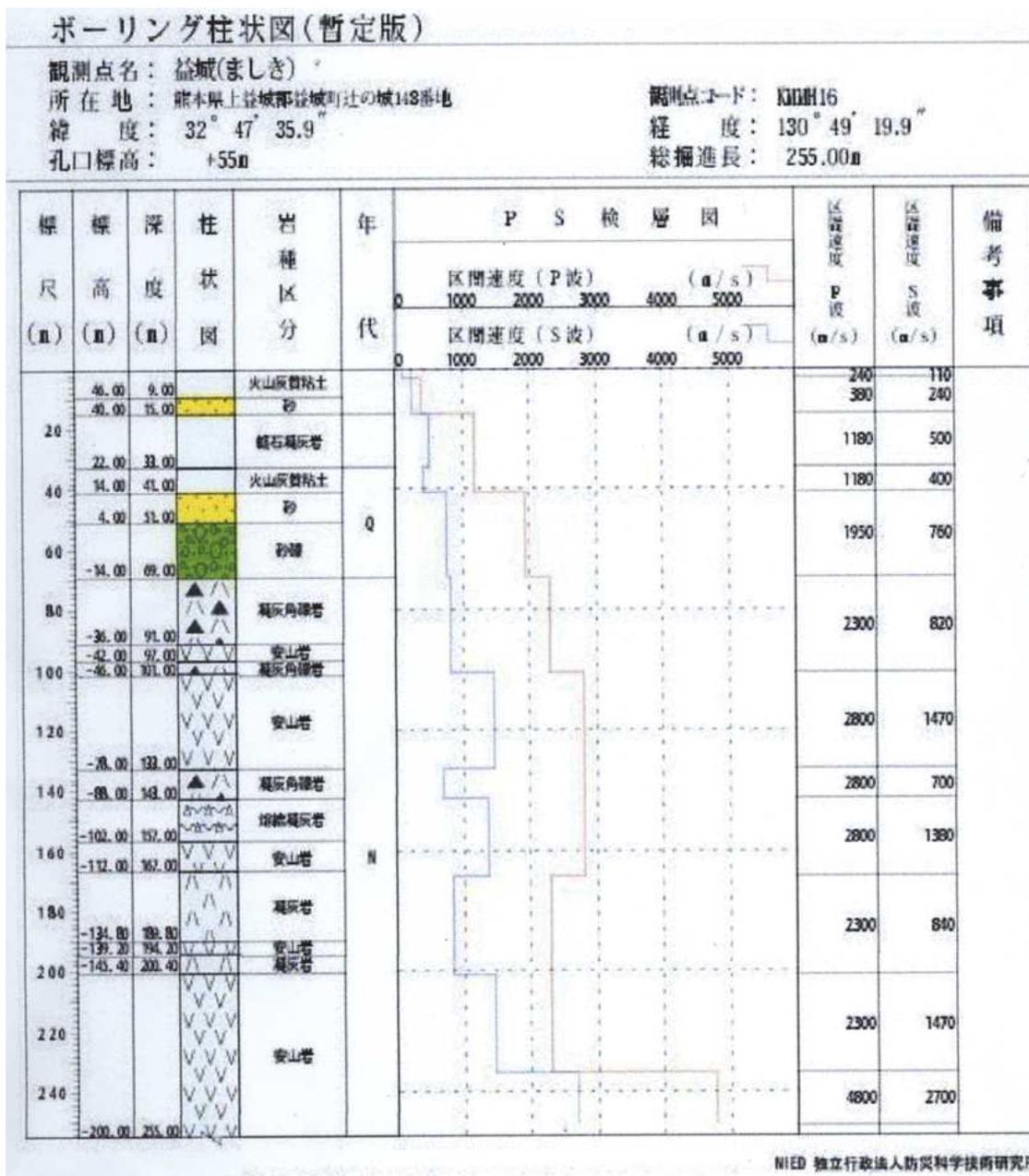
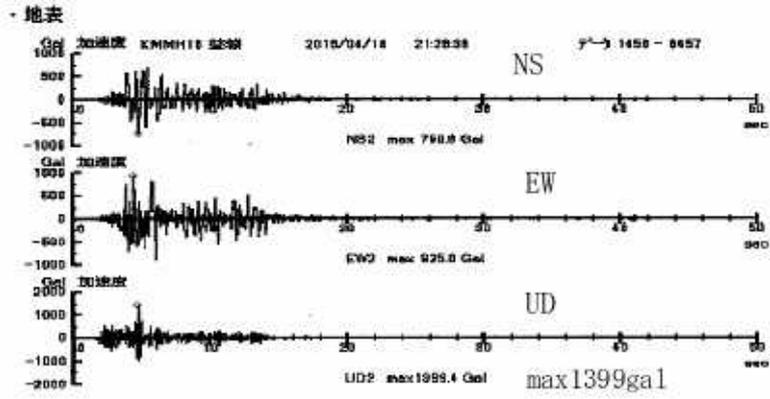
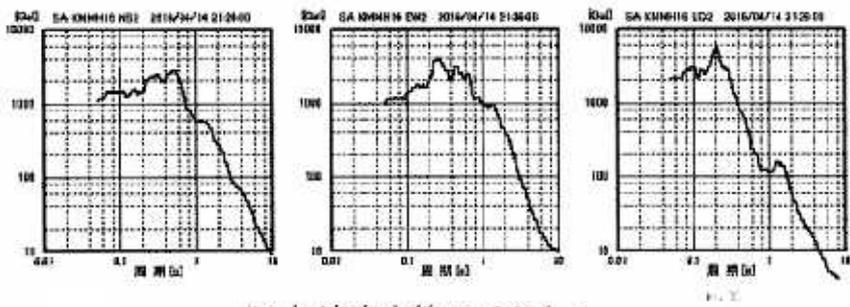


図1 地盤の柱状図とPおよびS波速度 (独立行政法人防災科学技術研究所による) 3.1)

2016年4月14日のM6.5の地震(前震)での地表面およびGL-255mの岩盤内の地震計の記録と加速度応答スペクトルは文献3.1)によれば、図2(a),(b)および図3(a),(b)のようになっており、



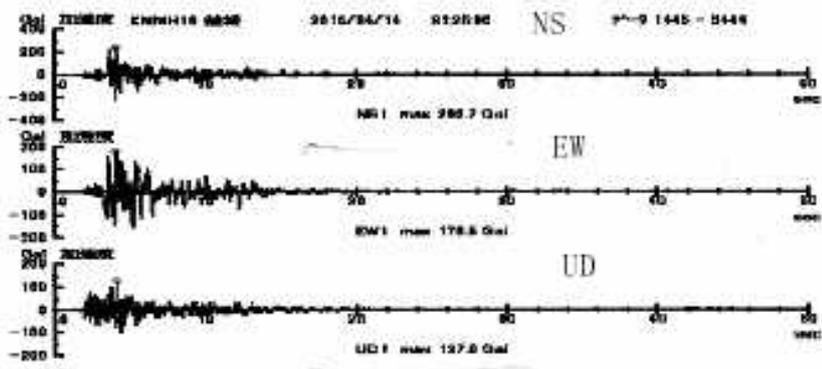
NS (a) 加速度波形 EW UD



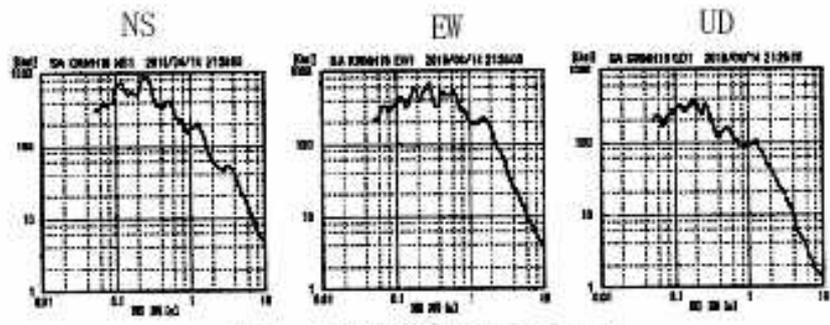
(b) 加速度応答スペクトル

図 2 地表面の地震計による記録<sup>3.1)</sup>

・地中地震計 (GL-255m,  $V_d=2700m/s$  の基礎)



(a) 加速度波形 max 127gal



(b) 加速度応答スペクトル

図 3 地中 (GL-255m) の地震計による記録<sup>3.1)</sup>

地表面の最大鉛直加速度は 1399Gal, 地中(GL-255m)でのそれは 127Gal であり, 地中に対する地表面の最大鉛直加速度の比は約 11 になっている. このような特性は, 図 1 での地表から深さ 20m までの地盤は柔らかく, この層での縦波の重複反射による固有周期 ( $T_{s1,2}$ ) を 1/4 波長則で求めると,  $T_{s1,2} = 4 \times (10/300 + 10/1200) = 0.17 \text{sec}$  となり, 地表面の鉛直加速度応答スペクトルの卓越周期とほぼ対応しており, 地中に対する地表面での鉛直加速度の増幅現象は表層部での重複反射に基づくものと考えられる.

## (2) 鉛直地震波動の重複反射現象の理論的考察

### (a) 平面ひずみ波の運動方程式

図 4 に示すような密度  $\rho$ , 縦波速度  $V_p$  の半無限弾性体において, 水平方向には一様な鉛直方向に向かうひずみ波 (平面ひずみ波または平面波と言う) を  $U(t, z)$  とすれば, 運動方程式は時間  $t$ , 空間  $z$  の座標空間において

$$\rho \frac{\partial^2 U(t, z)}{\partial t^2} - \bar{E} \frac{\partial^2 U(t, z)}{\partial z^2} = 0 \quad (1)$$

ここに,  $\bar{E} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ ,  $E$  はヤング率,  $\nu$  はポアソン

比であり, 片振幅は  $u_0$ , 周期は  $T_0$ , 円振動数は  $p = 2\pi/T_0$ , の調和波の場合は, 式(1)の解は以下のように与えられる.

$$U(t, z) = u_0 \cdot e^{i(pt - fz)}, \quad \bar{E} = \rho \cdot V_p^2 \quad (2)$$

ここに,  $i = \sqrt{-1}$ ,  $f = 2\pi/L$ ,  $L$  は波長 ( $=T_0 V_p$ ),  $\rho$  は密度,  $V_p$  は縦波の伝播速度である.

同様に, 地表面での反射により下方に向かう後退波の場合は

$$\bar{U}(t, z) = \bar{u}_0 \cdot e^{i(pt + fz)} \quad (3)$$

$\bar{u}_0$ : 後退波の片振幅, となる. したがって, 進行波と後退波の双方を考慮した場合には以下のように表せる.

$$U(t, z) + \bar{U}(t, z) = u_0 \cdot e^{i(pt - fz)} + \bar{u}_0 \cdot e^{i(pt + fz)} \quad (4)$$

ところで,  $z$  座標の原点を地表面に採れば, 応力 (圧力) はゼロであるので,

$$\sigma_z = \bar{E} \varepsilon_z = \bar{E} \cdot f \left[ -u_0 \cdot e^{i(pt - fz)} + \bar{u}_0 \cdot e^{i(pt + fz)} \right] \Big|_{z=0} = 0 \quad (5)$$

により,  $\bar{u}_0 = u_0$  となり, 地表面 ( $z=0$ ) では進行波と後退波の振幅が同じになり, 自由面は鉛直変位波の完全反射面となる.

ところで,  $e^{i\theta} = \cos \theta + i \sin \theta$  より, 式(4)の実部のみを採れば,

$$U(t, z) + \bar{U}(t, z) = u_0 [\cos(pt - fz) + \cos(pt + fz)] = 2u_0 \cos pt \cdot \cos fz \quad (6)$$

となり,  $z = -\infty$  から上方に進行する平面縦波:  $u_0 \cos(pt - fz)$  によって, 地表面 ( $z=0$ ) では振幅:  $2u_0$  の定在波になることが分かる.

つぎに, 縦波の鉛直粒子速度に着目すれば, 式(6)より,

$$\partial U(t, z) / \partial t + \bar{U}(t, z) / \partial t = v_0 \sin pt \cos fz, \quad \text{ここに } v_0 = -2pu_0 \quad (7)$$

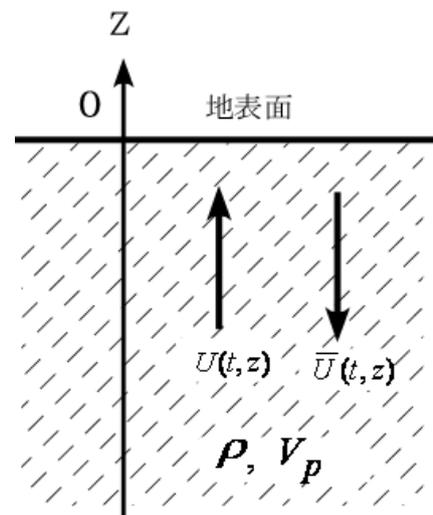


図 4 半無限弾性体

また、片振幅  $v_0$  の鉛直ひずみは

$$\varepsilon_z = \partial U(t, z) / \partial z + \bar{U}(t, z) / \partial z = -2u_0 f \cos pt \cdot \sin fz \quad (8)$$

となり、片振幅  $\sigma_0$  の鉛直応力は以下のように表せる。

$$\sigma_z = \bar{E} \cdot \varepsilon_z = \sigma_0 \cos pt \cdot \sin fz, \quad \sigma_0 = -\rho V_p v_0 \quad (9)$$

ここに、 $\sigma_z$  は引張を正とし、 $\rho V_p$  は特性インピーダンスと呼ばれている。

(b) 2層弾性体での重複反射特性

図5に示すような、半無限弾性基盤の上部に有限厚 ( $H$ ) の弾性層がある2層弾性地盤の基盤層の深部から上方に鉛直平面変位波が入射する問題、

$$U_B(t, z) = u_0 \cdot \cos(pt - f_B z) \quad (10)$$

ここに、 $f_B = 2\pi / L_B$ 、 $L_B$  は基盤層での波長、を考へる。基盤層の地盤の密度と縦波速度は  $\rho_B$ 、 $V_{pB}$ 、表層のそれらは  $\rho_1$ 、 $V_{p1}$  とすれば、式(10)の入射変位波は  $z = -H$  の界面および地表面 ( $z = 0$ ) で反射を繰返し、式(1)の運動方程式の解に基づき、表層内 ( $z = 0 \sim -H$ ) の鉛直変位： $U_1(t, z)$ 、鉛直速度： $V_1(t, z)$  および応力：

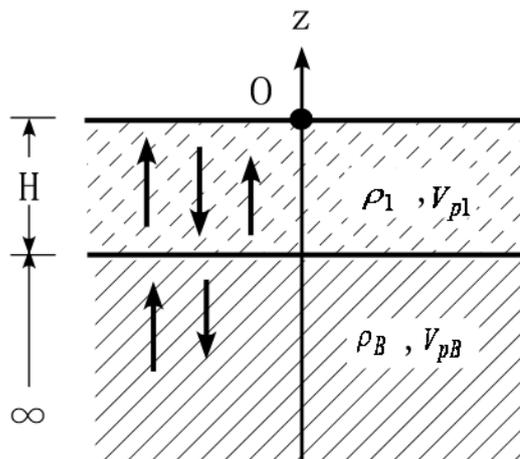


図5 2層弾性地盤

$S_1(t, z)$  は以下のように与えられる<sup>3),4)</sup>。

$$U_1(t, z) = \frac{2u_0}{\sqrt{\cos^2 q + \alpha^2 \sin^2 q}} \cdot \cos\left(q \frac{z}{H}\right) \cos\left[pt - \tan^{-1}(\alpha \tan q)\right] \quad (11)$$

$$V_1(t, z) = \frac{2v_0}{\sqrt{\cos^2 q + \alpha^2 \sin^2 q}} \cdot \cos\left(q \frac{z}{H}\right) \sin\left[pt - \tan^{-1}(\alpha \tan q)\right] \quad (12)$$

$$S_1(t, z) = \frac{2\alpha\sigma_0}{\sqrt{\cos^2 q + \alpha^2 \sin^2 q}} \cdot \sin\left(q \frac{z}{H}\right) \cos\left[pt - \tan^{-1}(\alpha \tan q)\right] \quad (13)$$

ここに、 $u_0$ 、 $v_0$  および  $\sigma_0$  は基盤層での入射変位、速度および応力の片振幅、すなわち  $v_0 = -pu_0$ 、 $\sigma_0 = -\rho_B V_{pB} \cdot v_0$ 、であり、 $\alpha = \rho_1 V_{p1} / (\rho_B V_{pB})$ 、 $q = pH / V_{p1} = 2\pi H / (T_0 V_{p1})$ 、である。

図6には、式(11)の地表面 ( $z = 0$ ) での鉛直変位または速度の定在波の片振幅の入射波に対する比、すなわち増幅率、と周波数： $q = pH / V_{p1}$  の関係を示しており、図7には表層の底面 ( $z = -H$ ) での鉛直応力の定在波の片振幅の入射応力に対する比 ( $\sigma_s / \sigma_0$ ) と周波数 ( $q = pH / V_{p1}$ ) の関係、すなわち増幅率、を示している。すなわち、増幅率は基盤層の入射波の表層内での入射波の片振幅に対する表層内の変位、速度または表層の底面での応力の最大応答値の比率であり、入力波の周期が  $q / \pi = 1/2, 3/2, \dots$  で最大値に達しており、変位または速度では増幅率は  $2/\alpha$ 、 $\alpha$  は基盤層に対する表層のインピーダンス比 ( $\alpha = \rho_1 V_{p1} / (\rho_B V_{pB})$ ) であり、 $\alpha$  が小さくなるにつれて増幅率が增大しており、 $q / \pi = 1/2, 3/2, \dots$  は共振 (共鳴) 周期を意味している。一方、表層底面での応力は  $\alpha$  の大きさに係わらず、最大増幅率は 2.0 に留まっている。

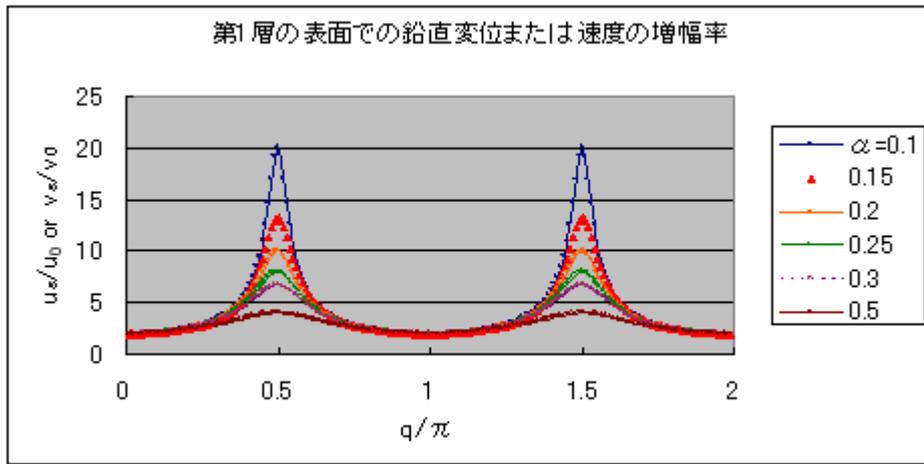


図6 地表面 ( $z=0$ ) での鉛直変位または速度の片振幅の増幅率

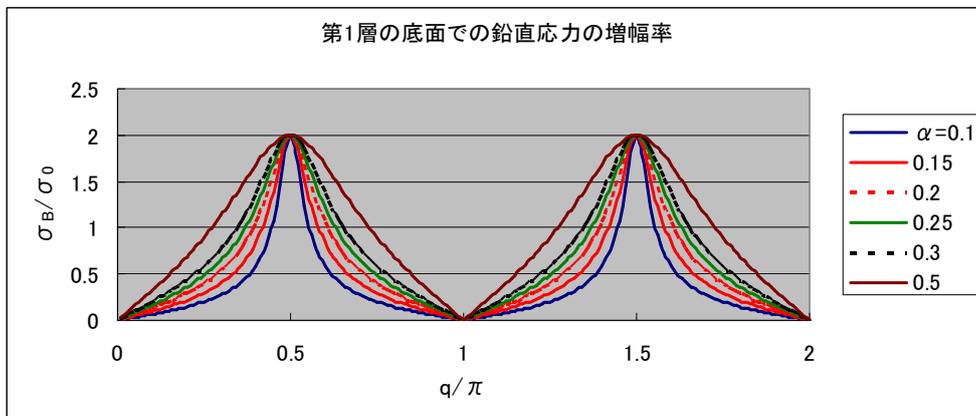


図7 表層の底面 ( $z=-H$ ) での鉛直応力の片振幅の増幅率

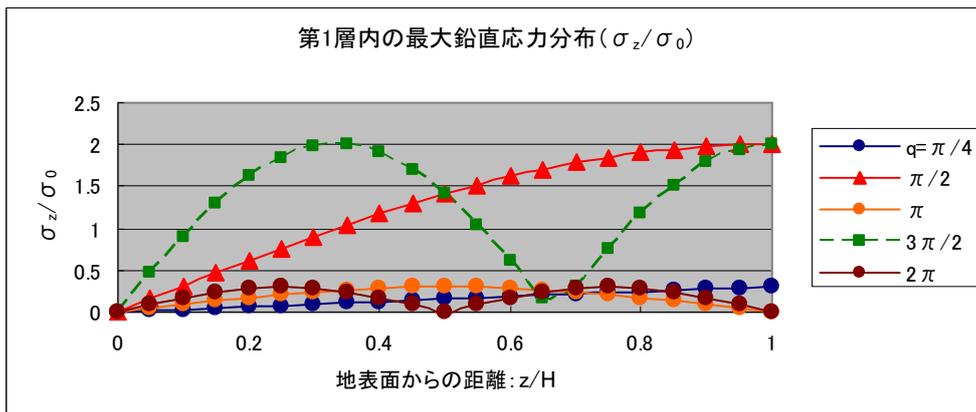


図8 表層内 ( $-z=0 \sim H$ ) での鉛直応力 (片振幅) の分布

さらに、図8には、表層内での最大鉛直応力の分布形を示しており、最大鉛直応力の入射応力に対する増幅率は共振周期においてのみ大きくなっており、共振周期を外れると表層内の鉛直応力は急速に小さくなっていることが注目される。

前述の図1に示したように、現実の多層地盤では、剛性の異なる多数の層から構成されている

ので、図 6 のような極端な増幅率は発生しないと思われるが、表層部の地盤が柔らかく、基盤層の地盤が固い場合にはインピーダンス比 ( $\alpha$ ) が小さくなり、後述するように多層地盤上に自重の大きい構造物がある場合には、鉛直速度の増幅率の増大に伴い、構造物の基礎底面での鉛直応力の反射率が大きくなり、突き上げ力の増大に繋がるものと思われる。

(c) 多層弾性地盤の鉛直波動特性に対する数値解析法の検討

図 1 に示したように、実地盤は剛性の異なる多数の層から構成されており、式(11)–(13)のような理論解を求めるのが困難であり、数値解に頼らざるを得ない場合が多い。したがって、図 9 に示した理論解がある半無限基盤層の上に弾性剛性の異なる 2 層からなる多層地盤に対して、図 10 に示すようなバネ・マスモデルによる数値解析法の妥当性を検討する。すなわち、基盤層の厚さを  $H_B = \infty$  としたときの理論解<sup>3,4)</sup> と基盤層の底面での反射の影響が入らないように  $H_B$  を十分大きく採った場合の数値解との比較を試みる。平面縦波の運動方程式である式(1)での各層  $i=1,2,B$ 、の弾性係数は、 $\bar{E}_i = \rho_i V_{pi}^2$ 、 $\rho_i$  は密度、 $V_{pi}$  は縦波速度、であり、半無限基盤層の深部から鉛直方向に入射する変位波： $u_0 \cos(pt - f_B z)$ 、ここに  $p = 2\pi/T_0$ 、 $f_B = 2\pi/L_B$ 、 $L_B$  : 基

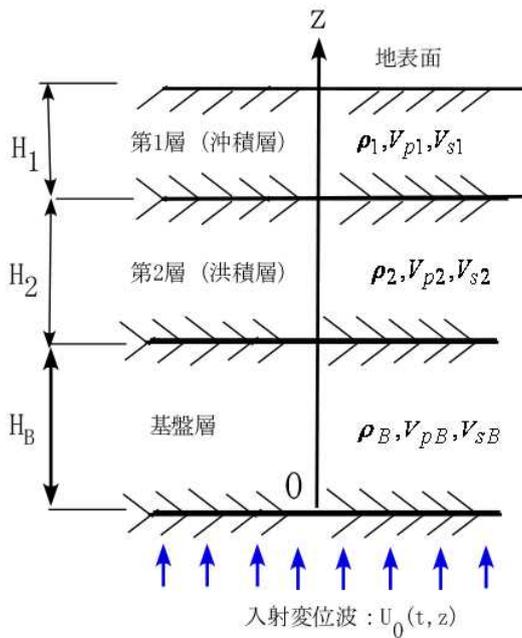


図 9 多層地盤での基盤層からの入射鉛直変位波

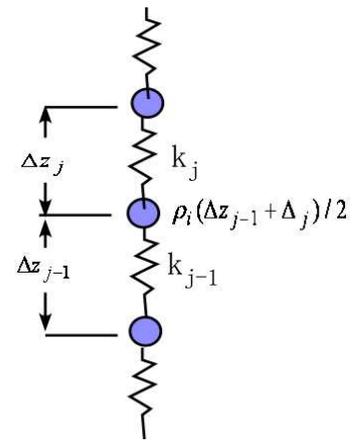


図 10 バネ・マスモデル

盤層での波長、とする。解析例では、第 1 層 ( $i=1$ ) は  $H_1 = 10m$ 、 $\rho_1 = 1.5t/m^3$ 、 $V_{p1} = 300m/s$ 、第 2 層 ( $i=2$ ) は  $H_2 = 20m$ 、 $\rho_2 = 1.6t/m^3$ 、 $V_{p2} = 600m/s$ 、基盤層 ( $i=B$ ) は  $H_B = 1500m/s$ 、 $\rho_B = 2.0t/m^3$ 、 $V_{pB} = 3000m/s$  とし、バネ・マスモデルの各層での分割数を  $m_1 = 20$ 、 $m_2 = 20$ 、 $m_B = 100$ 、バネ係数は  $k_j = \bar{E}_i / \Delta h_j$ 、 $\Delta h_j$  : 分割区間長とし、基盤層の底面 ( $z=0$ ) に  $u_0 \cos(pt - f_B z)$  に対応する鉛直変位： $u_0(1 - \cos pt)$ 、対応する鉛直速度では  $v_0 \sin pt$ 、対応する

鉛直応力では  $\sigma_0 \sin pt$  ,  $\sigma_0 = -\rho_B V_{pB} \cdot v_0$  , を課した場合の解析を行った。

図 11 は、入射鉛直速度 ( $v_0 = 1\text{cm/s}$ ) , 鉛直変位では  $u_0 = v_0 / p$  を基盤層の底面に与えた時の第 1 層の底面での最大鉛直応力と周期 ( $T_0$ ) との関係について理論解と数値解を比較したものである。ここでは、周期を  $T_0 = 0.01\text{sec}$  ,  $0.02\text{sec}$  ,  $0.04\text{sec}$  ,  $0.08\text{sec}$  ,  $0.12\text{sec}$  ,  $0.3\text{sec}$  ,  $0.5\text{sec}$  ,  $0.7\text{sec}$  としており、 $T_0 > 0.04\text{sec}$  では理論解と数値解はほぼ一致しているが、 $T_0 = 0.01\text{sec}$  ,  $0.02\text{sec}$  の高周波領域では理論解はほぼ一定であるが、数値解は小さくなっており、高周波領域での分割数の荒さが指摘できるが、 $T_0 > 0.04\text{sec}$  の領域では、バネ・マスモデルの十分な適用性が認められる。

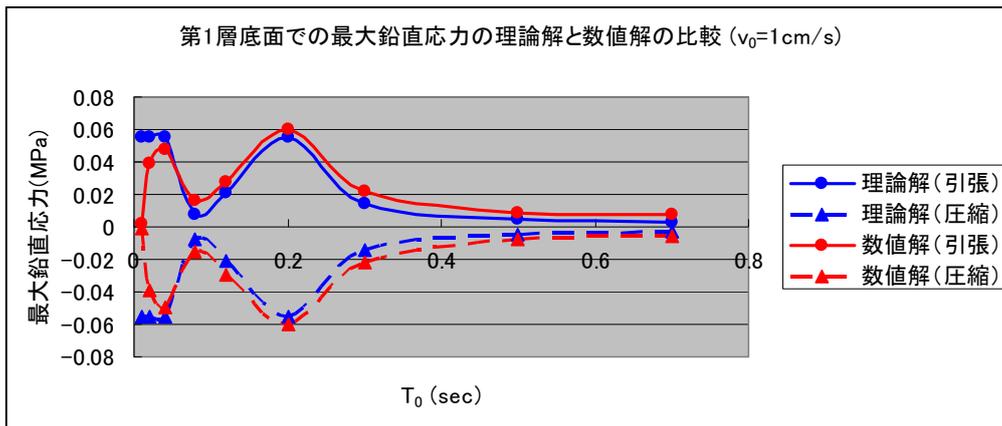


図 11 第 1 層底面での最大鉛直応力の理論解と数値解の比較 ( $v_0 = 1\text{cm/s}$ )

つぎに、冒頭に示した熊本地震 (2016 年 4 月 14 日) での鉛直地震動に対して、バネ・マスモデルを用いて縦波の重複反射解析を行って見る。ここでは、図 1 の地盤図において、GL-255m より深い基盤層の底面からの反射の影響を避けるために、図 12 に示すような基盤層の深さを 2,000m にして、その底面 ( $z=0$ ) に鉛直粒子速度 ( $v_0$ ) に対応する下記の鉛直方向の強制変位を課する。

$$U_z(t) = u_0(1 - \cos pt), \quad \text{ここに, } u_0 = v_0 / p, \quad p = 2\pi / T_0 \quad (14)$$

各地盤層の縦波の特性を図 12 に示す。下からの各層 ( $i=1,2,3,4$ ) の分割数を  $m_1 = 40$  ,  $m_2 = 20$  ,  $m_3 = 10$  ,  $m_4 = 10$  とした場合の解析を行った。ここでは前述の図 2 および図 3 の鉛直加速度応答スペクトルでは卓越周期が 0.2 秒の近傍にあるので、周期 ( $T_0$ ) を 0.08sec, 0.12sec, 0.2sec および 0.3sec の 4 ケースについて、 $v_0 = 0.02\text{m/s}$  (鉛直応力では  $\sigma_0 = -0.24\text{MPa}$  (圧縮)) での地表面および地中の地震計の位置に着目し、地表面での鉛直加速度応答を図 13 に、地中 (GL-255 m) の鉛直加速度応答を図 14 に示している。図 2(a)および図 3(a)での地震計で観測された最大鉛直加速度は 1400gal, 地中 (GK-255m) では 127gal で増幅率 ( $\alpha$ ) が 11 であり、図 2(b)および図 3(b)の鉛直加速度の応答スペクトルでの卓越周期は 0.2sec の近傍にあるのに対して、図 13 および図 14 の応答解析では、増幅率 ( $\alpha$ ) は、 $T_0 = 0.12\text{sec}$  では  $\alpha = 1400/100 = 14$  ,  $T_0 = 0.2\text{sec}$  では  $\alpha = 5$  になっている。地震はランダム波であり、数値解析では一定の周期と振幅を有する調和波であることを考慮すれば、両者はほぼ対応しているものと推測できる。

さらに、地中 (GL-255m) での鉛直応力の応答を示したものが図 15 である。 $v_0 = 0.02\text{m/s}$  では最大鉛直応力 ( $\sigma_{cm}$ ) は  $\pm 0.4\text{MPa}$  で、入射応力:  $\sigma_0$  ( $= -\rho_B V_{pB} v_0 = -0.24\text{MPa}$ ) の約 1.7 倍にな

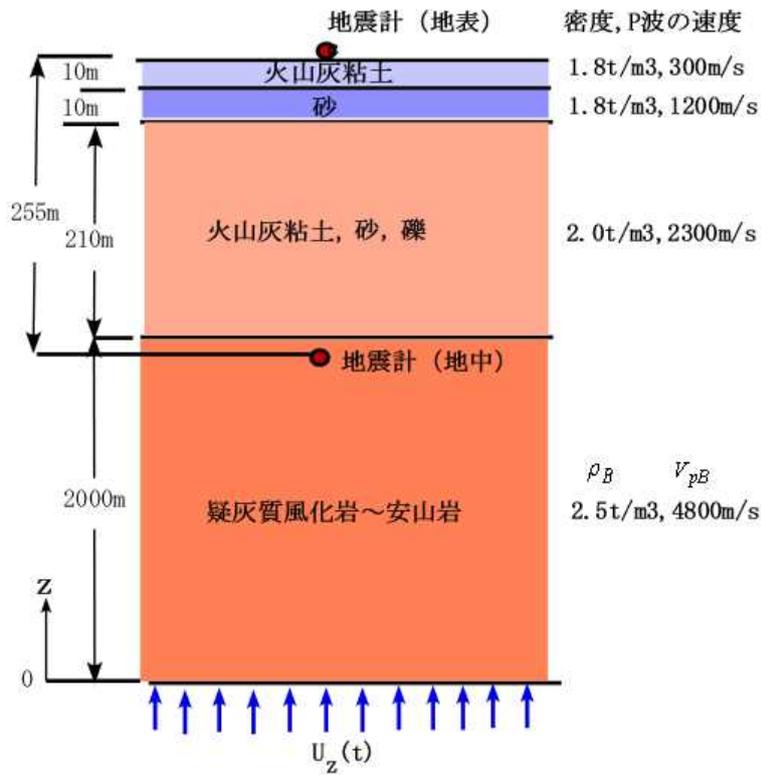


図 12 数値解析に用いた熊本地震での地盤特性

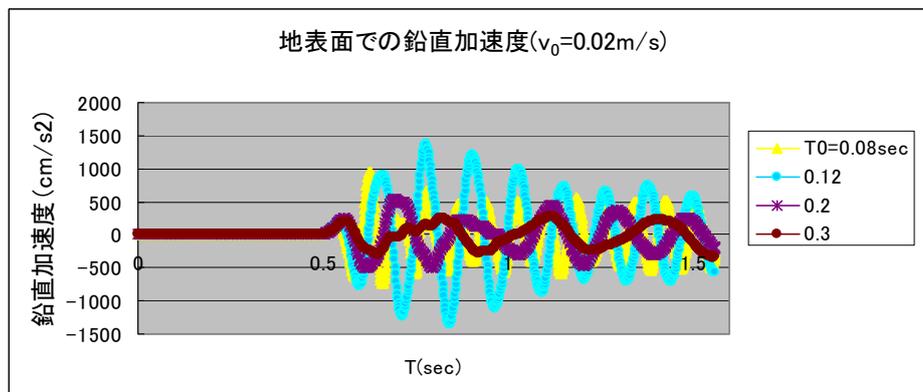


図 13 地表面での鉛直加速度応答 ( $v_0 = 0.02 \text{ cm/s}$ )

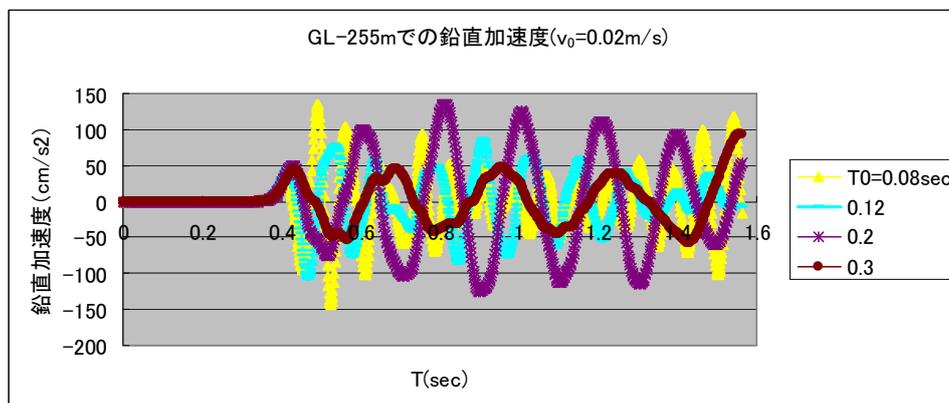


図 14 地中 (GL-255m) での鉛直加速度応答 ( $v_0 = 0.02 \text{ m/s}$ )

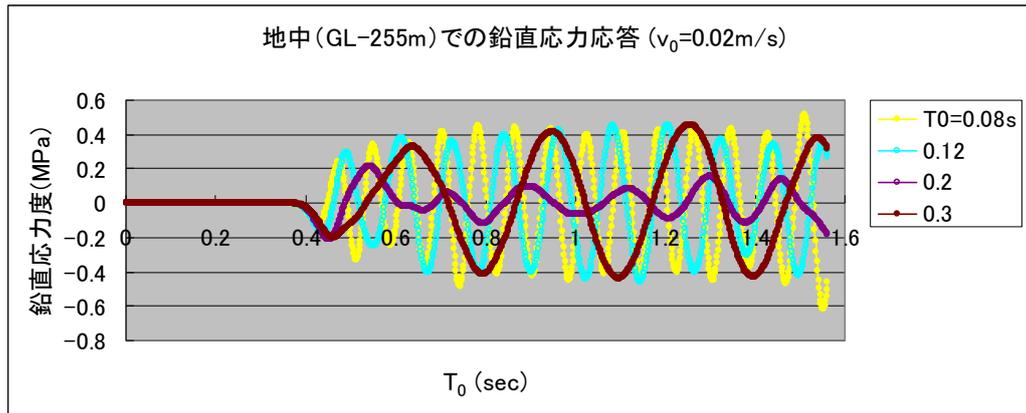


図 15 地中 (GL-255m) での鉛直応力応答 ( $v_0=0.02\text{m/s}$ )

っており、鉛直加速度応答に比べて鉛直応力応答に対する周期 ( $T_0$ ) の影響は小さいことが分かる。

#### 参考文献

- 3.1) 平成 28 年(2016 年) 熊本地震、報告書 (速報版 1)、平成 28 年 5 月 (榊東建ジオテック, インターネットによる公開資料)
- 3.2) 直下地震における耐震問題に関する研究—成果報告書—, (公益法人) 土木学会関西支部 共同研究グループ, 平成 29 年 5 月 27 日
- 3.3) Sezawa,K. and Kanai,K.:Decay Constants of Seismic Vibration of a Surface Layer, Bull. Earthq. Res. Inst.,8, 1930, pp.1-11
- 3.4) Kanai,K.:The Requisite Conditions for the Predominant Vibration of Ground, Bull. Earthq. Res. Inst. 35 (1953),pp.457-471

(文責：園田恵一郎)

#### 4. 多層弾性地盤上の単柱式 (T型) 橋脚への突き上げ力特性の検討

はじめに、図1に、平成3年4月に制定された当時の阪神高速道路公団により制定されたT型橋脚の一般構造図の一例<sup>4.1)</sup>を示す。ここでは床版が幅20mの8主桁の鋼桁橋であり、RC柱の高さ( $H_c$ )は9.5m、断面は3.5m×3mの長方形で、フーチングの底面積( $A_{ft}$ )は

$10.5\text{m} \times 14.3\text{m} = 150\text{m}^2$ 、厚み( $H_{ft}$ )は2.5mであり、場所打ちRC杭を通して地盤に支持されている。したがって、もし、基礎地盤から平均圧力( $\sigma_{ft}$ )の突き上げ力が作用すれば、フーチング底面への突き上げ力( $P_{ft}$ )は $P_{ft} = \sigma_{ft} A_{ft} = 150\sigma_{ft}$ になる。

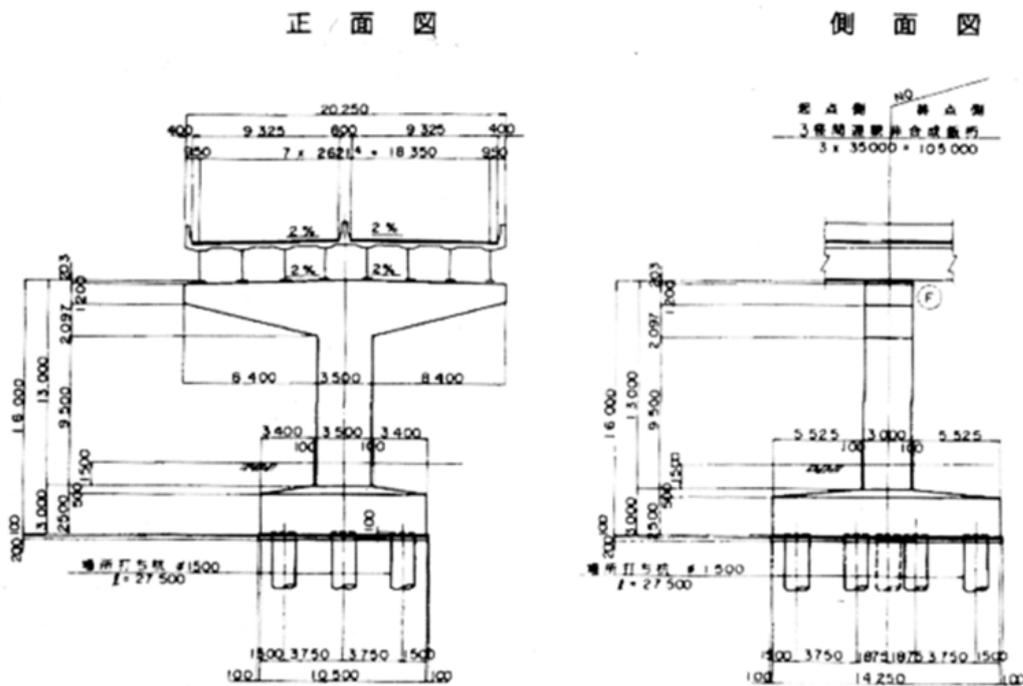


図1 T型橋脚の一般構造図の一例<sup>4.1)</sup>

つぎに、図2に示すような3層弾性地盤上にT型橋脚がある場合に、基盤層の深部から式(1)に示す鉛直速度波が入射した場合の突き上げ力特性を数値解析により検討する。

$$v_{FB} = v_0 \sin\left(pt - \frac{2\pi}{\lambda_B} z\right), \text{ ただし, } 0 \leq t \leq T_0 \quad (1)$$

ここに、 $v_0$ ：鉛直粒子速度、 $\lambda_B$ ：波長、 $p = 2\pi/T_0$ 、 $T_0$ ：周期である。ここでは、数値解析の簡便化のために3次元軸対称有限要素法を用い、表層、支持層および基盤層の厚みはそれぞれ $H_1$ 、 $H_2$ および $H_B$ とし、基盤層の底面からの反射波の影響を極力避けるために、式(1)に示すように入射速度波の最初の1波長のみを考慮し、基盤層の底面に、鉛直変位： $u_z(t) = u_0(1 - \cos pt)$ 、 $u_0 = v_0/p$ 、ただし $0 < t < T_0$ 、を導入することより式(1)を適用する。なお、鉛直入射応力： $\sigma_0$ と $v_0$ の関係は $\sigma_0 = -\rho_B V_{pB}$ 、ここに、応力は引張を正、 $V_{pB}$ は基盤層の縦波速度である。

つぎに、T型橋脚はフーチング、柱および上部工から成り、解析の簡単化のためにフーチングおよび上部工は剛体として取り扱い、柱のみ弾性体としバネ・マスモデルを用いて地盤と橋脚を

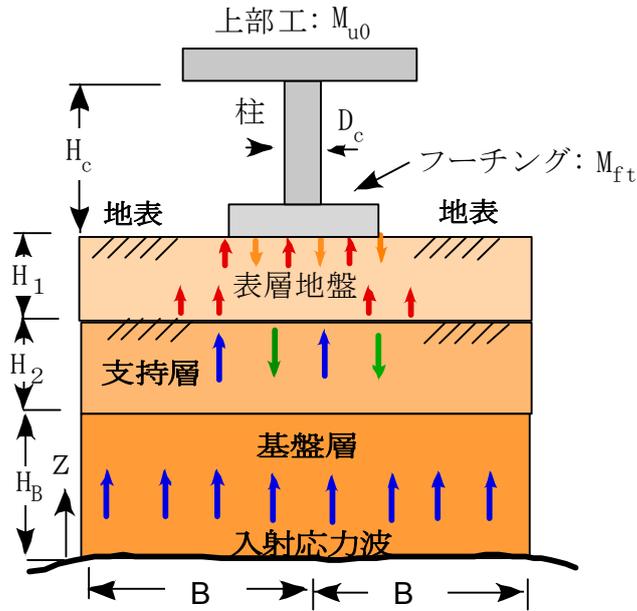


図2 数値解析に用いた多層弾性地盤上のT型橋脚

一体化した3次元軸対称モデルを用い、直径3mの円柱の断面積は $A_c = 7.07m^2$ 。直径10mの円形フーチングの底面積は $A_{ft} = 78.5m^2$ 、地盤の層厚は $H_1 = 10m$ 、 $H_2 = 20m$ 、 $H_B = 40m$ と固定し、T型橋脚の上部工の質量を $M_{u0}$ 、厚みを変化させたフーチングの質量を $M_{ft}$ とし、地盤( $i=1,2,B$ )の密度を $\rho_i$ 、縦波速度を $V_{pi}$ 、横波速度を $V_{si}$ とし、前節3.2での図1の地盤図を参考にして、表層部は軟弱、基盤層は強固な地盤と見なし、 $\rho_1 = 1.5t/m^3$ 、 $V_{p1} = 300m/s$ 、 $V_{s1} = 100m/s$ 、 $\rho_B = 2t/m^3$ 、 $V_{pB} = 3000m/s$ 、 $V_{sB} = 800m/s$ と固定し、橋脚の重量と中間層の地盤特性のみを変えた以下の3ケースの解析を行った。すなわち

$$\text{ケース1} : M_{u0} = 550t, M_{ft} = 283t, \rho_2 = 1.6t/m^3, V_{p2} = 600m/s, V_{s2} = 200m/s$$

$$\text{ケース2} : M_{u0} = 1100t, M_{ft} = 480t, \rho_2 = 1.6t/m^3, V_{p2} = 600m/s, V_{s2} = 200m/s$$

$$\text{ケース3} : M_{u0} = 1100t, M_{ft} = 480t, \rho_2 = 2t/m^3, V_{p2} = 1000m/s, V_{s2} = 350m/s$$

数値解析は3次元軸対称FEMモデル<sup>4.2)</sup>によって行い、フーチング底面と地盤の接触面にはジョイント要素を入れ引張力は伝達しないように配慮している。また、地盤の水平方向の全幅は $2B = 250m$ とし、水平端部での反射の影響をできるだけ少なくするために端部には粘性境界を適用している。

図3～8には、入射鉛直速度を $v_0 = 0.2m/s$ （入射応力では $\sigma_0 = -1.2MPa$ ）と一定にした場合、各ケースでのフーチング底面の地盤反力応答および柱中央断面の軸方向応力応答を示しており、図9には、柱断面の軸方向応力の最大値と鉛直入射速度波の周期( $T_0$ )との関係を示している。各ケースでの地盤反力応答は橋脚の総重量の影響を受け微妙に変化しているが、図9の柱中央断

面での最大軸方向応力 ( $\sigma_{cmax}$ ) の周波数特性で見れば、いずれのケースでも  $T_0 = 0.04 \sim 0.05 \text{ sec}$  において、 $\sigma_{cmax}$  は最大になっており、 $T_0 > 0.1$  の領域では  $\sigma_{cmax}$  は小さくほぼ一定値になっている。ところで、T型橋脚の鉛直方向の固有周期 ( $T_{col}$ ) を、 $T_{col} = 2\pi\sqrt{M_{u0}/k_{col}}$ 、 $k_{col} = E_c A_c / H_c$ 、 $E_c = 30 \text{ GPa}$ 、 $A_c = 7.07 \text{ m}^2$ 、 $H_c = 10 \text{ m}$  として求めて見ると、ケース1では

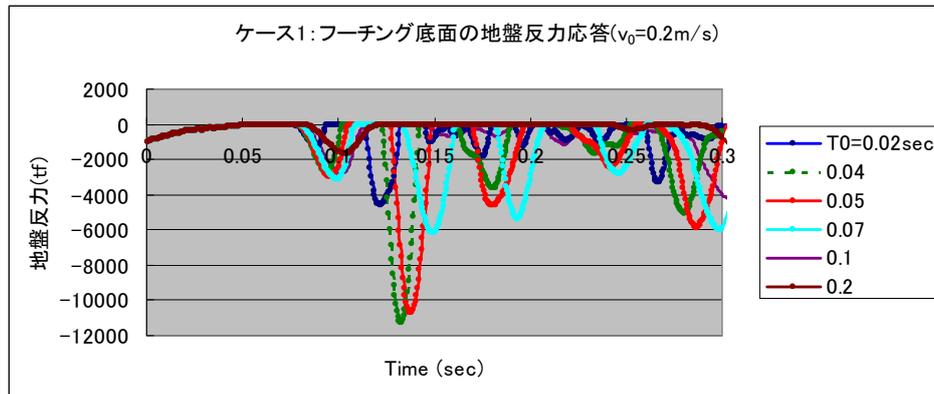


図3 フーチング底面での地盤反力応答 (ケース1), (注,  $1tf = 9.8 \text{ kN}$ )

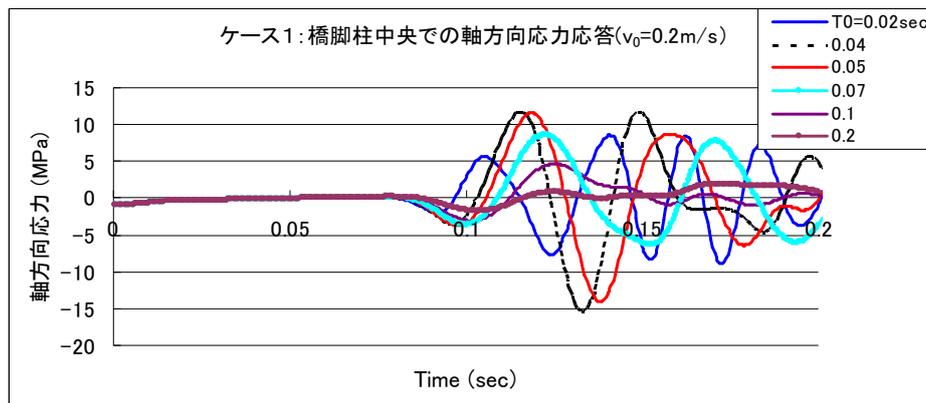


図4 柱中央断面での軸方向応力応答 (ケース1)

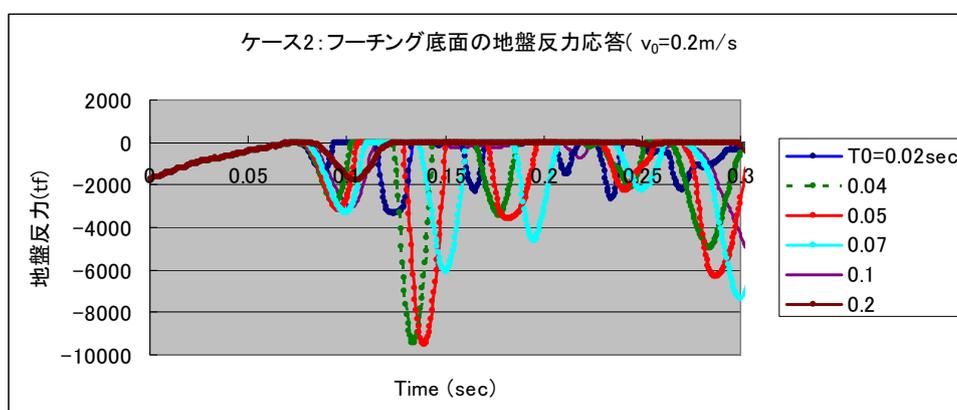


図5 フーチング底面での地盤反力応答 (ケース2), (注,  $1tf = 9.8 \text{ kN}$ )

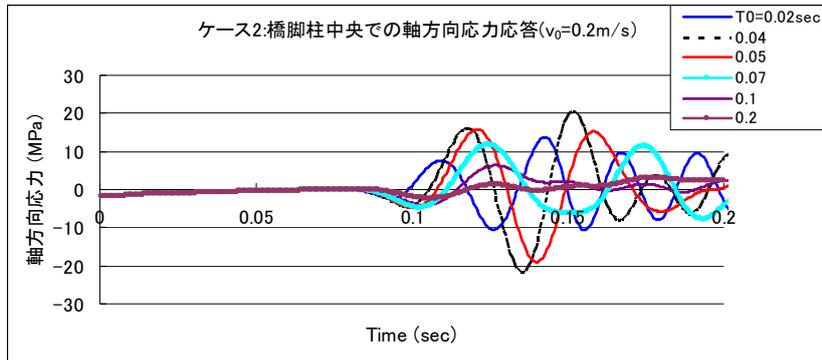


図 6 柱中央断面での軸方向応力応答 (ケース 2)

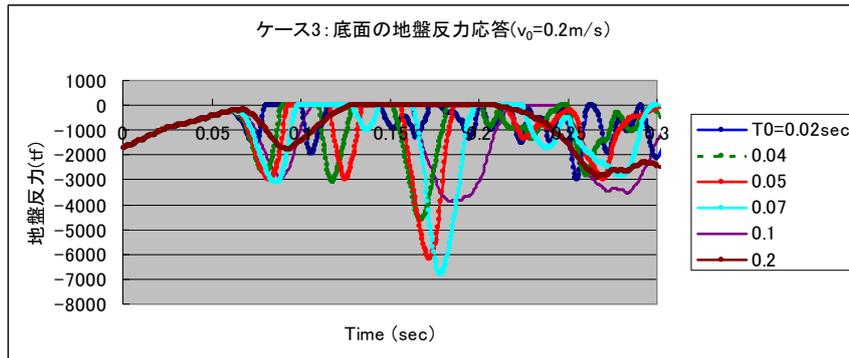


図 7 フーチング底面での地盤反力応答 (ケース 3), (注,  $1tf = 9.8kN$ )

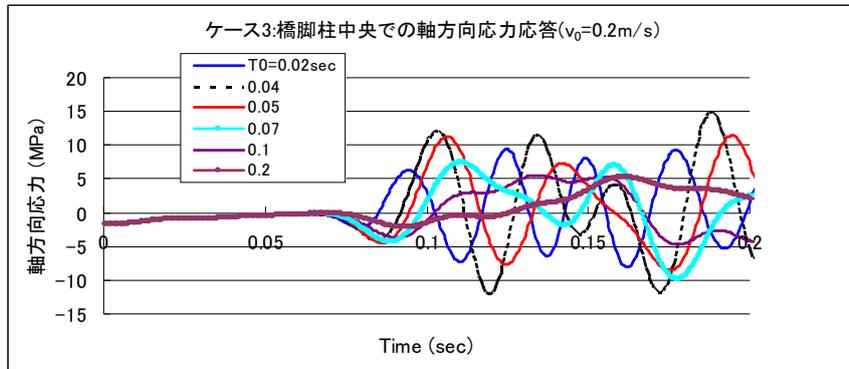


図 8 柱中央断面での軸方向応力応答 (ケース 3)

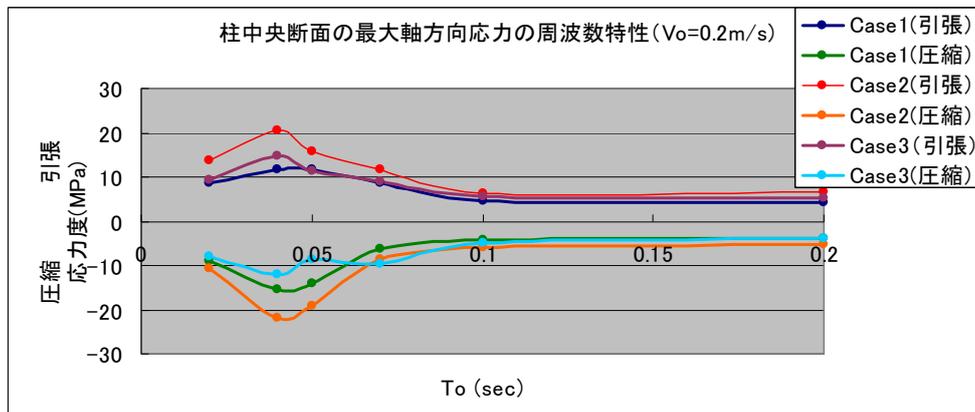


図 9 柱中央断面の最大軸方向応力の周波数特性 ( $v_0 = 0.2m/s$ )

$T_{col} = 0.03\text{sec}$ ，ケース 2,3 では， $T_{col} = 0.045\text{sec}$  となり，図 9 での卓越周期と対応しており，共振の影響が現れていることが分かる．因みに，フーチング底面での最大平均圧力を  $p_{ft}$  とすれば，ケース 1 では  $p_{ft} = 11000/78.5 = 140\text{tf}/\text{m}^2 (1.4\text{MPa})$ ，ケース 2 では  $p_{ft} = 9000/78.5 = 115\text{tf}/\text{m}^2 (1.15\text{MPa})$ ，ケース 3 では  $p_{ft} = 7000/78.5 = 89\text{tf}/\text{m}^2 (0.89\text{MPa})$  であり，柱中央断面での最大引張応力 ( $\sigma_{c\max}$ ) の  $p_{ft}$  に対する比率は，ケース 1 では 9，ケース 2 では 10，ケース 3 でははば 14 であり，平均的に見れば，増幅率は  $A_{ft}/A_c = 11.1$  とほぼ対応していると思われる．

#### 参考文献

- 4.1) T 型橋脚の一般構造図，阪神高速道路公団，平成 3 年 4 月
- 4.2) 直下地震における耐震問題に関する研究－成果報告書－，（公益法人）土木学会関西支部共同研究グループ，平成 29 年 5 月 27 日

（文責：園田恵一郎）

## 5. パルス状の突き上げ力から高架橋橋脚柱部を守るための方策

### 5.1 緩衝盤の設置

前節4で述べたように、地震時の高架橋橋脚の特性は、地盤特性、橋脚の重量、柱形状、フーチングの底面積など多数の要素に支配されており、緩衝材の設置にはそれらの要素を配慮しなければならないが、前節4の図9に示したように、パルス状の衝撃的突き上げ力による柱断面の軸方向応力が卓越する周期帯域は凡そ  $0.02\text{sec} < T_0 < 0.1\text{sec}$ （周波数 ( $f_0$ ) では  $10H_z < f_0 < 50H_z$ ) にあるものと推定できるので、この周波数帯域に対して緩衝作用が効果的に発揮できるような緩衝盤の配慮を考える。

以下、高架橋橋脚と突き上げ力のモデルを図1のように設定する。図において、 $P_0$ は自重によるフーチング底面での圧縮力、 $P_m$ は地盤からのパルス状の突き上げ力のピーク値である。前述の数値解析結果より、パルス幅の自重領域を除いた部分を  $T_0/2$  とし、突き上げ力 ( $R_{ft}(t)$ ) は次式で与える。

$$R_{ft}(t) = P_0 + P_m \cdot \sin \frac{2\pi}{T_0} t \geq 0, \quad P_m = p_{ft} A_{ft}, \quad \text{ただし圧縮を正とする。} \quad (1)$$

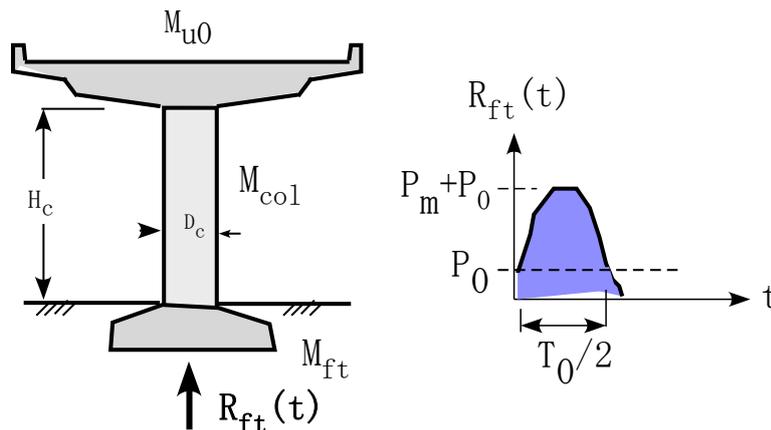


図1 高架橋橋脚への突き上げ力のモデル

#### (1) 緩衝盤の特性

緩衝材は衝撃荷重を緩和する機能を有するものであり、一般にゴム系にものが良く用いられているが、何百年に1回遭遇するかどうか分からない巨大地震に対して高架橋橋脚の柱部を守るためには、常時は剛性が大きく、供用時の機能を損なわない十分な剛性を有し、地震時のみに緩衝機能を発揮するような特性を持つものでなければならない。そのためには、図2に示すような鉛直方向の圧縮荷重( $F$ )—変形( $\delta$ )曲線において、常時荷重( $F_0$ )での変形量は極く小さく、大地震時に柱の機能を保持する最大荷重( $F_{py}$ )の下で塑性変形し、大きなエネルギー吸収能を有する特性を持つものが望ましく、そのような特性を有する図3のような緩衝盤を採用し、高架橋の適切な箇所に配置する方法を考える。

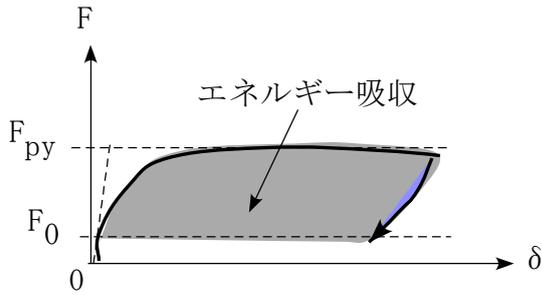


図2 緩衝材の圧縮荷重-変位曲線

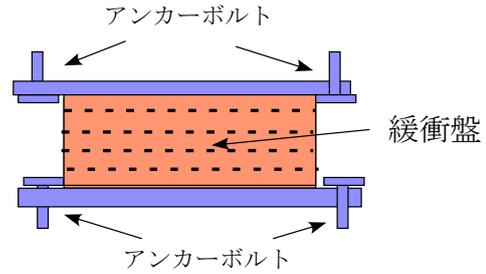


図3 緩衝盤の一例<sup>5.1)</sup>

(2) 既設の高架橋橋脚に対する緩衝盤の配置

既設橋脚に対する補強法は本体構造をできるだけいじらない簡単な方法が望ましい。ところで、直下大地震である兵庫県南部地震での調査結果（兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査，中間報告（案），平成7年3月30日）<sup>5.2)</sup>によれば，橋梁の支承の損傷状況については，調査した金属沓（3252 支承線），ゴム沓（184 支承線）の中で，損傷度が A ランクのもの金属沓では 12%であったが，ゴム沓では 1%であったとの報告がある。当時のゴム沓のほとんど（91%）は反力分散沓として設計されたもので，免震支承として設計されたものは 9%で，それらは損傷が無かったとの報告である。

周知のように，免震支承は水平地震動に対する設計によるものであるが，鉛直力に対してもゴム沓の緩衝効果があったものと推測できる。したがって，衝撃的鉛直力に対する緩衝作用を積極的に設計に考慮したゴム沓を開発し，それを既存の支承と取り替えることによって，直下地震での突き上げ力に対する既存橋脚の補強対策になるものと思われる。図4は，複合繊維補強（PRF）ゴム盤<sup>5.1)</sup>を用いたゴム支承の例である。ここでの PRF は船舶に対する防舷材として開発されたものであるが，

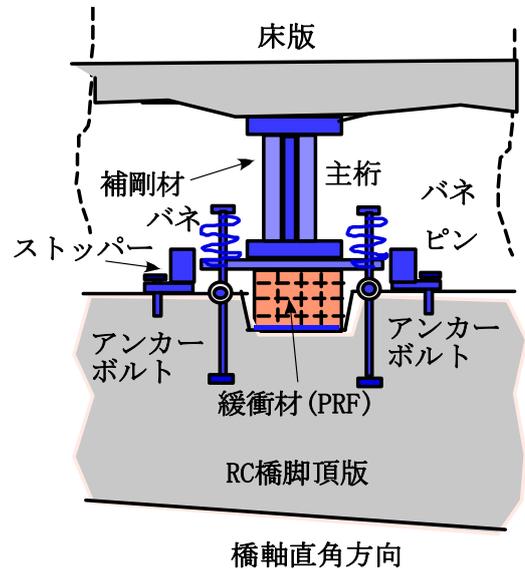


図4 鉛直力の緩衝支承

図2に示したような突き上げ力-変形特性を有するものである。この種のゴム支承を鉛直動のみならず水平動に対する緩衝効果を持つ免震・緩衝支承に改良し，巨大地震での力積の大きい強い突き上げ力に対する浮き上がり力の抑制も配慮すればより効果的な支承になるものと期待できる。

(3) 新設の橋脚に対する緩衝盤

(a) 柱下端に配置する場合の例

図5に示すように，図3の緩衝盤を柱下端に入れ，上部はコンクリート充填鋼管（内鋼管）とし，緩衝盤の上部領域は外鋼管で包み込む二重鋼管構造とし，外鋼管の内面と内鋼管の外面との間には付着力が無くスライドできるように配慮し，外部鋼管の外面は鋼製リブ等により補強しアンカーボルトにより基礎工でのフーチング上面と結合する構造とする。すなわち，柱下部領域での曲げモーメントとせん断力は補強された外鋼管で抵抗し，緩衝盤によってフーチングからの突き上げ力による過大な鉛直軸力を柱断面に発生させないようにするものとする。

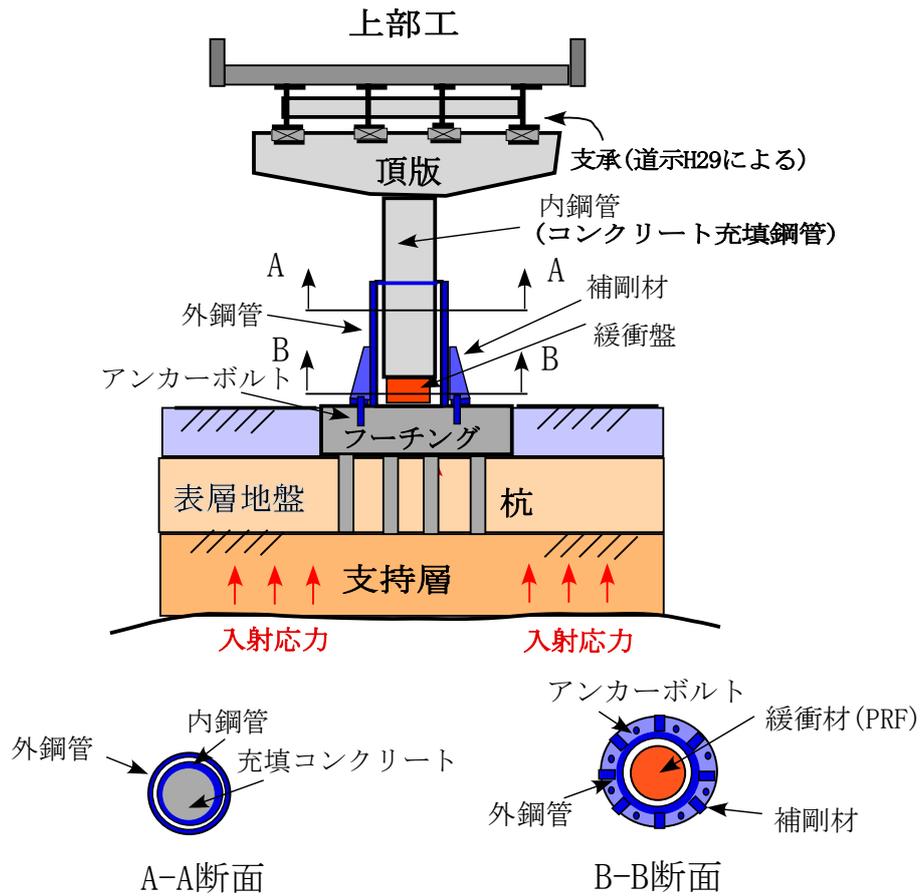


図5 柱下端に緩衝盤を配置の例

(b) 柱上端に配置する場合の例

図6に示すように、柱断面が円形鋼管である場合は、基本的には、図5の場合と同じで、外

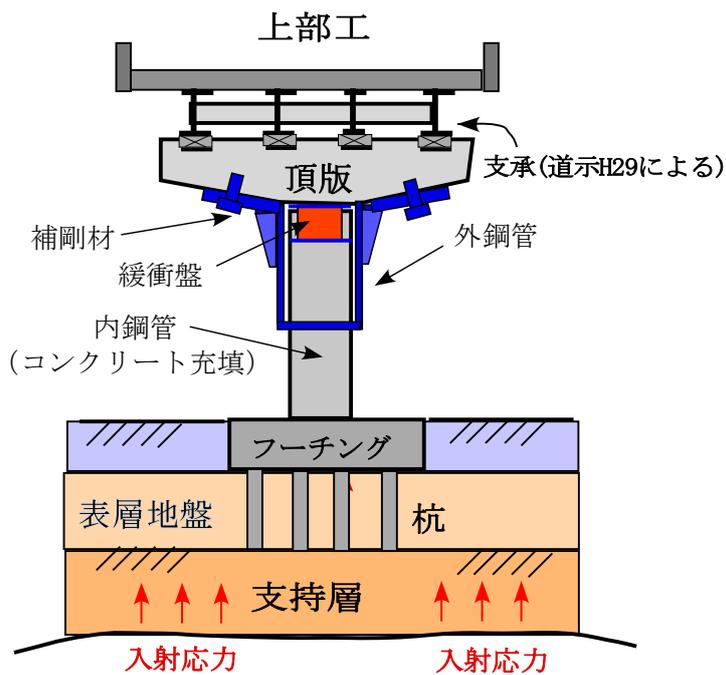


図6 柱上端に緩衝盤を配置の例

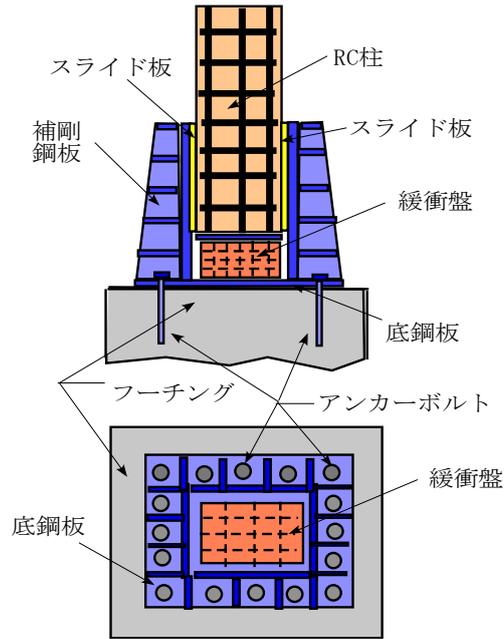


図 7 柱が鉄筋コンクリート構造である場合の緩衝盤の配置の例

鋼管と内鋼管の間には摩擦が働かないようにスライド機構にし、柱上端と頂版との剛結のための補強材を必要とする構造である。

(c) 柱が長方形断面の鉄筋コンクリート構造である場合

角形断面柱が鉄筋コンクリート（RC）構造である場合は、前述の柱がコンクリート充填構造で断面が円形である場合に比べて、柱下部の RC 柱の外側鋼板部への差込み長をより大きくし、結合部の剛性を高めることともに RC 柱下端部での破壊を引き起こさないように端部補強しなければならない。図 7 に柱下端に緩衝盤を配置する場合の一例を示すが、詳細な補強形状は RC 柱の断面寸法に応じて決定しなければならない

(d) ラーメン式橋脚の場合

ラーメン式橋脚の場合は、図 8 に示すように、図 3 の緩衝盤を柱下端に入れるのが最も効果的と思われる。ラーメン式橋脚は不静定構造であるので、静定系の単柱式橋脚に比べて緩衝盤を囲

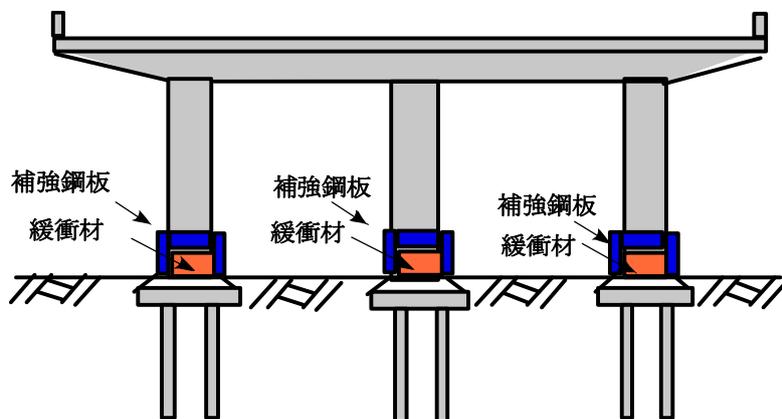


図 8 ラーメン式橋脚の緩衝盤の配置

む補強材が軽微なもので済む利点があると思われる。

## 5.2. 数値解析による緩衝効果の検討

### (1) 解析モデル

単柱式橋脚またはラーメン式橋脚に適用した場合の数値解析により緩衝効果を検討する。ここでは、前述の図 2 に示した鉛直圧縮荷重-変形関係を持つ複合繊維補強ゴム (PRF) による緩衝盤を適用し、図 1 で示したパルス状の突き上げ力 ( $R_{ft}$ ) をフーチング底面に作用したときの柱部の軸方向応力応答を調べる。すなわち、支承部に緩衝盤を入れた図 4 に対しては、頂版上の全支承の緩衝盤を一箇所にまとめた図 9 のモデルを採用し、柱の下端に配置した図 5 に対しては図 10 のモデルを採用する。なお、緩衝盤として用いる複合繊維補強ゴム (PRF) の圧縮荷重・変形量の特性は図 11 のようにモデル化する。ここに、 $F_{py}$  は降伏荷重、 $F_0$  は上部工の自重による荷重であり、 $\delta_i$  はそれぞれの荷重に対応する変形量である。

つぎに、図 9 および図 10 の解析モデルに対して、緩衝盤に作用する上部工の自重による静荷重を  $F_0$  として、降伏荷重は  $F_{py} = \alpha F_0$ 、ここに、係数  $\alpha > 1$  は自重に対する降伏荷重の倍率であり、ここでは  $\alpha = 3$  とする (図 11 参照)。また、解析の簡単化のために、図 9 および 10 のモデルでは、上部工 (質量  $M_{u0}$ )、頂版 (質量  $M_{uc}$ ) およびフーチング (質量  $M_{ft}$ ) は剛体として取り扱い、コンクリート柱 (高さ  $H_c$ 、断面積  $A_c$ ) のみを弾性体とし、軸方向の分割数:  $m_c = 10$  のバネ-マスモデルを適用する。各配置場所での緩衝盤の自重による静的荷重 ( $P_0$ ) の 3 倍 ( $\alpha = 3$ ) になる初期降伏時の変形量は  $\delta_y = 12\text{mm}$  に設定している。

図 1 でのパルス状の突き上げ力:  $R_{ft}(t)$  は、多層地盤の基盤層での鉛直入射応力を  $\sigma_0$  とし、

$$R_{ft}(t) = P_0 + A_{ft} \cdot \sigma_{ft}(t) \geq 0 \quad (2)$$

ここに、 $P_0$ : フーチング底面での自重による圧縮力、 $A_{ft}$ : フーチング底面の面積、 $\sigma_{ft}(t)$ : フーチング底面でのパルス状の突き上げ力での平均圧力の応答であり、以下の式で与える。

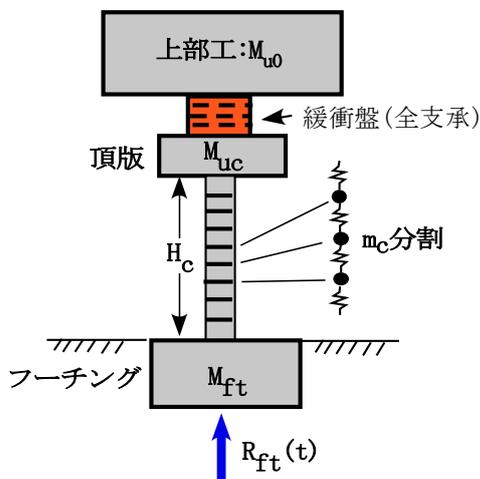


図 9 支承部に緩衝盤を持つ場合

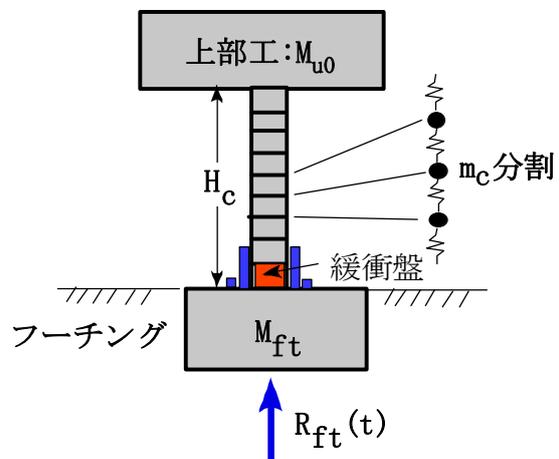


図 10 橋脚柱下端部の緩衝盤の場合

$$\sigma_{ft}(t) = \beta \cdot \sigma_0 \sin\left(\frac{2\pi}{T_0}t\right) + P_0 / A_{ft} \geq 0 \quad (3)$$

ここに、 $T_0 < 0.12 \text{sec}$ 、 $\sigma_0$ ：基盤層での入射応力（圧縮）、前節 3.2 の図 11 を参照すれば、ケース 1 の場合、 $v_0 = 0.2 \text{m/s}$  では  $\sigma_0 = 1.2 \text{MPa}$  であり、係数  $\beta$  は約 1.2 になる。

## (2) 数値解析結果

最初に、緩衝盤を使用しない場合のフーチング底面からの突き上げ力： $R_{ft}(t)$  による柱中央断面

面の軸応力応答特性を把握するために、図 12 に示すような、上部工、頂版、柱およびフーチングからなる基本構造として、上部工、頂版およびフーチングは剛体で、柱のみ弾性体としたバネ・マスモデルを適用する。地盤の基盤層からの式(2)での鉛直入射応力は、

$\sigma_0 = \rho_B V_{pB} \cdot v_0$ 、ここに、 $v_0$ ：縦波の粒子速度、

$\rho_B V_{pB}$ ：インピーダンスで、 $v_0 = 0.2 \text{m/s}$ 、

$\sigma_0 = 1.2 \text{MPa}$  とし、フーチング底面（面積： 図 11 緩衝盤の圧縮荷重－変形関係 ( $F_{py} = 3F_0$ )

$A_{ft} = 80 \text{m}^2$ ）でのパルス状の平均圧力は、

自重 ( $920 \text{tf}$ ) の影響を考慮し、最大突き上げ力 ( $P_m$ ) を約  $10000 \text{tf}$ 、周期 ( $T_0$ ) は  $0.01 \sim 0.12 \text{sec}$  としている。なお、前節 4 の図 3、図 5 および図 7 で示したように、多層地盤上の高架橋橋脚基礎には複数のパルス状の力が作用するが、ここでは最大突き上げ力のパルスのみに着目している。

また、柱高さは  $H_c = 10 \text{m}$ 、柱断面積は  $A_c = 7.1 \text{m}^2$  としている。

図 12 は緩衝盤がない場合のモデルでは柱上端と上部工が剛結されており、フーチング底面での突き上げ力を図 13 に示し、柱中央断面での軸方向応力応答を図 14 に示している。最大応答値は  $T_0 = 0.03 \text{sec}$  時に現われ、圧縮側で  $20 \text{MPa}$ 、引張側で  $17 \text{MPa}$  に達している。

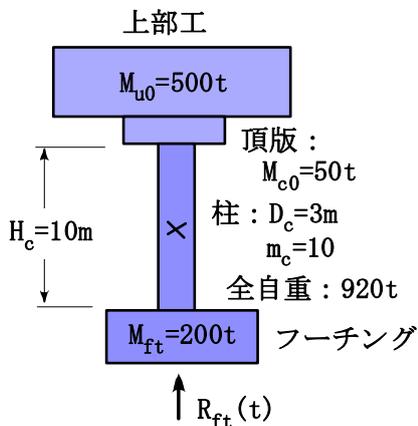
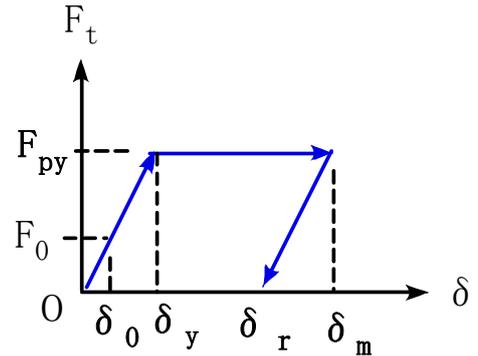


図 12 解析モデル（緩衝盤の無い場合）

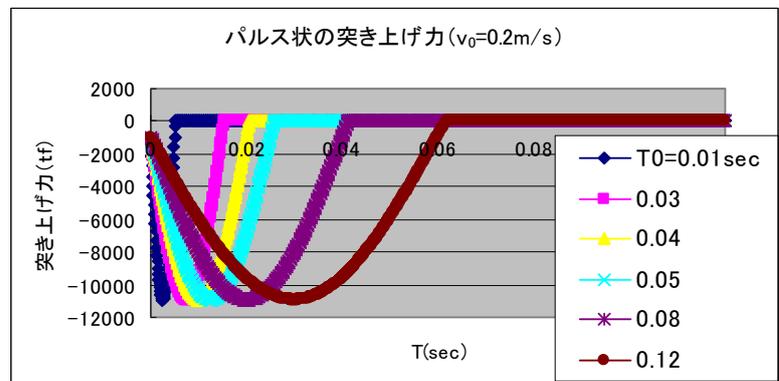


図 13 フーチング底面への突き上げ力 ( $R_{ft}(t)$ )

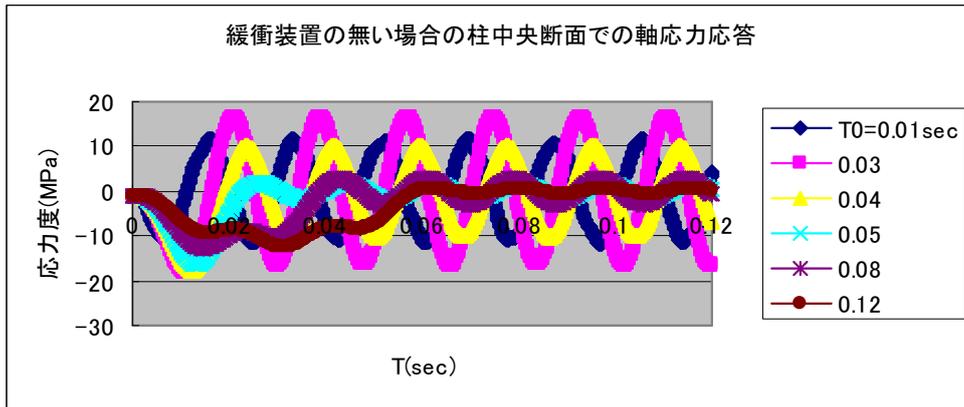


図 14 緩衝盤を用いない場合の柱断面での軸方向応力応答

つぎに、図 15 に示すような緩衝盤を上部工の支承部に入れた場合の図 13 のフーチングへの突き上げ力による緩衝盤の圧縮力応答を示したものが図 16 であり、柱中央断面の軸方向応力応答を示したものが図 17 である。なお、ここでの緩衝盤の特性は図 11 での初期降伏荷重 ( $F_{py}$ ) は自重による圧縮荷重 ( $F_0$ ) の 3 倍に採っている。緩衝盤の無い場合 (図 14) に比べて、柱中央断面の引張側の最大軸応力度が  $T_0 \geq 0.03\text{sec}$  では約 1 割に低減しているが、 $T_0 = 0.01\text{sec}$  では約 4 割に留まっており、低周期 (高周波) 域での低減率が小さくなっていることが注目される

つぎに、図 18 に示すように、柱下端に緩衝盤を入れた場合には、自重の増加により、緩衝盤の初期降伏荷重 ( $F_{py}$ ) が増加するが (図 19 参照)、図 20 の柱中央断面の軸方向応力は、 $T_0 > 0.01\text{sec}$  のすべての周波数領域において、圧縮側では  $5\text{MPa}$  以下、引張側では  $1\text{MPa}$  以下になっており、顕著な緩衝効果が認められる。したがって、高架橋橋脚の柱部を守るための緩衝盤は柱下端に入れるのが最も効果的であり、新設の T 型橋脚や既設のラーメン式橋脚では実用性が高いと思われるが、前述したように、既設の単柱式橋脚では、柱下端に緩衝盤を入れるのが相対的に困難であるので、図 15 に示したように緩衝盤を支承部に入れるのがより実用的と思われるので、 $T_0 = 0.01\text{sec}$  のような高周波の大きな突き上げ力に対しては、RC 柱断面に微細なひび割れの発生は避けられないが、転倒を導くような致命的な損傷を防ぐには十分有効であるものと思われる。

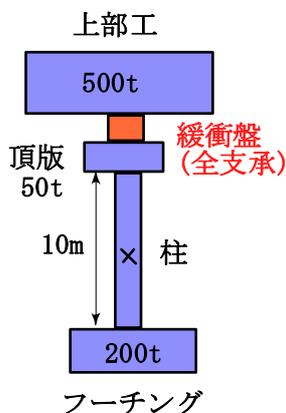


図 15 支承部の緩衝盤

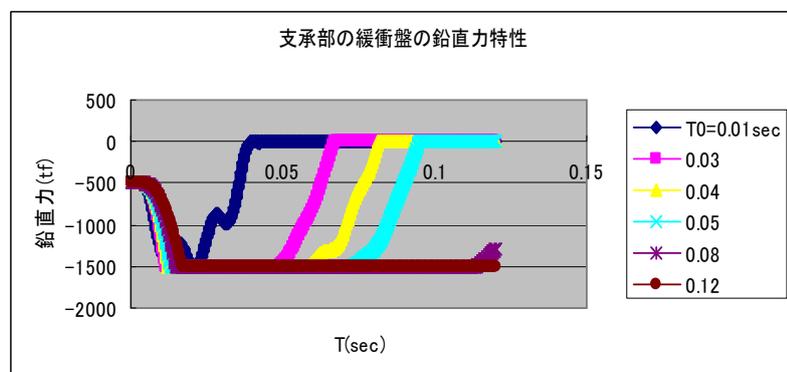


図 16 全支承を統合した緩衝盤の鉛直力応答

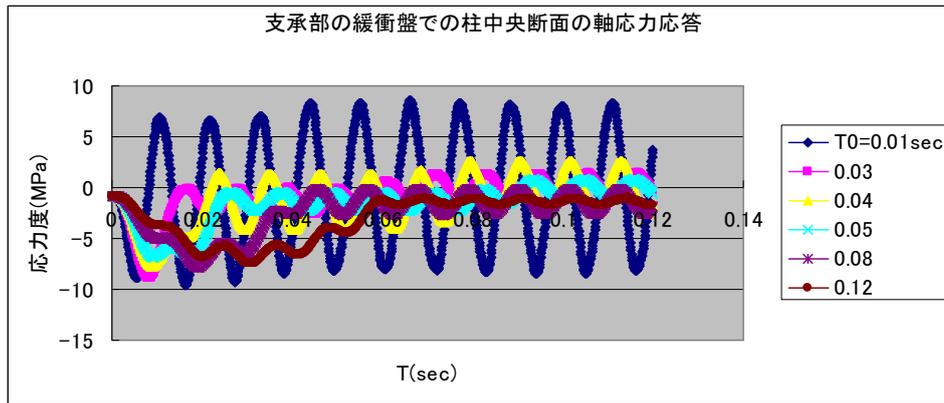


図 17 支承部の緩衝盤での柱中央断面での軸方向応力応答

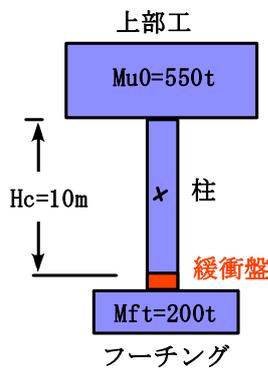


図 18 柱下端の緩衝盤

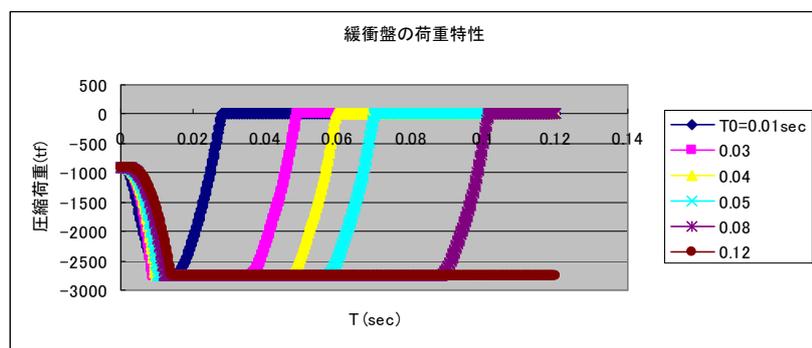


図 19 緩衝盤の圧縮力応答

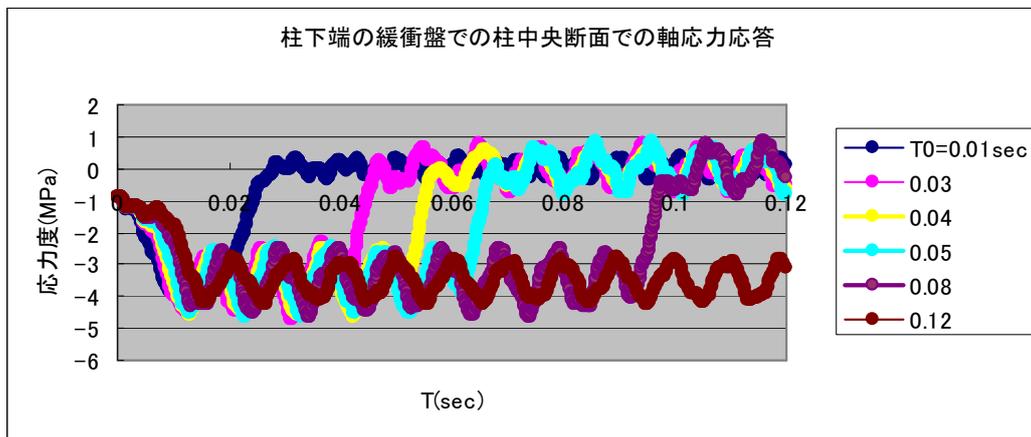


図 20 柱下端の緩衝盤での柱中央断面での軸方向応力応答

参考文献

- 5.1) 西本安志：積層繊維補強ゴムの衝撃緩衝効果に関する基礎的研究，九州大学大学院工学府建設システム工学専攻，学位博士論文（工学），平成 16 年 9 月
- 5.2) 兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査，中間報告（案），兵庫県南部地震 道路橋震災対策委員会，平成 7 年 3 月 30 日

（文責：園田恵一郎）

## 6. 重錘落下高さを変えた場合の積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能

### 1. はじめに

衝撃緩衝材は衝撃的な外力が作用した際、衝突による過度な衝撃力を低減させるために用いられており、使用される条件や環境によって様々である。積層繊維補強ゴムの衝撃緩衝効果に関する基礎的研究<sup>1)</sup>より図 1.1(a)に示すように、衝撃緩衝材として剛性が小さく変形量の大きい材料を適用すれば、「過度な衝撃荷重を抑制する」ために望ましいといえ、図 1.1(b)に示すように、衝撃緩衝材として剛性が大きくかつヒステリシスを有する材料を適用すれば、「衝撃的に作用するエネルギーを吸収する」ために望ましいといえる<sup>2)</sup>。この二つは衝撃緩衝材の使用目的として挙げられるであろう。しかしながら、両者は相反するために同時に満足させることは非常に難しい<sup>2)</sup>。

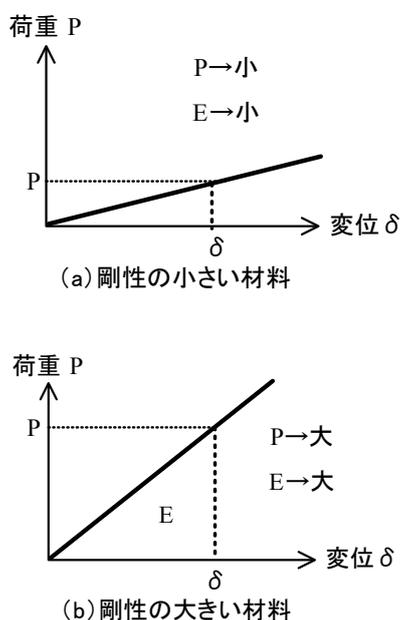


図 1.1 衝撃緩衝材の材料特性（荷重～変位関係）<sup>3)</sup>

衝撃緩衝材は、包装等に用いられる気泡緩衝材や、船舶が防波堤等の海洋構造物との衝突を保護するための防舷材等が衝撃緩衝材の使用例として言える。その内の一つとして、積層繊維補強ゴム（以下、PRF という）が挙げられる。

通常、積層繊維補強ゴムの材料特性は、通常のゴムに化学繊維材を埋設したものである。また、この衝撃緩衝材が地震発生時に免震機構として使用できないか考えられている。

1995年（平成7年）1月17日の午前5時46分頃に明石海峡付近を震源地とする兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）が発生した。M7.3の巨大な地震が都市の直下で発生したことにより、高速道路や新幹線の高架橋が倒壊し、多くの住宅やビルが破壊され、大きな被害を受けた。倒壊した構造物の多くは耐震設計基準が定められた1981年以前に施工されたものに集中していた<sup>4)</sup>。兵庫県南部地震によって、土木鋼構造物ならびに各都市機能が甚大な被害を受けたことに鑑み、土木構造物全体の被害内容やその原因について調査・研究されてきた<sup>5)</sup>。その破壊形式は水平動による破壊形態のものが多かったが、衝撃的な鉛直力によるものと考えられる破壊形態のものもあった。しかしながら、地震計の捉えた兵庫県南部地震の上下動の最大加速度は332.2galであり、それは水平動の最大加速度818.0gal<sup>6)</sup>の約半分と従来の地震と変わりなく、鉛直力の影響はなかったとされている。ただし、全国各地に設置されている地震計のサンプリングタイムは0.01sec～0.005sec<sup>7)</sup>であり、衝撃的な鉛直力を捉えられていないことも考えられる。衝撃的な鉛直力を受けたと考えられる被害の例として、鉄筋コンクリート橋



写真 1.1 鉄筋コンクリート橋の橋脚部に水平面上に生じた亀裂



写真 1.2 鋼製橋脚の橋脚上部に生じた脆性的な破壊



写真 1.3 圧縮と考えられる破壊



写真 1.4 岩石の跳躍現象

の橋脚部に水平面上に生じた亀裂(写真 1.1)や、鋼製橋脚の橋脚上部に生じた脆性的な破壊(写真 1.2)、圧縮と考えられる破壊(写真 1.3)、墓石や岩石の跳躍現象(写真 1.4)などが挙げられる。

物体の跳躍現象に関しては、六甲山の岩石の浮き上がり、墓石の飛び跳ね、ピアノや家具の飛び跳ね、車両の飛び上がりなどの証言もある<sup>8)</sup>。これらの現象は地震動による周期的な繰り返し载荷によって発生するものではなく、衝撃的な鉛直力によるものだと考えられる。また、石丸ら<sup>9)</sup>は直下地震で見られる跳び石現象に

関する一考察では、水平動により岩石の跳躍現象は起こらないと指摘している。

以上のように、地震での構造物への被害が水平動によるものが多くとも、衝撃的な鉛直力が橋脚部のような柱状の構造物に損傷を生じさせ、それらによって大規模な破壊となる可能性は否定できない。よって、地震から高架橋などに含まれる橋脚部に生じる損傷に対しては従来までの水平動に対する免震機構に加え、衝撃的な鉛直力に対する免震機構が必要となると考えられる。

これまで、水平動の免震機構に関しては、松村ら<sup>10)</sup>が免震桁橋用ロックオフ型サイドブロックに関する提案、高橋ら<sup>11)</sup>が複数摩擦面を有する滑り型免震支承に関する提案、北原ら<sup>12)</sup>が桁間衝突時の衝撃力緩和・エネルギー吸収性能に与える緩衝材ゴム圧の影響について考察するなど、その研究は多岐に渡っている。しかし上下動の存在に着目し、その免震機構に関して研究した事例は少ないように思われる。直下地震による衝撃的な上下動から高架橋の橋脚などの柱状部材を守るための対策として、PRF を使用した免震機構の開発をすること等が挙げられる。

過去の積層繊維補強ゴムの衝撃緩衝効果に関する基礎的研究<sup>1)</sup>では衝撃緩衝材に必要な力学的特性および衝撃力緩和性能について検討されているが、その衝撃力緩和性能について PRF がどれだけの衝撃力を緩和するのか明らかされていない。また昨年度の研究では、PRF の衝撃応答特性を重錘落下実験によって調べ、衝撃伝達荷重-変位曲線を得ることを目的として実験を行っていたが、計測装置保護のため PRF に作用する衝撃力そのものの計測ができず、その計測が今後の課題として挙げられていた<sup>13)</sup>。そこで本研究では、PRF に作用する衝撃力そのものを計測できる装置を作成するとともに、その衝撃力と PRF を介して伝わる衝撃伝達力を比較することで、PRF の衝撃力緩和性能を明らかにすることを目的とする。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験の概説

鉛直的な衝撃力を緩和するためにPRFを取り扱い、重錘落下時の衝撃力を測ることにより、PRFの衝撃力緩和性能を調べる実験を行う。

### 2.2 使用機器

実験に際して用いた機器の説明を以下に示す。

#### 2.2.1 ひずみゲージ

本実験で用いたひずみゲージは、株式会社東京測器研究所のFLA-5-11であり、表2.1のような特性を持つ。

表 2.1 ひずみゲージの特性

ゲージ長さ (mm)	5
ゲージ幅 (mm)	1.5
ベース長さ (mm)	10
ベース幅 (mm)	3
抵抗値 ( $\Omega$ )	120
ゲージ率	2.11 $\pm$ 1%
熱膨張率	11.8 $\times$ 10 <sup>-6</sup> / $^{\circ}$ C
温度計数	+0.1 $\pm$ 0.05%/10 $^{\circ}$ C

ひずみゲージの貼り方については、図 2.1 に示すように治具の側面に対角線が直行するように 4 枚貼る。図 2.1 は、図 2.4 に示した治具の円柱部である。この柱 5 本分のひずみゲージ計 20 枚の計測結果の平均値を用いることで曲げの影響を打ち消し、軸力のみ計測することができる。

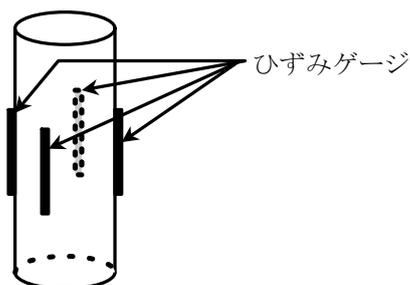


図 2.1 ひずみゲージの位置

#### 2.2.2 レーザー式変位計

本研究で用いたレーザー式変位計(写真 2.1)は、キーエンス社の IL-300 であり、表 2.2 に特性を示す。センサヘッド(写真 2.2)から照射したレーザー光を重錘に取付けた金属板に反射させ、それをセンサヘッドで感知することで計測している。また、変位の計測の限界はゴムの上面より鉛直方向に  $\pm$ 50mm の設定となっている。

表 2.2 レーザー式変位計の特性

形式	IL-300
基準距離	300mm
測定距離	160~450mm
光源	赤色半導体レーザー波長： 655nm (可視光)
スポット径	約 $\phi$ 500 $\mu$ m
サンプリング周期	0.33/1/2/5msec



写真 2.1 レーザー式変位計



写真 2.2 センサヘッド

### 2.2.3 マルチ入力データロガー

本実験では、キーエンス社が名付けたマルチ入力データロガー（写真 2.3）をデータ計測の方法として用いた。マルチ入力データロガーは、アンプ NR-500, 動ひずみ計 NR-ST04, 加速度計測ユニット NR-CA04 で構成される。動ひずみ計の特性を表 2.3 に、加速度計測ユニットの特性を表 2.4 に示す。

マルチ入力データロガーを用い、ひずみは動ひずみ計、変位は加速度計測ユニットを介してパソコンにデータを記録する。その際に使用するソフトウェアはキーエンス社の WAVE LOGGER である。計測データはそのまま Excel に自動転送した。

表 2.3 動ひずみ計の特性

最速サンプリング周期	20 $\mu$ s (50kHz) ~60s	
入力種類	ひずみ入力 (ST)	$\pm 1000\mu \sim 20000\mu$
	電圧入力 (mV)	$\pm 2 \sim 50$
入力インピーダンス	1M $\Omega$	
平衡調整	電子式平衡調整 (オートバランス)	
平衡調整度	$\pm 0.1\%$ of F.S. (ローパスフィルタ 8Hz 平均 20 回 サンプリング時 50Hz 時)	
平衡調整範囲	$\pm 29000\mu$ (ひずみ入力時) $\pm 29mV$ (電圧入力時)	
ローパスフィルタ	遮断周波数 オート 5k~4Hz	
測定レンジ	$\pm 50mV$	



写真 2.3 マルチ入力データロガー

表 2.4 加速度計測ユニットの特性

最速サンプリング周期	10 $\mu$ s (50kHz) ~60s	
入力種類	センサ入力 (m/s <sup>2</sup> )	$\pm 50.0 \sim 50000$
	電圧入力 (V)	$\pm 1 \sim 10$
入力インピーダンス	100k $\Omega \pm 1\%$ , 約 38pF	
ローパスフィルタ	Pass/100Hz/1kHz/10kHz (-12dB/oct)	
測定レンジ	$\pm 10V$	

### 2.3 供試体

本研究では、供試体として PRF を使用した。PRF (写真 2.4) は、通常のゴムに化学繊維材を埋設したものである。繊維材を 1 枚の布のように平面状に加工し、その両面にゴムを圧着させたものを繊維補強ゴムシートとする。この構造によってゴムの変形を繊維が拘束し、その剛性および破断荷重 (耐力) も繊維側の剛性および破断強度が支配的となるため、ゴム単体と比べて高耐力を示す。

この繊維補強ゴムシートを図 2.2 に示すように積層一体化したものが PRF であり、PRF 構造 (Poly Rubber Fiber 構造) と呼ばれている。今回は 10 層を重ね合わせたものであり、積層

密度は1層/2mm(厚さ2mm毎に1層)である。また、使用した繊維材は低強度繊維であり、材質がビニロン、引張強度が588N/cmである。なお、引張強度は1層で3cm幅の試験体を引き伸ばし破断したときの力を3で除した場合の強度を示している(JIS L 1096)。また、破断時の伸びは20%、構成糸は1200denierである<sup>14)</sup>。なお、1denierとは、繊維の太さの単位であり長さ9000mの繊維の重さが1gの時の糸の太さである。この埋設した繊維材が破断する際にエネルギーが吸収され、衝撃的な鉛直力が軽減される。



写真 2.4 PRF

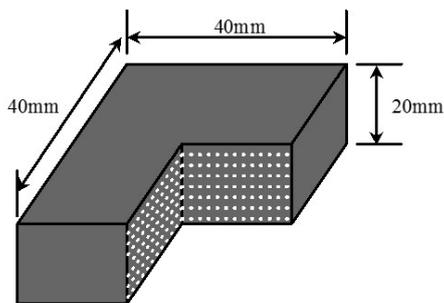


図 2.2 PRF の断面図

## 2.4 実験装置

本研究の実験の概要図と写真をそれぞれ図 2.3 と写真 2.5 に示す。衝撃力は重錘の自由落下により発生させる。図 2.4 は供試体と治具の概要図である。昨年度の実験と違い、治具円柱部を1本から5本に増やすことで、大きな衝撃力でも塑性変形しにくいような治具を作成した。写真 2.6 に示したように治具を重錘落下装

置下の鉄板上に固定し、重錘を供試体上に自由落下させた際に治具に作用した荷重(以下、衝撃伝達力という)を鋼材(SS400、ヤング率 $2.1 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>))のひずみを計測することで求める。ひずみゲージで計測したひずみに、フックの法則によりヤング率をかけて応力を求める。求めた応力に、ひずみゲージを貼り付けた円柱部分の断面積をかけて衝撃伝達力を求める。また、レーザー式変位計により供試体の鉛直方向の変位を測定する。なお、レーザー式変位計は1点で測定を行う。

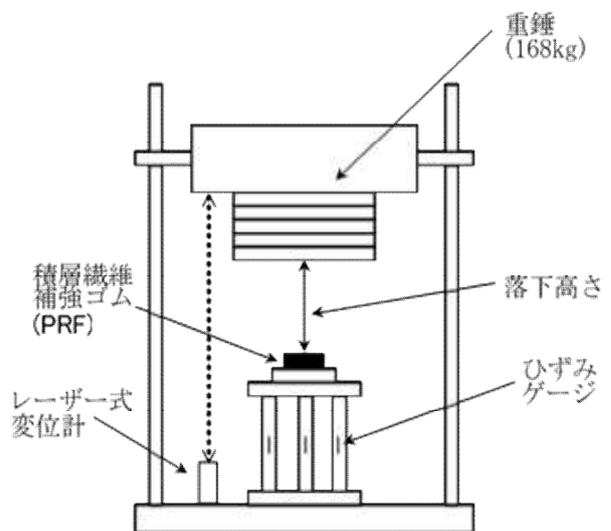


図 2.3 実験概要図



写真 2.5 実験装置全体写真

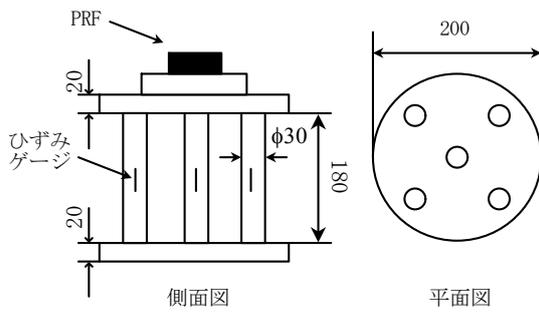


図 2.4 供試体と治具の概要図



写真 2.6 供試体と治具

## 2.5 実験手順

以下に本実験の手順を示す。

1. ひずみゲージ計 20 枚を，動ひずみ計測器を介して PC に接続する。
2. レーザー式変位計をセンサヘッド（写真 2.2）から照射されたレーザー光が重錘に取り付けた金属板に当たるように設置する。センサヘッドは，センサアンプと動ひずみ計測器を介して PC に接続する。
3. 供試体である PRF を金属の治具上部に設置する。
4. マルチ入力データロガーの設定は，ひずみ入力は  $\pm 2000\mu$  とした。サンプリング数は 2500 回，プリトリガは 500 点とし，サンプリングタイムは  $20\mu\text{sec}$  とする。電圧は  $\pm 5V$  の変化で最大 40mm の変位として計測できるように設定する。
5. オートバランスを行う。

6. 重錘を自由落下させ衝撃力を作用させ，ひずみゲージでひずみを，変位計で供試体の鉛直方向の変位を測定する。
7. 重錘の落下高さを変化させながら，5～6 の手順を行う。また，1 つのパラメータで 3 回実験を行う。
8. 衝撃力を計測する際は治具上部には何も設置せず，6 の手順でひずみのみ測定する。実験は 7 の手順と同様に繰り返し，最終的に合計 45 回の実験を行う。

## 3. 結果と考察

### 3.1 実験データの処理

本実験では重錘落下実験を行い，ひずみゲージによりひずみを，レーザー式変位計により変位（PRF 使用時のみ）を計測した。両者は同時に計測しているため，時間軸は一致している。図 3.1 は，重錘 168kg を落下高さ 250mm から自由落下させた場合のひずみを縦軸に，時間を横軸に表し，時間ごとの計測値の軌跡（以下，ひずみ-時間応答曲線という）を示したものである。

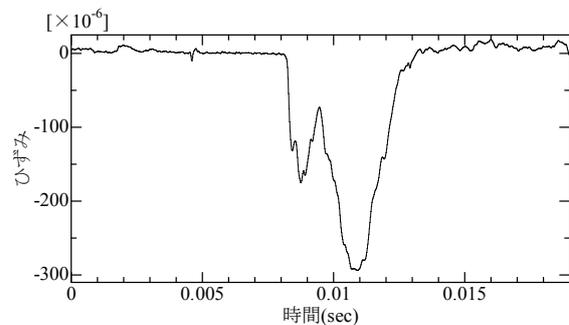


図 3.1 ひずみ-時間応答曲線（落下高さ 250mm）

本実験では，ある大きさのひずみが入力された瞬間に計測を始めるトリガーを設定しているが，このトリガーがかかった瞬間のひずみの値は 0 ではないためこのままではグラフで原点を描くことができない。そこで，プリトリガと呼ばれるトリガーがかかった瞬間より以前のデータも記録できる動ひずみ計の機能を使

用する。それにより得られたデータが図 3.1 である。これによるとひずみが入力された時間は約 0.0082sec であるが、この時間はすべてのデータで異なっているためこのままでは複数のデータの比較が困難となる。よって実験結果同士の比較やグラフ作成を可能とするため、ひずみが入力された瞬間の時間が 0sec となるように時間軸のみをずらす作業（以下、ゼロシフトという）を行い、その結果を図 3.2 に示す。

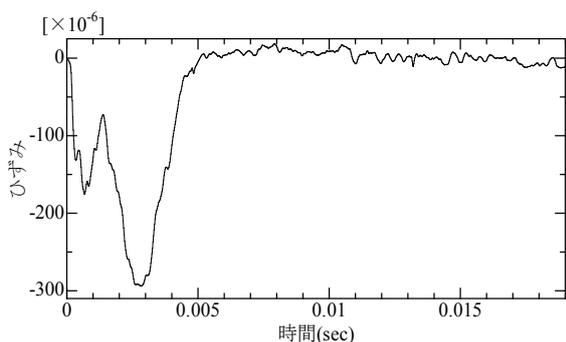


図 3.2 ひずみ-時間応答曲線（ゼロシフト後）

ひずみゲージを貼付した治具の円柱部には、重錘落下により圧縮力が作用しているため測定ひずみの最大値は負の値であるが、この時治具に作用した衝撃力は正の値であるため、ひずみの符号を入れ替える。この値に治具円柱部の総断面積および鋼材のヤング率を乗じて求めた衝撃力を縦軸に、時間を横軸に表し、時間ごとの計測値の軌跡（以下、衝撃力-時間応答曲線という）を図 3.3 に示す。

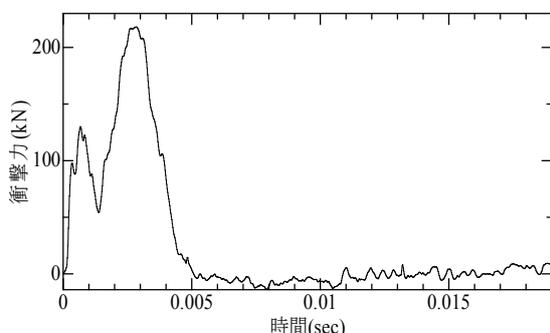


図 3.3 衝撃力-時間応答曲線（落下高さ 250mm）

以下、衝撃力の結果を示す場合はすべてひずみを基準にゼロシフトを行った後の結果である。また、PRF を使用した時に治具に作用した衝撃伝達力を求める際も、同様の操作でひずみから計算し、ゼロシフトを行う。

変位の値は、前述したゼロシフトの作業により、ひずみに加わった瞬間を基準に時間軸をずらしている。そのうえで、ずらした後の時間 0sec、すなわちひずみに加わった瞬間の変位を 0mm とし、そこから変位が増加し始めるように補正を行っている。以下、変位の結果を示す場合はすべてゼロシフトおよび補正を行った後の結果である。

図 3.4 は、重錘 168kg の落下高さ 50mm とした場合の PRF の鉛直方向の変位を縦軸に、時間を横軸に表し、時間ごとの計測値の軌跡（以下、変位-時間応答曲線という）を示したものであるが、変位-時間応答曲線は階段状のグラフとなっている。

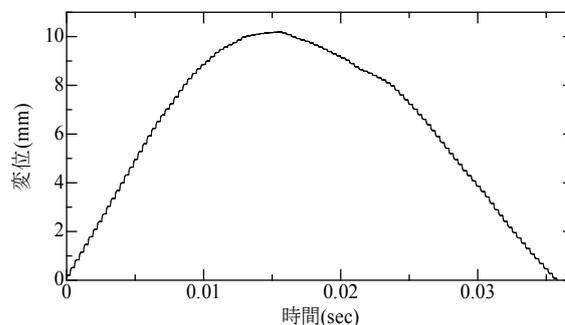


図 3.4 変位-時間応答曲線（PRF 使用時、落下高さ 50mm）

しかし、今回計測する変位は連続的に増加および減少するため、不連続な階段状のグラフになることは考えられない。これは、衝撃力を測定する動ひずみ計と、変位を測定するレーザー式変位計のサンプリングタイムに差があったことに起因すると考えられる<sup>15)</sup>。実際に動ひずみ計のサンプリングタイムは 20 $\mu$ sec、レーザー式変位計で 333.3 $\mu$ sec である。よって、変位の計測結果を動ひずみ計のサンプリングタイムで描画したグラフに合うように線形補間

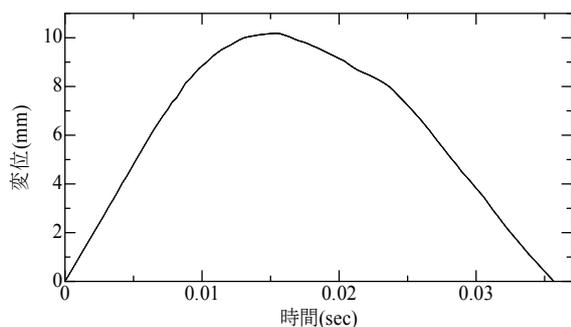


図 3.5 変位-時間応答曲線（線形補間後）

を行い、その結果を図 3.5 に示す。

以下、変位を用いた結果を示す場合はすべて線形補間を行った後の結果である。

図 3.6 は、重錘 168kg の落下高さ 250mm とした場合の PRF の変位-時間応答曲線である。図より、変位の値が 0.035sec 付近で急激に増加し、変位 52.5mm 付近で一定になっている。これは、レーザー式変位計の計測に問題があったためと考えられる。変位は、図 2.3 に示したようにレーザー式変位計から照射したレーザー光を重錘に取付けた金属板に反射させ、それをセンサヘッドで感知することで計測している。また、変位の計測の限界はゴムの上面より鉛直方向に  $\pm 50\text{mm}$  の設定となっている。つまり、レーザー光がゴムの上面から 50mm までの高さで金属板に当たらなければ変位は計測できない。このことから、計測できなかった部分はこの変位の計測限界を超えたためと推測される。限界を超えた理由としては、重錘落下の衝撃によりレーザー式変位計が動いたこと、金属板が動いたことによってレーザー光が正常に反射されなくなったからと考えられ、実験中に撮影していた動画からもこれが確認された。実験結果としては、急激に増加した以降の変位の値は実際の変位とは異なるため使用できないが、それ以前の値は正常であるため図 3.7 に示すように増加部分を削除する。

以下、同様の増加が見られた場合は同じ処理を行う。結果を示す場合はすべて処理を行った後の結果である。

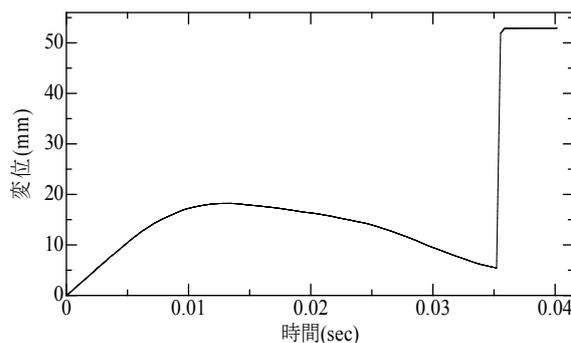


図 3.6 変位-時間応答曲線（PRF 使用時、落下高さ 250mm）

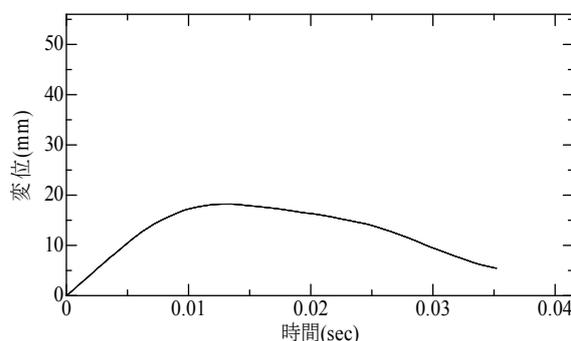


図 3.7 変位-時間応答曲線（増加分削除後）

### 3.2 衝撃力の計測

図 3.8 は、重錘 168kg を落下高さ 50mm から 250mm で自由落下させた場合における衝撃力-時間応答曲線を比較したもの、表 3.1 は各落下高さにおける衝撃力の最大値およびその計測時刻をまとめたものである。

両者より、重錘の落下高さが高くなるのに応じて衝撃力の最大値は大きくなっている。最

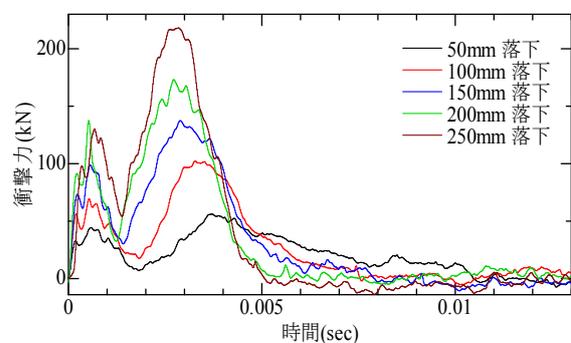


図 3.8 衝撃力-時間応答曲線（落下高さ 50mm ~ 250mm）

大値を計測した時刻は、重錘落下高さ 50mm, 100mm, 150mm と早くなるが、落下高さ 150mm, 200mm, 250mm ではほぼ変わらなくなっている。このことから、落下高さ 150mm までは高さが高くなるほど最大値を計測した時刻は早くなるが、落下高さ 150mm 以上では最大値を計測した時刻に差はあまり見られなくなる。

表 3.1 衝撃力の最大値とその計測時刻（落下高さ 50mm～250mm）

落下高さ (mm)	最大値 (kN)	計測時刻 (s)
50	56.1	0.0037
100	102.3	0.0033
150	137.4	0.0029
200	173.1	0.0027
250	218.1	0.0028

図 3.8 より、波形は 2 つのピークがあり、すべて 2 度目が最大値となっている。この原因としては、重錘の下面と治具の上面が平行になっておらず、重錘が傾いたまま落下したことが考えられる。そのため、1 度目のピークは治具の上面に対して斜めの角度になって落下した重錘と治具が接触した瞬間の衝撃力、2 度目のピークは重錘の角度が治具の上面に対して斜めから水平に変わり、重錘と治具が面と面で接触した瞬間の衝撃力を表していると推測される。

### 3.3 PRF の衝撃力緩和性能

#### 3.3.1 衝撃伝達力と時間の関係

PRF の性能を明らかにするため、重錘落下高さ 50mm から 250mm において計測された衝撃力（図 3.8 参照）が、PRF を使用することでどの程度緩和されるかを調べる。ここで用いるのは、治具上に設置した PRF に重錘 168kg を各落下高さから自由落下させた場合における衝撃伝達力を縦軸に、時間を横軸に表した衝撃伝

達力-時間応答曲線である。なお、衝撃伝達力とは治具上に設置した PRF を介して計測された衝撃力のことである。また、参考として行った、天然ゴムで構成された単純なゴム（以下、総ゴムという）を使用した実験で得られた衝撃伝達力-時間応答曲線も使用する。

図 3.9 は、重錘落下高さ 50mm における衝撃力-時間応答曲線および衝撃伝達力-時間応答曲線の比較図である。このときの最大衝撃力は 56.1kN であり、PRF 使用時の最大衝撃伝達力は 29.8kN、総ゴム使用時の最大衝撃伝達力は 34.1kN であった。PRF および総ゴムの緩和性能（供試体による衝撃伝達力の緩和分の衝撃力に対する割合）はそれぞれ 46.9%, 39.3% であった。衝撃力に対し、PRF および総ゴム使用時の衝撃伝達力が緩和されているが、両者の衝撃伝達力-時間応答曲線に大きな違いは見られない。また、作用時間（衝撃力および衝撃伝達力が加わってから再び 0kN 付近に戻るまでの時間）は衝撃力で約 0.011sec に対し、PRF および総ゴム使用時には約 0.022sec と 2 倍に延びている。

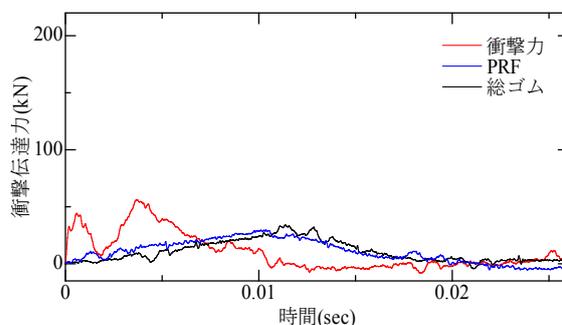


図 3.9 落下高さ 50mm における衝撃伝達力-時間応答曲線の比較

図 3.10 は、重錘落下高さ 100mm における衝撃力-時間応答曲線および衝撃伝達力-時間応答曲線の比較図である。このときの最大衝撃力は 102.3kN であり、PRF 使用時の最大衝撃伝達力は 42.3kN、総ゴム使用時の最大衝撃伝達力は 41.9kN であった。PRF および総ゴムの緩和性能はそれぞれ 58.6%, 59.0% であった。落下

高さ 50mm と異なり，PRF および総ゴムの衝撃伝達力-時間応答曲線に違いが表れていることが分かる．大きく異なるのは衝撃伝達力の作用時間で，衝撃力，PRF 使用時，総ゴム使用時の順に約 0.008sec，約 0.015sec，約 0.025sec と長くなっている．しかし，作用時間に違いが表れたものの衝撃伝達力の最大値は大きく変わっていない．この場合，同じ衝撃伝達力を示しても作用時間が短い PRF の方が，衝撃緩衝材として優れていると考えられる．

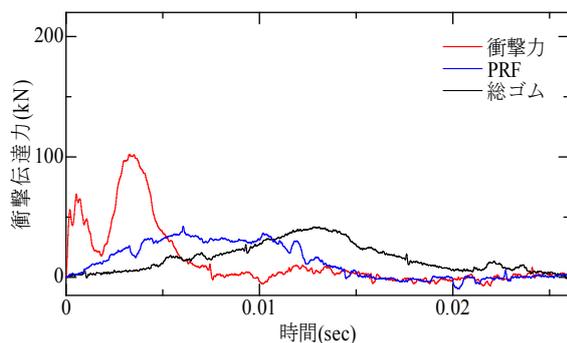


図 3.10 落下高さ 100mm における衝撃伝達力-時間応答曲線の比較

図 3.11 は，重錘落下高さ 150mm における衝撃力-時間応答曲線および衝撃伝達力-時間応答曲線の比較図である．このときの最大衝撃力は 137.4kN であり，PRF 使用時の最大衝撃伝達力は 52.5kN，総ゴム使用時の最大衝撃伝達力は 64.3kN であった．PRF および総ゴムの緩和性能はそれぞれ 61.8%，53.2% であった．作用時間について見ると，衝撃力，PRF 使用時，総ゴム使用時の順に長くなる関係性は落下高さ 100mm の場合と変わらないが，総ゴム使用時の作用時間が約 0.0025sec から約 0.017sec と短くなり，PRF 使用時の約 0.015sec に迫っていることが分かる．

衝撃伝達力では，PRF 使用時と総ゴム使用時に差が表れており，PRF の方が衝撃力を緩和していることが確認できる．よってこの場合は，より衝撃力を緩和する PRF の方が衝撃緩衝材として優れていると判断できる．

図 3.12 は，重錘落下高さ 200mm における衝

撃力-時間応答曲線および衝撃伝達力-時間応

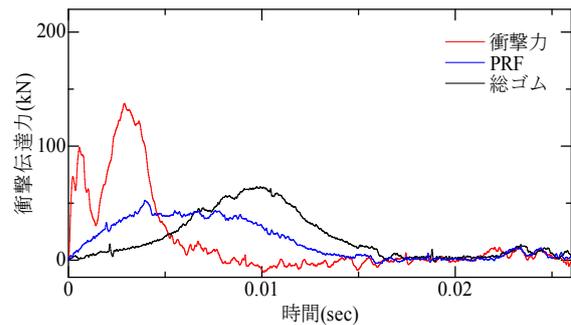


図 3.11 落下高さ 150mm における衝撃伝達力-時間応答曲線の比較

撃力-時間応答曲線の比較図である．このときの最大衝撃力は 173.1kN であり，PRF 使用時の最大衝撃伝達力は 51.2kN，総ゴム使用時の最大衝撃伝達力は 86.0kN であった．PRF および総ゴムの緩和性能はそれぞれ 70.4%，50.3% であった．作用時間について見ると，総ゴム使用時が落下高さ 150mm に比べてさらに短くなり，PRF 使用時と同程度の約 0.015sec になっている．PRF 使用時と総ゴム使用時の衝撃伝達力の特徴は，落下高さ 150mm に比べて顕著になっており，PRF の方がより高い緩和性能を示している．

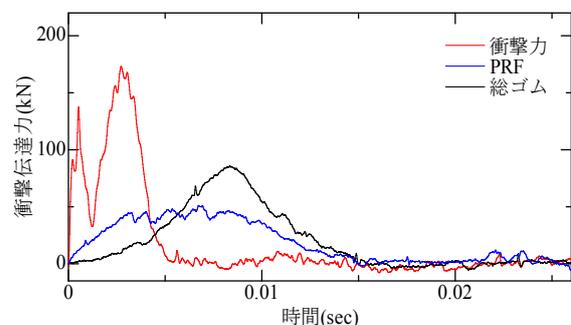


図 3.12 落下高さ 200mm における衝撃伝達力-時間応答曲線の比較

図 3.13 は，重錘落下高さ 250mm における衝撃力-時間応答曲線および衝撃伝達力-時間応答曲線の比較図である．このときの最大衝撃力は 218.1kN であり，PRF 使用時の最大衝撃伝達力は 60.1kN，総ゴム使用時の最大衝撃伝達力は 100.9kN であった．PRF および総ゴムの緩和性能はそれぞれ 72.5%，53.7% であった．作用

時間については、PRF および総ゴム使用時の両者とも約 0.015sec である。また、衝撃伝達力に関しては落下高さ 200mm と同様のことが言え、PRF の方が高い緩和性能を示していることが分かる。

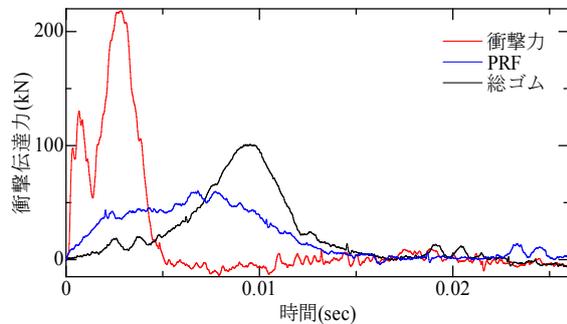


図 3.13 落下高さ 250mm における衝撃伝達力-時間応答曲線の比較

これらの重錘落下高さ 50mm～250mm における衝撃力の最大値および PRF、総ゴム使用時の衝撃伝達力の最大値と緩和性能の数値をまとめると表 3.2 のようになる。

表 3.2 より、衝撃力は重錘落下高さが高くなるのに応じて増加していくのに対し、PRF を使用した場合、衝撃力を基準として段階的に緩和性能が得られていることが分かる。また、総ゴムを使用した場合、重錘落下高さ 50mm の場合を除けば衝撃力を基準として 50% を超える衝撃力緩和性能が得られていることが分かる。このことから、総ゴムよりも PRF の方が緩和性能は優れていることが確認できる。ただし、これは重錘落下高さ 150mm 以上で見られ、落下高さ 50mm および 100mm では両者の緩和性能の差は確認できない。加えて、総ゴムと PRF の性能の差として衝撃伝達力の最大値を計測した時刻の違いも挙げられる。これは落下高さ 100mm 以上で見られ、PRF の方が早いことが確認できる。PRF の性能としては、使用することによって衝撃伝達力の最大値が抑えられ、衝撃伝達力のかかる作用時間が長くなっていることが分かる。すなわち、PRF は衝撃力を緩和し作用時間を延ばす性能を有している。

表 3.2 衝撃力および PRF、総ゴム使用時の衝撃伝達力の最大値と緩和性能 (落下高さ 50mm～250mm)

落下高さ (mm)	衝撃力最大値 (kN)	PRF 使用時		総ゴム使用時	
		衝撃伝達力最大値 (kN)	緩和性能 (%)	衝撃伝達力最大値 (kN)	緩和性能 (%)
50	56.1	29.8	46.9	34.1	39.3
100	102.3	42.3	58.6	41.9	59.0
150	137.4	52.5	61.8	64.3	53.2
200	173.1	51.2	70.4	86.0	50.3
250	218.1	60.1	72.5	100.9	53.7

図 3.14 は、図 3.9～3.13 で示した PRF の衝撃伝達力-時間応答曲線を比較したもので、表 3.3 は各落下高さにおける衝撃伝達力の最大値およびその計測時刻をまとめたものである。

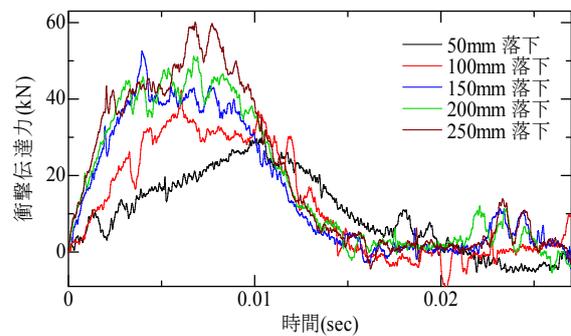


図 3.14 衝撃伝達力-時間応答曲線 (落下高さ 50mm～250mm)

表 3.3 衝撃伝達力の最大値とその計測時刻 (落下高さ 50mm～250mm)

落下高さ (mm)	最大値 (kN)	計測時刻 (s)
50	29.8	0.0104
100	42.3	0.0061
150	52.5	0.0039
200	51.2	0.0067
250	60.1	0.0068

これらより、重錘落下高さ 100mm 以上では衝撃力が加わった後急激に衝撃伝達力が増加していることが分かる。また、衝撃伝達力の最

大値は落下高さ 50mm から 150mm では徐々に増加をしているが、落下高さ 150mm および 200mm ではそれぞれ最大値 52.5kN, 51.2kN とほぼ同じ値である。落下高さ 250mm においては 60.1kN と最大値は再び増加しているが、0.006sec 付近までは落下高さ 150mm および 200mm と同じような波形を示している。このことから、PRF は衝撃伝達力のある一定の値まで緩和させるはたらきを有しており、今回用いた PRF ではその値は 50kN 付近であることが推測できる。また、PRF の衝撃力緩和性能には限界があり、今回の実験の結果より 50kN から 60kN の間がその限界値と考えることもできるが、これについてはさらなる実験による検証と考察が必要である。

表 3.4 は、各落下高さにおいて重錘が PRF に衝突する直前の速度の測定値とその理論値を比較したものである。測定値は次項に示す変位の測定結果のうち衝突直前の 10 点間 (0.0002sec) の変位から計算しており、理論値は力学的エネルギー保存則から求めた。

表 3.4 衝突直前の速度の測定値とその理論値 (落下高さ 50mm～250mm)

落下高さ (mm)	測定値 (m/s)	理論値 (m/s)
50	0.92	0.99
100	1.28	1.40
150	1.80	1.71
200	1.84	1.98
250	2.24	2.21

表 3.4 より、概ね測定値と理論値は近い値であることが分かる。また、重錘の衝突直前の速度が速いほど、伝達される衝撃力は大きく、最大値に早く到達すると考えられる。

### 3.3.2 変位と時間の関係

図 3.15 は、治具上に設置した PRF に重錘 168kg を落下高さ 50mm から 250mm で自由落

下させた場合における変位を縦軸に、時間を横軸に表した変位-時間応答曲線を比較したものの、表 3.5 は各落下高さにおける変位の最大値およびその計測時刻をまとめたものである。

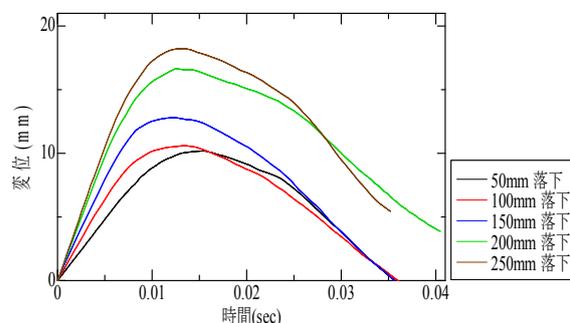


図 3.15 変位-時間応答曲線 (落下高さ 50mm～250mm)

表 3.5 変位の最大値とその計測時刻 (落下高さ 50mm～250mm)

落下高さ (mm)	最大値 (kN)	計測時刻 (s)
50	10.2	0.0153
100	10.6	0.0132
150	12.8	0.0120
200	16.6	0.0124
250	18.2	0.0134

図 3.15 および表 3.5 より、重錘落下高さが大きくなるに応じて変位の最大値も大きくなる傾向はあるが比例関係は見られない。また、最大値を計測した時刻には重錘の落下高さによる関係性は見られない。加えて、PRF の高さは図 2.2 に示したように 20mm であるから、重錘落下高さ 250mm でも変位の最大値が 20mm を超えていないことが確認できる。

### 3.3.3 衝撃伝達力と変位の関係

PRF、総ゴムを使用した場合の 2 通りにおいて、重錘落下高さ 50mm から 250mm における各衝撃伝達力を縦軸に、変位を横軸に表した曲線 (以下、衝撃伝達力-変位曲線という) の比較を行う。図 3.16 は、重錘落下高さ 50mm～

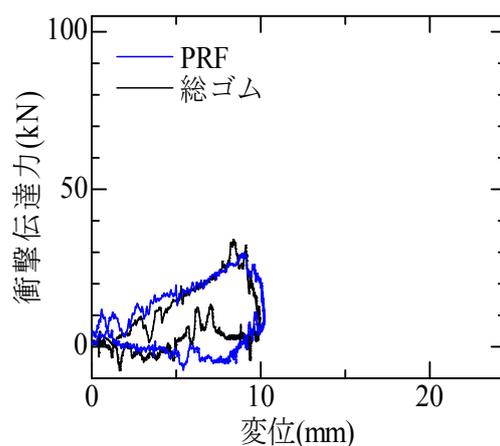
150mm そして図 3.17 は 200mm, 250mm の衝撃伝達力-変位曲線の比較図である。また, PRF と総ゴムの衝撃伝達力-変位曲線を比較するために, 表 3.6 に重錘落下高さ 50mm~250mm における PRF および総ゴム使用時の衝撃伝達力と変位の最大値をまとめる。

図 3.16-17 より, PRF および総ゴムの衝撃伝達力-変位曲線の初期の曲線の傾きに注目する。図 1.1 で示したように, 荷重-変位関係(本実験における衝撃伝達力-変位関係と同義)において傾きが小さければ剛性が小さい, 傾きが大きければ剛性が大きいと評価できる。このことから, PRF は総ゴムに比べて初期の曲線の傾きにより高い初期弾性係数を有していることが確認できる。また, 3.3.1 項で述べたように PRF の方が総ゴムより衝撃伝達力の緩和性能が優れており, 加えて, 変位においては PRF の方が総ゴムより最大値は小さい。このことから, PRF と総ゴムでは変位の小さい PRF は剛性が高く, 変位の大きい総ゴムは剛性が小さいと考えられる。

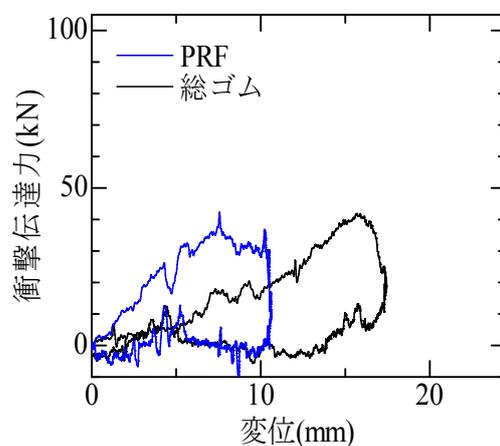
図 3.16-17 および表 3.6 より, 重錘落下高さ 50mm では PRF および総ゴムの初期弾性係数の違いは見られない。また, 衝撃伝達力-変位曲線はほぼ重なっていることから落下高さ 50mm では PRF による衝撃力の緩和効果は期待できない。次に, 落下高さ 100mm では衝撃伝達力の最大値は PRF と総ゴムでほぼ変わらず, 変位のみ PRF の方が小さいという差がある。このように, 同程度の衝撃伝達力が計測された場合でも PRF はゴムの変形を繊維が拘束していると推測される。落下高さ 150mm では, 総ゴムの衝撃伝達力が増加しているのに対し PRF の衝撃伝達力の最大値は約 50kN に抑えられている。よって, 落下高さ 150mm から PRF の繊維は破断を初め, 衝撃伝達力の緩和をしていると予想され, 落下高さ 200mm でも同様の傾向が見られる。

落下高さ 250mm では, 3.3.3 項で述べたように PRF の変位が 12.5mm を超えたあたりで再

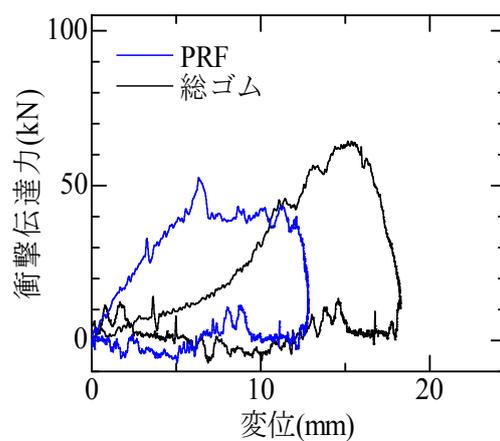
び衝撃伝達力が上昇し約 60kN に達している。



(a) 落下高さ 50mm

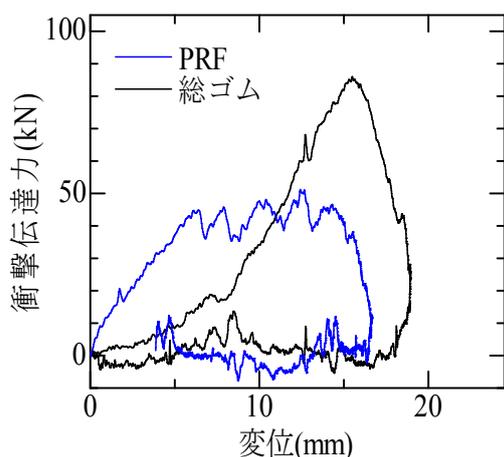


(b) 落下高さ 100mm

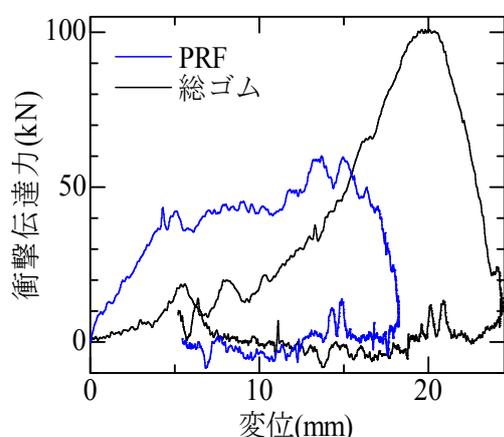


(c) 落下高さ 150mm

図 3.16 落下高さにおける衝撃伝達力-変位曲線の比較(a)50mm, (b)100mm, (c)150mm



(a) 落下高さ 200mm



(b) 落下高さ 250mm

図 3.17 落下高さにおける衝撃伝達力-変位曲線の比較(a)200mm, (b)250mm

表 3.6 PRF および総ゴム使用時の衝撃伝達力と変位の最大値 (落下高さ 50mm~250mm)

落下高さ (mm)	PRF 使用時の最大値		総ゴム使用時の最大値	
	衝撃伝達力 (kN)	変位 (mm)	衝撃伝達力 (kN)	変位 (mm)
50	29.8	10.2	34.1	9.9
100	42.3	10.6	41.9	17.4
150	52.5	12.8	64.3	18.2
200	51.2	16.6	86.0	18.9
250	60.1	18.2	100.9	24.3

したがって、PRF は衝撃伝達力を 50kN 程度に緩和できるものの、変位が 12.5mm を超えたあたりで緩和性能の限界を迎えるのではない

かと予想できる。しかし、本実験では落下高さ 250mm までの測定しか行っていないため、PRF の繊維層がすべて破断したかは不明であり、PRF の衝撃伝達力の緩和性能の上限を確認することはできなかった。なお、石丸らの研究<sup>13)</sup>では、本実験と同様の実験を落下高さ 150mm まで行っており、落下高さ 200mm 以降の PRF 使用時の結果を、落下高さが高くなるほど総ゴムと比較して衝撃伝達力の緩和効果が大きくなっていくと予想していたが、本実験の結果からもこれは正しいと言える。

図 3.18 は、図 3.16-17 で示した PRF の衝撃伝達力-変位曲線を比較したものである。図より、PRF 使用時の衝撃伝達力-変位曲線の特徴として重錘の落下高さ 150mm 以上において変位約 6mm で衝撃伝達力約 40kN が表れた後、衝撃伝達力が約 40±5kN の幅で振れながら変位が増加していることが挙げられる。

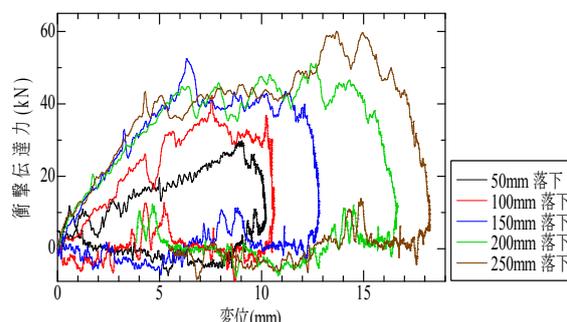


図 3.18 衝撃伝達力-変位曲線(落下高さ 50mm ~250mm)

また、2.3 節で述べたように PRF は埋設された繊維材が破断する際にエネルギーを吸収すると考えられている。これらのことから、衝撃伝達力約 40kN において PRF の繊維材が破断を初め、衝撃伝達力を緩和していることが予想される。

一方、落下高さ 250mm の衝撃伝達力-変位曲線に着目すると、落下高さ 150mm および 200mm と同様に衝撃伝達力が約 40±5kN で振れた後、変位が 12.5mm を超えたあたりで再び衝撃伝達力が上昇し約 60kN に達している。こ

のことから、PRFは衝撃伝達力を50kN程度に緩和できるものの、変位が12.5mmを超えたあたりで緩和性能の限界を迎えるのではないかと予想できる。しかし、本実験では落下高さ250mmまでの測定しか行っていないため、PRFの繊維層がすべて破断したかは不明である。したがって、PRFの衝撃伝達力の緩和性能の上限を確認することができていない。

#### 4. 結論

本研究は、PRFに作用する衝撃力を計測できる装置を作成し、その衝撃力とPRFを介して伝わる衝撃伝達力を比較することで、PRFの衝撃力緩和性能を明らかにすることを目的に衝撃実験を行った。その結果、作用する衝撃力を計測することができ、衝撃力-時間応答曲線を得ることができた。また、治具上にPRFを設置して同様の実験を行い、PRFの衝撃伝達力-時間応答曲線、および衝撃伝達力-変位曲線を得ることができた。これらより、以下のことが分かった。

1. 衝撃力を計測する装置を作成し、その衝撃力を計測することができた。
2. 衝撃力が小さい場合はPRFと総ゴムは同程度の衝撃力緩和性能を有するが、衝撃力が大きい場合は総ゴムによる衝撃力の緩和は期待できない。ある程度の衝撃力(50kN~60kN)まではPRFを使用する方が有効である。
3. PRFはある限度までの衝撃力が作用した際に衝撃伝達力を約50kNまで緩和させ、作用時間を延ばす性能を有する。
4. PRFに埋設された繊維がゴムに対して拘束力を発揮することで、変位が抑制される。
5. PRFは総ゴムに比べて衝撃伝達力-変位曲線の初期の傾きが大きいため、高い初期弾性係数を有する。
6. PRFの変位が12.5mmを超えたあたりで緩和性能の限界を迎えるのではないかと考

えられるが、今後詳細な実験を行い確認する必要がある。

今回の実験では、PRFの緩和性能の上限値を重錘落下高さ250mmでの変位約12.5mmと予想できるが、これを確認するにはさらに高い落下高さでの実験を行い、緩和性能が絶たれているかどうかを調べる必要がある。

今後の課題は、以下の通りである。

1. 埋設された積層繊維の層数および繊維の種類、ゴム厚等の変化による衝撃力緩和性能の変化
2. PRFの耐衝撃力の計測
3. ノイズの処理およびゼロシフトの改善

#### 謝辞

明石工業高等専門学校都市システム工学科松本拓実君、水鳥皓平君には実験等をご協力いただきました。ここに感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 西本安志：PRFの衝撃緩衝効果に関する基礎的研究，九州大学博士論文，2004
- 2) 上記1)，p.1
- 3) 上記1)，p.2
- 4) 鈴木祥之：兵庫県南部地震による被害報告，京都大学防災研究所年報第38号A，pp.69-97，1995
- 5) 鋼構造委員会鋼構造震災調査特別小委員会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，土木学会論文集，2000.4
- 6) [http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo\\_nanbu/index.html](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html)，(2019年2月9日取得)
- 7) <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/faq.html>，(2019年2月9日取得)
- 8) 園田恵一郎，小林治俊，永野圭：兵庫県南部地震—初期上下動の証言について，大阪

- 市立大学工学部紀要・震災特別号, p. 187, 1997
- 9) 石丸和宏, 長谷川尚輝, 浅田宗磨, 山内理絵: 直下地震で見られる跳び石現象に関する一考察, 第 70 回年次学術講演会, 土木学会, I-226, 2015. 8
- 10) 松村政秀, 坂井田実, 吉田雅彦, 北田俊行, 森田征樹, 浅田直宏: 免震桁橋用ロックオフ型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, 第 15 巻, 第 59 号, pp. 23-32, 2008
- 11) 高橋良和, 小貫真広, 合田裕一, 配野英朗, 田中健司, 小泉貴宏, 杉山洋: 複数の摩擦面を有する滑り型免震支承の開発と水平二方向応答特性, 構造工学論文 A, 土木学会, 第 62A 巻, pp. 374-383, 2016
- 12) 北原武嗣, 梶田幸秀, 西本安志, 鈴木智子, 磯貝幸子: 桁間衝突時の衝撃緩和・エネルギー吸収能に与える緩衝材ゴム厚の影響, 第 6 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. 139-144, 2003. 1
- 13) 石丸和宏, 西本安志, 菅原巧, 山本玲於奈: 積層繊維補強ゴムの衝撃力低減効果, 第 73 回年次学術講演会, 土木学会, I-317, 2018
- 14) 上記 1), p. 15
- 15) 北原武嗣, 梶田幸秀, 西本安志, 四元義直: ゴム製緩衝材の圧縮剛性と最大衝撃力の推定に関する検討, 土木学会地震工学論文集 29 巻, pp. 1168-1171, 2007. 8
- 16) 島ノ江哲, 長谷川恵一, 川島一彦, 庄司学: 衝突力を受けるゴム製衝突装置の動的特性, 土木学会論文集, No. 675, I-55, pp. 219-234, 2001. 4
- 17) 梶田幸秀, 北原武嗣, 西本安志, 香月智: ゴム厚に注目したゴム製緩衝材の衝撃力低減効果に関する検討, 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. 163-168, 2005. 2
- 18) 北原武嗣, 梶田幸秀, 西本安志, 大塚久哲: 鋼材衝突実験におけるゴム製緩衝材に作用する最大衝撃力の推定式, 構造工学論文集, 土木学会, vol. 52 A, pp. 557-564, 2006. 3
- 19) 石丸和宏, 成枝秀介, 神澤拓, 森山準基: 地震時に発生する飛び石に関する一研究, 明石工業高等専門学校研究紀要項第 54 号, pp. 7-10, 2012. 1  
(文責: 石丸和宏, 西本安志)

## 7. 同一エネルギーを与えた場合の衝撃力緩和性能

### 1. 緒論

衝撃緩衝材は、過度な衝撃力が構造物などに作用した場合にその衝撃力を緩和し、構造物の破壊を防ぐために設置されている。衝撃緩衝材の施工事例として、橋の崩壊を防ぐ落橋防止装置や港湾で船舶が接岸する際に岸壁との衝突から船体を保護する防舷材のような大きなゴムのブロックなどが存在する<sup>1)</sup>。

衝撃緩衝材には、「過度な衝撃荷重を抑制すること」、「衝撃的に作用するエネルギーを吸収すること」という二つの目的がある。過度な衝撃荷重を抑制したとしてもエネルギーを吸収しなければ、衝突物体の挙動を静止させることはできず、最終的には防護すべき物体の破壊を招いてしまうためである<sup>2)</sup>。したがって、衝撃緩衝材として最も適しているのは、これら二つの目的を満足するようなものであるといえる。しかし、二つの目的を同時に満たすことは困難である。

衝撃緩衝材の性能を表す一つの要素として、剛性があげられる。剛性が小さい場合、衝撃緩衝材の変形が大きくなり、衝撃荷重の伝達を抑制することができる。これは目的の一つである

「過度な衝撃荷重を抑制する」ために適しているといえる。剛性が大きい場合、衝撃緩衝材の変形は小さく、エネルギーを吸収することに適している。これはもう一つの目的である「衝撃的に作用するエネルギーを吸収する」ことを満たしている。これより、二つの目的を満たすための衝撃緩衝材の条件は相反していることがわかる。その他の要素として厚さが大きくなれば剛性が大きくても変位を大きくすることができるが、衝撃緩衝材の設置スペースは狭小な場合が多く、その厚さに制約がある場合が多い。そのため、設置スペースが狭小な場合でも二つの目的を満たすことができる衝撃緩衝材が必要である<sup>2)</sup>。

1995年（平成7年）1月17日午前5時46分に明石海峡付近を震源地とする兵庫県南部地震が発生した。この地震はM7.2の直下型地震であり、高速道路や新幹線の高架橋、多くの住宅、ビルが破壊されるなどの被害が発生した。倒壊した構造物の多くは耐震設計基準が定められた1981年以前に施工されたものに集中していた<sup>3)</sup>。地震計の捉えた兵庫県南部地震の上下動の最大加速度は332.2galであり、それは水平動の最大加速度818.0gal<sup>4)</sup>の約半分と従来の地震と変わりなく、鉛直力の影響はなかったとされている。しかし、その破壊形式の中には衝撃的な鉛直力に起因すると考えられる特徴的な破壊形態のものがあつた。被害の例としては、鉄筋コンクリート橋の橋脚部に水平面上に生じた亀裂や（写真1.1）、圧縮と考えられる破壊（写真1.2）、墓石や岩石の跳躍現象（写真1.3）などが挙げられる。



写真1.1 橋脚部に水平面上に生じた亀裂



写真1.2 圧縮と考えられる破壊



写真 1.3 岩石の跳躍現象

物体の跳躍現象に関しては、六甲山の岩石の浮き上がり、墓石の飛び跳ね、ピアノや家具の飛び跳ね、車両の飛び上がりなどの証言もある<sup>5)</sup>。これらの現象は地震動による周期的な繰り返し载荷によって発生するものではなく、衝撃的な鉛直力によるものだと考えられる。

以上のように、地震での構造物への被害が水平動によるものだけでなく、衝撃的な鉛直力が橋脚部のような柱状の構造物に損傷を生じさせ、大規模な破壊を起こす可能性は否定できない。よって、地震から高架橋などに含まれる橋脚部に生じる損傷に対しては従来までの水平動に対する免震機構に加え、衝撃的な鉛直力に対する免震機構が必要となると考えられる。

水平動の免震機構に関しては、例えば中西<sup>6)</sup>らはロックオフ部材とすべり支承からなる支承形式の高架橋への適用性に関する研究、北原<sup>7)</sup>らは桁間衝突時の衝撃力緩和・エネルギー吸収性能に与える緩衝材ゴム圧に関する研究を行っているなど、その研究は多岐に渡り進められている。しかし上下動の存在に着目し、その免震機構に関する研究事例は少ないように思われる。

石丸、園田らにより上下動の免震機構に関して、直下地震による衝撃的な上下動から高架橋の橋脚などの柱状部材を守るための対策として、積層繊維補強ゴム（以後 PRF と呼ぶ）を使用した免震機構の開発が進められている<sup>8)</sup>。PRF とは、通常のゴムと化学繊維材を層状に重ね合わせた特殊なゴムである。過去の PRF の衝撃緩衝効果に関する基礎的研究<sup>8)</sup>では、衝撃

緩衝材に必要な力学的特性および衝撃緩和性能について検討されているが、その衝撃緩和性能について不明な点が多い。昨年度の研究では、PRF の衝撃応答特性を重錘落下実験によって調べ、衝撃伝達荷重-変位曲線を得た。しかし、重錘の重さおよび落下高さを変えた場合の総ゴムおよび PRF の衝撃伝達荷重-変位関係の比較が課題として挙げられている。そこで本研究では PRF の基本性能を調べるためにエネルギーに着目し、重錘の重量および落下高さを変えた場合の重錘落下実験を行い、同一エネルギーを与えた場合の PRF の衝撃力緩和性能について調べることを目的とする。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験の概説

衝撃的な鉛直力を緩和するために PRF を取り扱い、同一エネルギーを与えその衝撃緩和性能を調べる重錘落下実験を行う。実験において、同一エネルギーとなるように重錘の重さおよび落下高さを変えた。

### 2.2 使用機器

実験に際して用いた機器の説明を以下に示す。

#### 2.2.1 レーザー式変位計

本研究で用いたレーザー式変位計(写真 2.1)は、キーエンス社の IL-300 であり、以下のような特性を持つ(表 2.1 参照)

#### 2.2.2 マルチ入力データ収集システム

本実験で用いたマルチ入力データ収集システム(写真 2.2)は、PC ダイレクトインターフェースユニット、ひずみ計測ユニット、加速度計測ユニットで構成される。PC ダイレクトインターフェースユニットはキーエンス社の NR-500 を使用した。以下、これをアンプと呼ぶ。また、動ひずみ測定器であるひずみ計測ユニットは、キーエンス社の NR-ST04 であり、表 2.2 にその特性を示す。加速度計測ユニットについては、キーエンス社の NR-CA04 であり、表 2.3 にその特性を示す。

ひずみ計測ユニットおよび加速度計測ユニットで測定した諸量を、アンプを介してPCにデータを記録する。その際に使用するソフトウェアはキーエンス社の WAVE LOGGER である。WAVE LOGGER を使用することにより、Excel などの表計算ソフトへの転送が容易になる。



写真 2.1 レーザー式変位計

表 2.1 レーザー式変位計の特性

形式	IL-300
基準距離	300mm
測定距離	160~450mm
光源	赤色半導体レーザー 波長:655nm (可視光)
スポット径	約φ500μm
サンプリング周期	0.33/1/2/5ms

表 2.3 加速度計測ユニットの特性

最速サンプリング周期	10μs (50kHz) ~60s	
入力種類	センサ入力 (m/s <sup>2</sup> )	±50.0~50000
	電圧入力 (V)	±1~10
入力インピーダンス	100kΩ±1%, 約38pF	
ローパスフィルタ	Pass/100Hz/1kHz/10kHz(-12dB/oct)	
測定レンジ	±10V	

表 2.2 動ひずみ測定器の特性

最速サンプリング周期	20μs (50kHz) ~60s
入力種類 (ひずみ入力)	±1000μ~20000μ
入力インピーダンス	1MΩ
平衡調整	電子式平衡調整 (オートバランス)
平衡調整度	±0.1% of F.S. (ローパスフィルタ 8Hz 平均 20回 サンプリング時 50Hz 時)
平衡調整範囲	±29000μST
ローパスフィルタ	遮断周波数 オート 5k~4Hz
測定レンジ	±50mV



写真 2.2 マルチ入力データ収集システム

### 2.3 供試体

本研究では、供試体として以下の2種類のゴムを取り扱い、衝撃実験を行った。

#### 2.3.1 総ゴム

総ゴムとは、天然ゴムでのみ構成された単純なゴムである。今回用いた天然ゴムの引張強度

は 20.4MPa, 破断時の伸びは 600%, 硬度は 50 度である.

### 2.3.2 積層繊維補強ゴム

積層繊維補強ゴム (写真 2.3) は, 通常のゴムに化学繊維材を埋設したものである. 繊維材を一枚の布のように平面状に加工し, その両面にゴムを圧着させたものを繊維補強ゴムシートとする. この構造によってゴムの変形を繊維が拘束し, その剛性および破断荷重 (耐力) も繊維側の剛性および破断強度が支配的であるため, ゴム単体と比べて高耐力を示す.

この繊維補強ゴムシートを図 2.1 に示すように積層一体化したものが積層繊維補強ゴムであり, PRF 構造 (Poly Rubber Fiber 構造) と呼ばれている. 今回は 10 層を重ね合わせたものであり, 積層密度は 1 層/2mm (厚さ 2mm 毎に 1 層) である. また, 使用した繊維材は低強度繊維であり, 材質がビニロン, 引張強度が 588N/cm である. なお, 引張強度は 1 層で 3cm 幅の試験体を引き伸ばし, 破断した時の力を 3 で除した場合の強度を示している (JIS L 1096). また, 破断時の伸びは 20%, 構成糸は 1200denier である<sup>2)</sup>. なお, 1denier とは, 繊維の太さの単位であり長さ 9000m の繊維の重さが 1g の時の糸の太さである.

埋設した繊維材が破断する際にエネルギーが吸収され, 衝撃的な鉛直力が軽減されることが考えられている.



写真 2.3 積層繊維補強ゴム

## 2.4 実験装置

以下に, 実験で使用した装置を示す.

### 2.4.1 実験治具および供試体

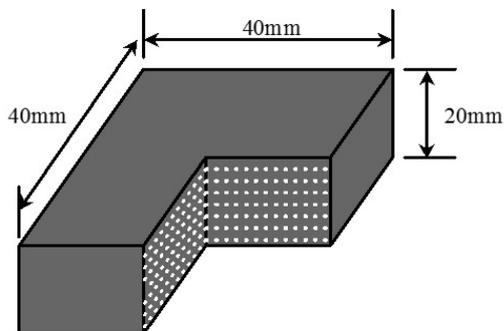


図 2.1 積層繊維補強ゴムの断面図

実験の概要図と写真をそれぞれ図 2.2, 写真 2.4 に示す. 衝撃力は重錘の自由落下により発生させ, ひずみゲージによりひずみを計測する. ひずみゲージで計測したひずみに, フックの法則によりヤング率をかけて応力を求める. 鋼材の材質は SS400, ヤング率  $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  である. 求めた応力に, ひずみゲージを貼り付けた円柱部分の断面積をかけて衝撃伝達荷重を求める. また, レーザー式変位計により供試体の鉛直方向の変位を測定する. なお, レーザー式変位計は 2 点で測定を行う. その平均を取ることで, 重錘が水平面に対して傾いて落下した際の影響を打ち消すことができる.

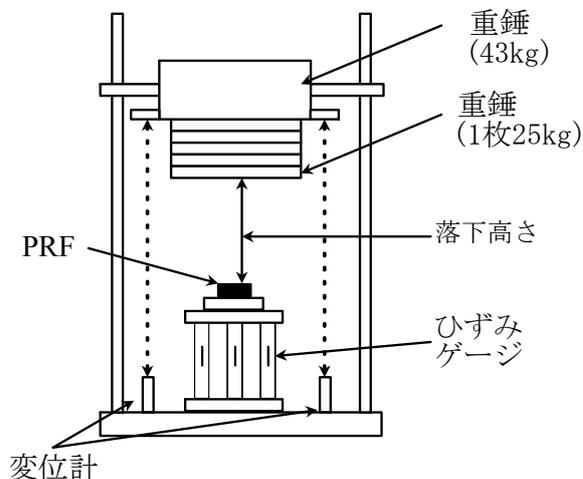


図 2.2 実験概要図



写真 2.4 実験装置全体写真

### 2.4.2 実験装置概略

実験装置において、治具および供試体部分の概略図および写真をそれぞれ図 2.3 および写真 2.4 に示す。昨年度の実験に用いた供試体は治具円柱部が 1 本のみで、治具が衝撃力に耐えきれず塑性変形してしまった。したがって今年度の実験では、治具円柱部を 5 本に増やし大きな衝撃力でも塑性変形しにくいような治具を用いた。

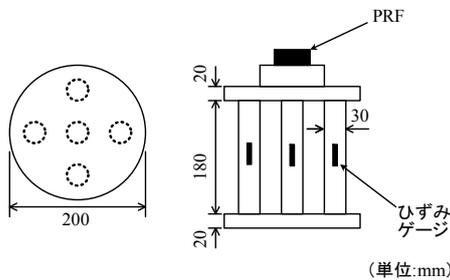


図 2.3 供試体および治具の概要図



写真 2.5 供試体および治具

### 2.4.3 ひずみゲージ

ひずみゲージは、図 2.4 に示すように治具円柱部の側面に互いに直交するように貼りつける。計算時に 4 つの計測結果の平均を用いることで曲げの影響を打ち消し、軸力として扱うことができる。また、使用したひずみゲージは、株式会社東京測器研究所の FLA-5-11 であり、以下のような特性を持つ (表 2.4)。

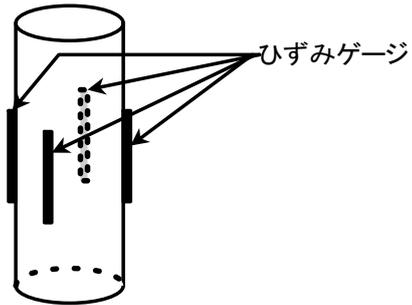


図 2.4 ひずみゲージの位置

### 2.5 実験手順

以下に本実験の手順を示す。

1. ひずみゲージを、動ひずみ測定器を介して PC に接続する。ひずみゲージは入力種類を  $\pm 2000\mu$  を使用する。
2. レーザー式変位計を、重錘で対角になるように設置する。レーザー変位計は、センサアンプと動ひずみ測定器を介して PC に接続する。また、変位の測定は電圧入力とし、1V で 10mm、上限  $\pm 5V$  ( $\pm 50mm$ ) を測定できるように設定する。
3. 供試体である PRF を金属の治具上部に設置する (図 2.2 参照)。
4. マルチ入力データロガーの設定は、測定回数を 5000 回とし、測定はひずみが  $25\mu$  に達した点から開始し、プリトリガーにより開始 500 点前からのデータを保存する。サンプリングタイムは  $20\mu\text{sec}$  とする。
5. オートバランスを行う。
6. 重錘を自由落下させ衝撃力を作用させ、ひずみゲージでひずみを、変位計で供試体の鉛直方向の変位を測定する (図 2.3 参照)。

7. 重錘の重量（以後、载荷重量という）と落下高さを変化させながら、5~6 の手順を行う。また、1 つのパラメータで 3 回実験を行う。载荷重量は、実験装置の制約から、68kg, 118kg, 168kg とし、エネルギーが 80J, 160J, 240J, とするよう落下高さを決定し、計 81 回実験を行う（表 2.5）。

表 2.4 ひずみゲージの特性

ゲージ長さ(mm)	5
ゲージ幅(mm)	1.5
ベース長さ(mm)	10
ベース幅(mm)	3
抵抗値(Ω)	120
ゲージ率	2.11±1%
熱膨張率	11.8×10 <sup>-6</sup> /°C
温度計数	+0.1±0.05%/10°C

表 2.5 载荷重量と落下高さ

		载荷重量 (kg)		
		68	118	168
		落下高さ (mm)		
エネルギー	80(J)	120	70	50
	160(J)	240	140	100
	240(J)	360	210	150

### 3. 結果と考察

#### 3.1 実験データの処理

図 3.1 は、重錘の落下高さ 150mm（载荷重量 168kg）とした場合のひずみを縦軸に、時間を横軸に表したひずみ-時間応答曲線を示している。図 3.1 より、重錘が PRF に衝突した際に曲線が立ち下がる様子が見られるが、これは衝突により PRF の下の治具である鋼材にひずみが発生している様子である。なお、横軸（時間）の開始点はひずみが入力されたとみられる点としており、以下の結果を示す場合も同様の開始点としている。

次に、衝撃伝達荷重を縦軸に、時間を横軸に表し、時間ごとの計測値の軌跡（以下、衝撃伝達荷重-時間応答曲線という）を図 3.2 に示す。なお、衝撃伝達荷重は、2.4 節に示したとおりひずみに鋼材のヤング率と治具円柱部の断面積を乗じたものである。

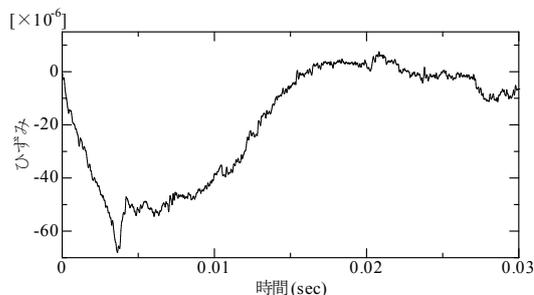


図 3.1 落下高さ 150mm におけるひずみ-時間応答曲線

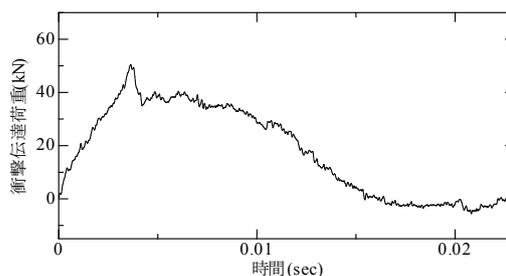


図 3.2 落下高さ 150mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線

図 3.3 は、重錘の落下高さ 150mm とした場合の PRF の鉛直方向の変位を縦軸に、応答時間を横軸に表した曲線（以下、変位-時間応答曲線という）である。図において曲線が階段状で不連続な曲線となっている。これは、両者のサンプリングタイムがそれぞれひずみゲージで 20μsec、レーザー式変位計で 333.3μsec であるため、20μsec で変位が測定できないからである。今回計測する変位はひずみと異なり、連続的に増加および減少するため、変位-時間応答曲線が不連続な曲線となることは考えられない。よって変位の測定回数をひずみと同じに

するため線形補間を行い、その結果を図 3.4 に示す。以下の結果を示す場合、変位-時間応答曲線を用いる際は線形補間を行った後の結果を示す。

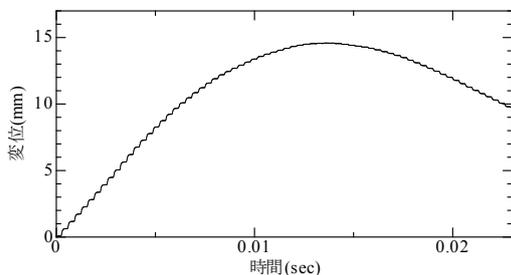


図 3.3 落下高さ 150mm における変位-時間応答曲線（線形補間前）

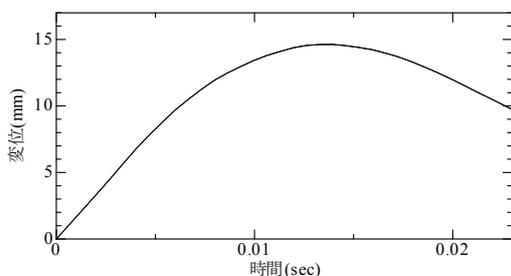


図 3.4 落下高さ 150mm における変位-時間応答曲線（線形補間後）

### 3.2 衝撃力の計測結果

図 3.5 は、衝撃力は縦軸に、時間は横軸に表している。ここで衝撃力は、ゴムを設置せずに治具に直接重錘が当たることで発生する衝撃力を表している。最大衝撃力は載荷重量 168kg で 138.1kN、載荷重量 118kg で 138.5kN、載荷重量 68kg で 107.6kN であった。図より、衝撃力は 0.001sec あたりで一瞬急増し、再度 0.002~0.005sec の間にかけて衝撃力が増加している。0.002~0.005sec の間の衝撃力を比較すると、載荷重量が軽いほど衝撃力が低くなる傾向が見られる。これより、エネルギーが同じ場合でも載荷重量が大きければ衝撃力も大きくなるといえる。

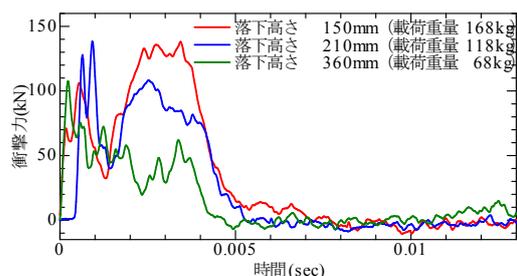


図 3.5 衝撃力-時間応答曲線（240J）

### 3.3 PRF の実験結果

図 3.6 は、PRF におけるエネルギー 240J の場合の衝撃伝達荷重-時間応答曲線を示している。衝撃伝達荷重の最大値は載荷重量 168kg, 118kg, 68kg の場合でそれぞれ 50.49kN, 52.07kN, 52.04kN でほぼ等しい。また、PRF の繊維はどの落下高さにおいても破断していた。これよりエネルギー 240J の場合は、載荷重量および落下高さを変えても PRF の衝撃力緩和性能は変わらないといえる。昨年度の研究では、衝撃伝達荷重を約 55kN まで緩和させるはたらきを有している<sup>8)</sup>とされているので、240J の場合では衝撃伝達荷重の最大値の差は少なかったと考えられる。3.2 節より、載荷重量が大きいくほど衝撃力が大きいため PRF の衝撃力緩和性能は高くなるといえる。衝撃伝達荷重が最大値に達するまでの時間を見ると載荷重量 168kg, 118kg, 68kg の場合で 0.003sec, 0.0025sec, 0.002sec となっており載荷重量が小さいほど最大値に早く到達することがわかる。これは落下高さが高いほど衝突速度が速くなり、その結果荷重の伝達が速くなったためであ

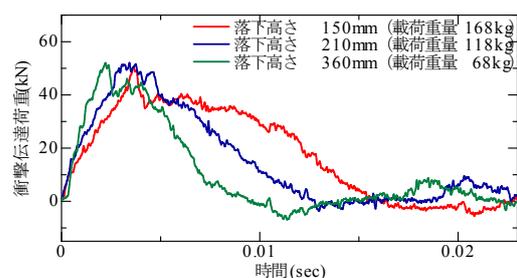


図 3.6 PRF の衝撃伝達荷重-時間応答曲線（240J）

ると考えられる。

表 3.1 は、落下高さごとの衝突速度、衝突速度から求められる運動エネルギーとその理論値との比較を示している。衝突速度は衝突前の 10 測点分 (0.0002sec) の間の変位から求め、理論値は重錘落下前の位置エネルギーである。力学的エネルギー保存則より、重錘落下前の位置エネルギーと衝突直前の運動エネルギーは等しいが、表 3.1 より、それらの誤差が大きいことがわかる。原因としては、所定の落下高さに設定する際に誤差が生じたことが考えられる。また、運動エネルギーの位置エネルギーに対する相対誤差をとると、損失エネルギーが生じていることがわかる。これは重錘落下の際の空気抵抗や摩擦抵抗が考えられる。

表 3.1 衝突速度および運動エネルギー(240J)

落下高さ (mm)	衝突速度 (m/s)	運動エネルギー (J)	位置エネルギー (J)	エネルギー損失 (%)
150	1.650	228.69	246.96	7.4
210	2.000	236.00	242.84	2.8
360	2.600	229.84	239.90	4.2

エネルギー 240J の場合の PRF の変位-時間応答曲線を図 3.7 に示す。変位の最大値は載荷重量 168kg, 118kg, 68kg でそれぞれ 14.6mm, 14.9mm, 17.4mm となっている。同一エネルギーを与えた場合、載荷重量が小さいほど変位が大きくなる傾向があると推測できる。また、変位が最大値を示すまでの時間は衝撃伝達荷重と同様に載荷重量が小さくなると早くなっている。変位に関しても、落下高さが高いほど衝突速度が速くなり、PRF の変形が速くなったためであると考えられる。

図 3.8 は PRF におけるエネルギー 240J の場合の衝撃伝達荷重-変位曲線を示している。曲線内部の面積は吸収したエネルギー量を示しており、計算すると載荷重量 168kg, 118kg,

68kg でそれぞれ 422.2J, 409.6J, 458.1J となっており 240J を大幅に超えている。したがって、衝撃伝達荷重-変位曲線から PRF のエネルギー吸収能を調べることはできないといえる。原因としては、ノイズによる衝撃伝達荷重および変位への影響が大きいためであると考えられる。

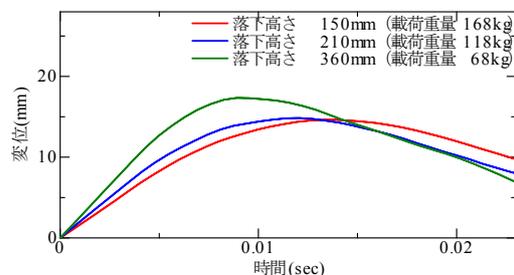


図 3.7 PRF の変位-時間応答曲 (240J)

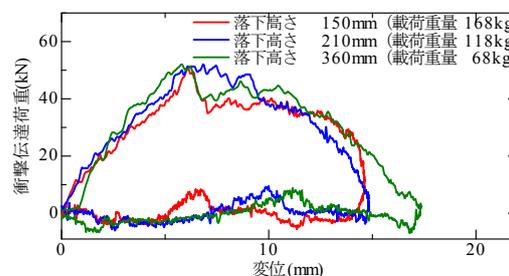


図 3.8 PRF の衝撃伝達荷重-変位曲線(240J)

次に、PRF のエネルギー 160J の場合の衝撃伝達荷重-時間応答曲線を図 3.9 に示す。衝撃伝達荷重の最大値は載荷重量 168kg, 118kg, 68kg の場合でそれぞれ 46.38kN, 44.49kN, 34.91kN であった。載荷重量 168kg, 118kg の場合は衝撃伝達荷重の最大値はほぼ同じであるため、エネルギー吸収能は載荷重量が大きいほど高くなっていると考えられる。載荷重量

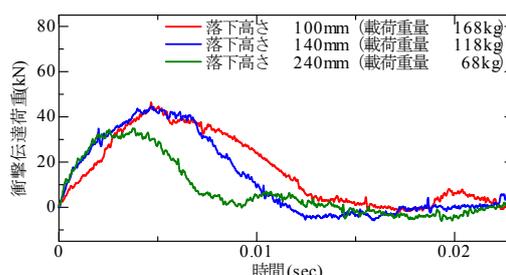


図 3.9 PRF の衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (160J)

68kg の場合は同一エネルギーを与えているにも関わらず、明らかに最大値が低い値を示している。68kg の場合は目視で繊維が破断していると判断されたが、目視できない部分の繊維が破断されていなかった、または載荷重量が小さかったため荷重の伝達が少なかったのではないかと推測される。

表 3.2 は、落下高さごとの衝突速度、運動エネルギーおよび位置エネルギーを示している。表より、位置エネルギーとほぼ同じ運動エネルギーを与えられていることがわかる。

表 3.2 衝突速度および運動エネルギー 160J

落下高さ (mm)	衝突速度 (m/s)	運動エネルギー (J)	位置エネルギー (J)	エネルギー損失 (%)
100	1.350	153.09	164.34	6.8
140	1.650	160.63	161.90	0.8
240	2.150	157.17	159.94	1.7

また、エネルギー 160J の場合での載荷重量ごとの衝撃伝達荷重-変位曲線を図 3.10 に示す。図より、載荷重量 168kg, 118kg の場合において、40kN 前後で衝撃伝達荷重の波形が振動しているため、繊維が破断したことにより衝撃伝達荷重が緩和されたと考えられる。

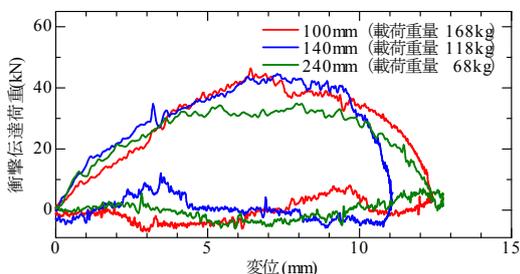


図 3.10 PRF の衝撃伝達荷重-変位曲線(160J)

次に、PRF におけるエネルギー 80J の場合の衝撃伝達荷重-時間応答曲線を図 3.11 に示す。衝撃伝達荷重の最大値は載荷重量 168kg, 118kg, 68kg の場合でそれぞれ 36.60kN,

35.65kN, 33.78kN であった。載荷重量が大きいほど衝撃伝達荷重の最大値が大きくなっている傾向にあるが、差は少ないためエネルギー吸収能は載荷重量が大きいほど高いといえる。

表 3.3 は、落下高さごとの衝突速度、運動エネルギーおよび位置エネルギーを示している。損失エネルギーが負の値となっているが、速度の測定精度によるものだと考えられる。また、80J の場合での重錘の枚数ごとの衝撃伝達荷重-変位曲線を図 3.12 に示す。240J の場合より、落下高さが低くその分衝撃伝達荷重が小さいためひずみゲージのノイズの影響による波形の乱れが大きい。したがって、ノイズが除去されない場合、エネルギーが小さければ衝撃伝達荷重に誤差が出やすいと考えられる。また、載荷重量 68kg の場合は他の 2 つの波形よりも衝撃伝達荷重が小さく変位が大きくなっている。原因としては、PRF の初期剛性が高く、衝撃伝達荷重の立ち上がり早い、重錘の重量が比較的軽く落下速度が速いためだと考えられる。

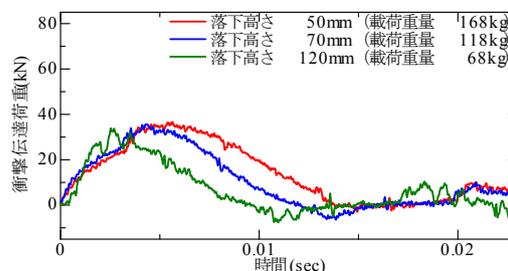


図 3.11 PRF の衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (80J)

次に、衝撃力と衝撃緩衝材がある場合の衝撃伝達荷重の比較を行う。図 3.13 は、PRF、総ゴムの載荷重量 168kg, 落下高さ 150mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (240J) と、同条件における衝撃力を示している。図より PRF、総ゴムの衝撃伝達荷重の最大値は 50.49kN, 75.26kN であり最大衝撃力は 138.1kN であった。これより PRF の場合 63.6%, 総ゴムの場合は 45.1%, 衝撃力が緩和されているこ

表 3.3 衝突速度および運動エネルギー 80J

落下高さ (mm)	衝突速度 (m/s)	運動エネルギー (J)	位置エネルギー (J)	エネルギー損失 (%)
50	1.000	84.00	82.32	-2.0
70	1.100	71.39	80.95	11.8
120	1.550	81.69	79.96	-2.2

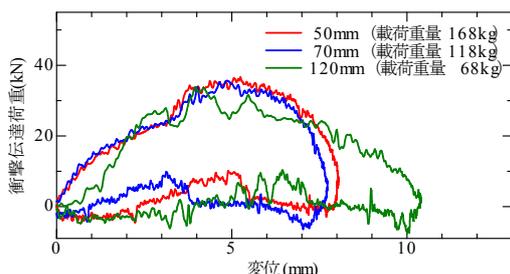


図 3.12 PRF の衝撃伝達荷重-変位曲線(80J)

とがわかり PRF の方が高い衝撃力緩和性能を発揮したといえる。また、総ゴムと PRF を比較すると、総ゴムの場合は PRF に比べ初期剛性が低いため、衝撃初期は荷重の立ち上がりがゆるやかだが途中から線形状に荷重が増えている。これはゴムの特徴であり、変形が小さいときはゆるやかであるがある程度大きな変形になると剛性が上がるためである。しかし、PRF は初期剛性が高いため、総ゴムに比べて立ち上がりが早く、ピークまでほぼ線形となっている。

図 3.14 は荷重重量 118kg、落下高さ 210mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (240J) である。衝撃伝達荷重の最大値は、PRF の場合で 52.08kN、総ゴムの場合で 61.24kN、最大衝撃力は 138.5kN であった。これより PRF の場合で 62.4%、総ゴムの場合で 55.8%最大衝撃力が緩和されており荷重重量 168kg の場合よりも高い衝撃力緩和性能を発揮した。

図 3.15 は荷重重量 68kg、落下高さ 360mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (240J) である。衝撃伝達荷重の最大値は、PRF 52.04kN、

総ゴム 49.19kN、最大衝撃力は 107.4kN であり、PRF の場合で 51.5%、総ゴムの場合で 54.2%最大衝撃力が緩和された。よって荷重重量が小さいと PRF は優れた衝撃力緩和性能を発揮できないといえる。昨年度の研究より、衝撃伝達荷重を約 55kN まで緩和させるはたらきを有しているとされており、その場合でも PRF の繊維が破断していることが確認できたため、衝撃力が緩和されているといえる。よって、PRF の衝撃力緩和性能は発揮されたが荷重重量 68kg の場合には、剛性の小さい総ゴムの方が優れているといえる。

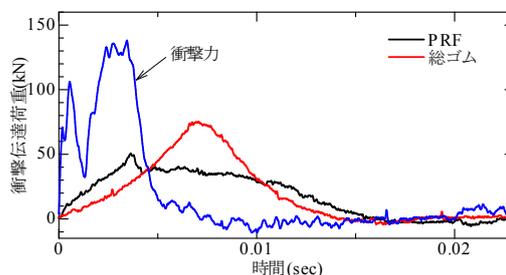


図 3.13 荷重重量 168kg における衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (240J)

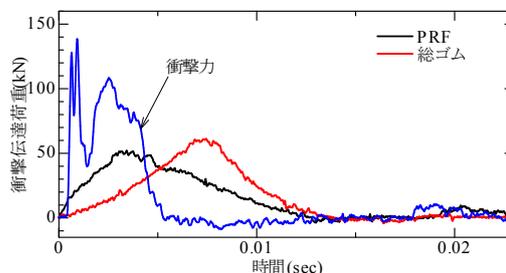


図 3.14 荷重重量 118kg における衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (240J)

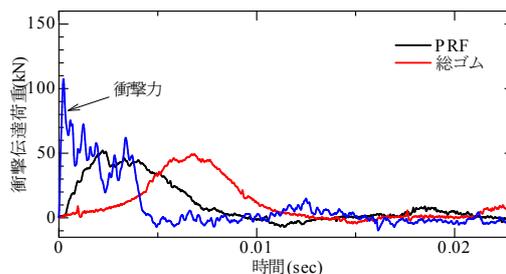


図 3.15 荷重重量 68kg における衝撃伝達荷重-時間応答曲線 (240J)

### 3.4 エネルギーについて

本実験の重錘落下のような衝突は非弾性衝突であり、力学的エネルギー保存則は成立しない。しかし、非弾性衝突でも衝突中に外力が作用しなければ力積-運動量の定理は成立する。重錘落下時は外力が作用していないので力積-運動量の定理が成り立っていると考えられる。そこで、衝突速度と跳ね返り速度から運動量の変化を求め衝撃伝達荷重-時間応答曲線の曲線内部の面積を求めることで力積を求め、その結果を表 3.4 に示す。各測定値について同条件で 3 回ずつ行ったが、いずれも同じ様な傾向であった。エネルギー 80J の場合、力積と運動量の変化に差が生じている。原因は、衝撃伝達荷重の作用時間が長いためであると考えられる。落下高さが低い場合、エネルギー 240J, 160J の場合と比べて跳ね返り速度が低いので PRF の変形が遅くなることが推察できる。エネルギー 240J, 160J の場合は、力積と運動量の変化がほぼ等しいので力積-運動量の定理が成立しているといえる。

表 3.4 運動量の変化と力積の関係

エネルギー (J)	落下高さ (m)	衝突速度 (m/s)	跳ね返り速度 (m/s)	運動量の変化 (N・s)	力積 (J)
240	150	1.650	-0.65	352.8	360.5
	210	2.000	-0.75	319.2	329.5
	360	2.600	-0.95	241.4	234.0
160	100	1.350	-0.65	336.0	348.7
	140	1.650	-0.85	295.0	302.1
	240	2.150	-0.90	207.4	193.9
80	50	1.000	-0.45	243.6	291.7
	70	1.100	-0.65	206.5	227.0
	120	1.550	-0.75	156.4	147.9

### 4. 結論

本研究では PRF の基本性能を調べるためにエネルギーに着目し、載荷重量および落下高さを変えた場合の重錘落下実験を行い、同一エネルギーを与えた場合の PRF の衝撃力緩和性能について調べることを目的とし重錘落下試験を行った。それにより衝撃伝達荷重-変位曲線を得ることができた。また、載荷重量および落下高さごとに衝撃伝達荷重-変位曲線を比較することにより、以下のことが分かった。

1. 同一エネルギーを与えた場合、載荷重量が大きいほど最大衝撃力が大きくなり、PRF は衝撃力をより緩和している。
2. 載荷重量が小さいほど変位がピークに達するまでの時間が短くなり変位も大きくなり、衝撃伝達荷重は小さくなる。
3. 衝撃伝達荷重-変位関係からエネルギー吸収能は確認できなかったが、エネルギー 240J および 160J において力積-運動量の定理は成立している。

以上よりエネルギーが大きく、載荷重量が大きいほど PRF は高い衝撃力緩和性能を持つことが分かった。

今回の実験では PRF の繊維の破断が目視でしか確認できなかったため、繊維の破断によるエネルギー吸収能を正確には確認できないが、衝撃力を一定の値まで緩和させていることから、緩衝効果を有していることが分かる。

今後の課題

1. 繊維が破断したかどうかの確認の方法
2. 繊維が破断したときの PRF の衝撃力緩和性能の変化
3. さらに大きなエネルギーの場合での総ゴムおよび PRF の衝撃伝達荷重-変位関係の比較
4. ノイズの低減、除去方法の検討
5. 力積を一定とした場合の PRF の衝撃力緩和性能を調べる実験の実施

## 謝辞

明石工業高等専門学校都市システム工学科  
津田葉涼太君, 藤網里帆さんには実験等をご協  
力いただきました. ここに感謝申し上げます.

## 参考文献

- 1) (社) 日本ゴム協会 ゴム技術フォーラム  
編: ゴム材料の土木・海洋用途をさぐる,  
ポスティコーポレーション, 1997. 1
- 2) 西本安志: 積層繊維補強ゴムの衝撃緩衝  
効果に関する基礎的研究, 九州大学  
博士論文, 2004
- 3) 鈴木祥之: 兵庫県南部地震による被害報  
告, 京都大学防災研究所年報第 38 号 A,  
pp. 69-97, 1995
- 4) [http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo\\_nanbu/index.html](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html), (2018 年  
12 月 25 日取得)
- 5) 園田恵一郎, 小林治俊, 永野圭: 兵庫県南  
部地震—初期上下動の証言について, 大阪  
市立大学工学部紀要・震災特別号, p. 187,  
1997
- 6) 中西泰之, 松村政秀, 山口隆司: ノックオ  
フ部材とすべり支承からなる支承形式の  
高架橋への適用性, 土木学会論文集 A1 (構  
造・地震工学), Vol. 72, No. 2, pp. 322-331,  
2016
- 7) 北原武嗣, 梶田幸秀, 西本安志, 鈴木智子,  
磯貝幸子: 桁間衝突時の衝撃緩和・エネル  
ギー吸収能に与える緩衝材ゴム厚の影響,  
第 6 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. 139-144, 2003. 1
- 8) 菅原巧, 山本玲於奈, 西本安志, 石丸和宏:  
積層繊維補強ゴムの衝撃力低減効果, 第 73  
回年次学術講演会, 土木学会, I-317, 2018.  
8
- 9) 長谷川尚輝, 浅田宗磨, 山内里絵, 石丸和  
宏: 直下地震で見られる跳び石現象に関す  
る一考察, 第 70 回年次学術講演会, 土木  
学会, I-226, 2015. 8
- 10) 土木学会関西支部共同研究グループ: 都市  
直下地震における耐震問題に関する研究,  
土木学会関西支部共同研究グループ, 土木  
学会, 成果報告書, 2017. 5  
(文責: 石丸和宏, 西本安志)

## あとがき

本調査研究委員会のメンバーの多くは1995年1月17日の兵庫県南部地震の発生時には阪神間に居住しており、地震時に衝撃的地震動を体感し、その上、周辺地区での土木・建築構造物が受けた損傷・破壊形状をつぶさに観察・調査した結果、この地震による鉄筋コンクリート構造物の被害は衝撃的鉛直地震動による影響が大きいと確信するに至りました。しかしながら、気象庁の震度階では最大震度7と非常に大きいですが、最大地震動を記録した神戸海洋気象台の地震計での最大加速度はN-S成分で818gal、E-W成分で617gal、U-D成分で332galであり、地震動の特性としては従来型の地震とほとんど変わらないことより、衝撃的鉛直動の構造物の損傷に与える影響への関心は薄れ、その後に発生したわが国の地震でもほとんど注目されなくなり今日に至っております。

このような状況の中にあっても、兵庫県南部地震では明石海峡を航行中の船舶が受けた海震現象、墓石やコンクリートブロックの飛び跳ね現象など高周波の縦波（疎密波）によると思われる現象も多々観察されており、地震計では捉え難い高周波の鉛直波動の影響も考えられることにより、本調査研究委員会では、直下地震時に基礎地盤の深部より上方に伝播する実体波の中の縦波（疎密波）に着目し、地上の高架橋橋脚の基礎底面での反射波によるパルス状の突き上げ力の生成機構を検討し、鉄筋コンクリート柱断面での軸方向引張・圧縮力の反復作用による損傷・破壊を防止するための緩衝支承および接合方法の提案するに至りました。

以上、取り上げた課題の複雑さに比べて、まだまだ検討すべき問題を多々残していますが、本課題に対する今後の研究の一助になれば望外の幸せとするところであります。

以上

## 活動概要 (H29～30)

土木学会関西支部

### (1) 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

#### 平成 29 年度 活動報告書

対象期間：2017/4/1～2018/3/15

当調査研究委員会は平成 29 年度に本委員会を 4 回、分科会及び情報交換会を 4 回開催する活動を行い、昨年の 11 月には熊本県益城町の現地調査に 1 名行かせることができました。その活動について、議事録 9 件を添付して報告します。

#### 記

##### 1. 第 1 回 調査研究委員会

- ・日時：平成 29 年 4 月 26 日 (水) 13:00～16:00
- ・場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
- ・出席者：9 名。

\*5 月 27 日(土)には前年度分の WS があり、主要委員が参集。

##### 2. 第 2 回 調査研究委員会

- ・日時：平成 29 年 7 月 26 日 (水) 13:00～17:30
- ・場所：大産大 梅田サテライトキャンパス セミナー室
- ・講師：植田健介氏(ゴム支承協会 技術委員、㈱ビービーエム)
- ・出席者：13 名 (同協会技術委員・小田俊成氏[ニッタ㈱]含む)。

##### 3. 第 1 回 実験分科会

- ・日時：平成 29 年 8 月 4 日 (金) 13:00～16:15
- ・場所：シバタ工業(株) 本社・工場 力学第 2 会議室および実験場 (明石市魚住町)
- ・出席者：6 名 (他実験担当者 3 名、全 9 名)。

##### 4. 第 3 回 調査研究委員会

- ・日時：平成 29 年 9 月 20 日 (金) 13:00～17:20
- ・場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
- ・講師：川田浩二氏 (IMV㈱ MES 事業本部 技術部次長)
- ・出席者：8 名 (講師含む)。

##### 5. 第 1 回 現場への適合分科会

- ・日時：平成 29 年 10 月 4 日 (金) 13:00～17:15
- ・場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
- ・講師：小谷健二氏 (東海パネ工業㈱ 技術サービス Gr リーダー)
- ・出席者：11 名 (同行者、堀岡靖弘氏[東海パネ工業㈱ 技術サービス Gr]含む)。

##### 6. 熊本県益城町の現地調査及び県と市の建築と道路の管理担当者を訪問

- ・日時：平成 29 年 11 月 7 日 (火) 13:00～16:20
- ・場所：益城町教育委員会 会議室、同町の堂園地域の現地調査と視察
- ・日時：平成 29 年 11 月 8 日 (水) 10:00～16:20
- ・場所：熊本市建築部、熊本県建築課、益城町の現地視察
- ・日時：平成 29 年 11 月 9 日 (木) 9:30～15:30
- ・場所：熊本県道路整備部、熊本市道路監理部、市内見学
- ・出張者：前原幹事 (1 名)

##### 7. 第 1 回 理論分科会

- ・日時：平成 30 年 1 月 12 日 (金) 13:00～17:00
- ・場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
- ・講師：別府万寿博教授 (防衛大学校)
- ・出席者：8 名 (講師含む)。

##### 8. 情報交換会 第 1 回

- ・日時：平成 30 年 2 月 2 日 (金) 13:00～17:00
- ・場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
- ・講師：額綱佑衣助教 (名古屋大学)
- ・出席者：9 名 (講師含む)。

##### 9. 第 4 回 調査研究委員会

- ・日時：平成 30 年 3 月 7 日 (水) 13:00～17:00
- ・場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
- ・講師：栗橋祐介講師 (室蘭工業大学)
- ・出席者：13 名 (講師と協賛参加者 2 名含む)。

以上

土木学会関西支部

## (2) 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

### 平成 30 年度上期の活動報告書

対象期間：2018/04/02～2018/03/29

本調査研究委員会は平成 30 年度に本委員会を 3 回、分科会を 3 回及び情報交換会を 5 回開催する活動を行いました。その間に、春には建築関係団体への広報活動として 4 団体に資料提供を行い、また秋には日本地震学会秋季大会にて予稿が採択されて、ポスターセッションでの広報活動ができ、研究分野の足元の補強と分野を超えての情報交流・広報活動に努めています。その活動について、議事録 16 件(打合せ会 5 件含む)と関係資料 3 点を添付して報告します。

#### 記

- 5 月 9 日(水) 13:15～17:15
  - 平成 30 年度 第 1 回：現場への適合分科会
  - 場所：シバタ工業(株) 本社・工場 力学第 2 会議室 (明石市魚住町)
  - 参加者合計：11 名.
- 6 月上旬：建築関係団体への広報活動 (建築関係団体への広報活動の状況報告参照)
  - 昨年度(公益)日本建築学会九州支部の構造委員会に広報用の資料を届けた事に続く広報活動.
  - 送付先：(一社)日本建築構造技術者協会、(公益)日本建築家協会、(公益)日本建築士会連合会、(一社)日本建築士事務所協会連合会
- 6 月 20 日(水) 13:00～17:15
  - 平成 30 年度 第 2 回：情報交換会(第 2 回)
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
  - 講師：梅田康弘先生(京大名誉教授、産総研・客員研究員)
  - 参加者合計：9 名.
- 7 月 11 日(水) 13:00～17:15
  - 平成 30 年度 第 3 回：調査研究委員会(平成 30 年度第 1 回)
  - 場所：土木学会関西支部 会議室
  - 講師：オイレス工業より 3 名(宮崎氏、中津海氏、二木氏)
  - 参加者合計：12 名.
- 7 月 25 日(水) 13:00～17:15
  - 平成 30 年度 第 4 回：理論分科会
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
  - 講師：岸徳光先生(室蘭工業大学 特任教授)
  - 参加者合計：12 名.
- 8 月 23 日(水) 13:00～15:40 (台風 20 号の影響で前半のみで中断)
  - 平成 30 年度 第 5 回：情報交換会(第 3 回)
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
  - 講師：梅田康弘先生(京大名誉教授、産総研・客員研究員)
  - 参加者合計：7 名.
- 9 月上旬：地震学会秋季大会への投稿予稿採択決定、(別添の予稿 S24-P11 参照)
  - S24 特別セッション「6.18 大阪府北部の地震」のポスターセッション S24-P11 に採択、
  - 表題：衝撃的で強力な鉛直波動による特徴的な損壊事例 (熊本地震と大阪府北部の地震)
  - 発表(掲示)10/9～10/11 (於：郡山市ビッグバレット多目的会場)
  - 追記：10/9 会場にて出展ブースの担当者に予稿 S24-P11 の他広報資料を配布。
- 9 月 26 日(水) 13:00～17:15
  - 平成 30 年度 第 6 回：調査研究委員会(平成 30 年度第 2 回)
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
  - 講師：山下委員
  - 参加者合計：6 名.
- 11 月 12 日(月) 13:5～16:50
  - 平成 30 年度 第 7 回:実験分科会 (第 2 回)
  - 場所：シバタ工業(株) 本社・工場 力学第 2 会議室および実験場 (明石市魚住町)
  - 参加者合計：9 名.
- 11 月 19 日(月) 10:00～14:50
  - 打合せ会
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター ロビー室
  - 参加者合計：4 名.
- 11 月 26 日(月) 10:10～14:40
  - 打合せ会(その 2)
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター ロビー室
  - 参加者合計：4 名.
- 12 月 8 日(土)～11 日(月)
  - 第 4 回 全国被災地語り部国際シンポジウム in 熊本に自主参加(前原幹事)
  - 場所：熊本市市民会館 シアーズホーム夢ホール 2 階、他、
  - 10 日の訪問先：熊本県庁道路課、市役所道路管理課、益城町教育委員会・仮設住宅団地等訪問
  - RC 柱列・部分破壊橋脚は第 1 畑中橋[旧国道 443 号,木山川]であると坂本課長補佐と立会確認.
  - 予稿 S24-P11 を部分修正。「見落とされてきた破壊的鉛直地震動の現象」を付記し広報に活用.
- 12 月 12 日(水) 13:00～17:20
  - 平成 30 年度 第 8 回：情報交換会(第 4 回)
  - 場所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
  - 講師：原田隆典先生 (宮崎大学名誉教授、(株)地震工学研究センター顧問)
  - 参加者合計：8 名.

14. 1月11日(金) 13:30～16:15
  - ・報告書と講習会に関する打合せ会
  - ・場 所：(株)ビービーエム 会議室（三宮ビル南館8階打合室）
  - ・参加者合計5名.
  
15. 1月25日(金) 13:00～17:00
  - ・平成30年度 第9回：情報交換会(第5回)
  - ・場 所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室
  - ・講 師：西村卓也先生（京都大学防災研究所教授）
  - ・参加者合計：9名
  
16. 2月7日(木) 13:15～16:45
  - ・打合せ会(その3)
  - ・場 所：大阪市立大学文化交流センター ロビー室
  - ・参加者合計：4名.
  
17. 2月18日(月) 13:00～17:15
  - ・平成30年度 第10回：情報交換会(第6回)
  - ・場 所：土木学会関西支部 会議室
  - ・講 師：吉岡祥一先生（神戸大学都市安全研究センター 教授）  
藤田和也氏（中井商工(株)工事部 部長代理）
  - ・参加者合計：10名（講師2名と中井商工；土井取締役、中平氏含む）.
  
18. 3月19日(火) 13:30～16:10
  - ・報告書と講習会に関する打合せ会(その2)
  - ・場 所：シバタ工業(株) 本社・工場 力学第2会議室（明石市魚住町）
  - ・参加者合計:(4名).
  
19. 3月29日(金) 13:20～16:30
  - ・平成30年度 第11回：調査研究委員会(平成30年度第3回)
  - ・場 所：土木学会関西支部 会議室
  - ・参加者合計：(9名).

以上

# 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

## 平成 29 年度 第 1 回議事録

- ・日 時：2017 年 4 月 26 日(水) 13:00～16:00
- ・場 所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室（大阪駅前第 2 ビル 6 階）、
- ・出席者：(9 名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、石丸和宏、酒造敏広、  
西本安志、鬼頭宏明、山下典彦、前原 博、
- ・欠席者：(3 名) 中岡健一、岡村哲也、佐藤知明、 【参加者合計：9 名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- 1-1. 平成 29 年度 第 1 回調査研究委員会 議事次第 (前原幹事)
  - 1-2. 土木学会関西支部共同研究グループ ワークショップのご案内 (案内ビラ) (石丸委員)
  - 1-3. 1.兵庫県南部地震の余震の地震波形記録－衝撃的上下動の存在－ (櫻井委員)
  - 1-4. 2.被災事例と海震および証言に基づく鉛直地震動－後発鉛直キラーパルスー 1 頁差替版 (前原幹事)
  - 1-5. 2.被災事例と海震および証言に基づく鉛直地震動－後発鉛直キラーパルスー(作成中:本文のみ) (同上)
  - 1-6. 3.直下地震での多層地盤上の構造物への突き上げ力の生成機構 (園田委員長)
  - 1-7. 4.積層繊維補強ゴムを用いた衝撃緩衝材の提案 (西本委員)
  - 1-8. 当調査研究委員会 実施計画書 (委嘱状と共に配布済)
- ・1-3～1-7 は共同研究グループ「都市直下地震における耐震問題に関する研究」成果報告書 1～4 章の原稿案

### \*開会挨拶：

- \* 初回の委員会で参加者の名刺交換や旅費の処理事務をしている内に開始時間となり、資料の配布確認(番号付)を行った。園田委員長が開会の挨拶をされ、当委員会に先立つ共同研究グループで作られる活動報告書が纏まりかけており、その内容を把握して成果を活かして行く趣旨を述べられた。

### I. 話 題：

- (1) 共同研究グループ活動のワークショップについて (資料 1-2、説明：石丸委員)
  - ・ワークショップ WS-3 (5 月 27 日(土),大阪工業大学大宮キャンパス,14:00～16:00) の予定を説明。
- (2) 共同研究グループ活動の成果報告書について (説明：石丸委員)
  - ・ワークショップの時に共同研究グループ活動の成果報告(講演概要集・A4-2 頁)とは別に、製本キッドで報告書を作成し配布をしたい。ワークショップでの演題は報告書の各章の題名にしてある。
  - ・成果報告書は安価に多数を作成し、関係先に配れるようにしたい。
  - ・成果報告書の各章の執筆担当者から原稿の提出をして頂いたの、その内容をこの後で順番に時間を考慮して説明頂きます。
  - ・最終原稿のフォーマットについては、題名は 12pt、1 行あけて本文に。本文は 10pt。図番は図の文字の次に章番号。各章の図番号とし、同じ図番がないようにする。その他、節の見出しや文責の記入位置および余白等を決めたフォーマットのサンプルを石丸委員から後で配布する。
  - ・参考資料には、活動期間 2 ヶ年の内に発表した文献は全て収録したい。また、それ以前の文献でも特に関係があるものは石丸委員の方に提出頂けば収録するようにしたい。
  - ・本編の前書きでは、2 章 1 節の‘はじめに’との関係で、共同研究が足する前の状況の説明を簡単に入れる。

### ○活動成果報告書の各章の担当者からの説明

- 2.1 兵庫県南部地震の余震の地震波形記録－衝撃的上下動の存在－ (資料 1-3、説明：櫻井委員)
  - ・神戸大学都市安全研究センターの地下 10m のトンネル内と地上 1 階とで、兵庫県南部地震の余震を 2 月 3 日から 2 年間、感震器(サーボ型加速度計：DC-100Hz)で測定した結果をまとめた。
  - ・直下に近い震源の波形記録に他より大きい衝撃的上下動が記録され、最大値は初動付近に生じた。
  - ・サンプリング周波数の関係で周波数は少なくとも 20Hz が得られ、余震時に発破のような振動と同時に音が聞こえたことから、周波数は 20Hz 以上あったことが考えられる。

- 2.2 被災事例と海震および証言に基づく鉛直地震動－後発鉛直キラーパルスー (説明：前原幹事)
  - ・資料 1-4 は資料 1-5 の 1 頁目の訂正版(青字部)です。原稿は参考文献と付録が未整理で本文のみができた段階です。当初は既発表論文の要点を整理する予定でしたが、課題の影響先に動きが見られてきたのと今後の広報の効用を考え、PR の効果があがるように資料を補足した。
  - ・補足した主な資料は、海震の年表と現在の問題点、および柱頭部の爆裂破壊の説明と進展状況で、他に事例の写真も 1 点を入れ替え、7 点を補足した。
  - ・原稿の‘はじめに’では共同研究グループの活動前の状況や、昨年度の後半から現在にかけての外部の変化を説明している。この内、活動前の状況は本編の前書きで扱うことにし、外部の変化は事柄を柔らかかに記載し、副題の‘後発鉛直キラーパルス’は省く。外部の反響や、本文でのコンクリート塊の飛び出しなど主観的な表現は避ける。衝撃波の用語は使わず衝撃的な波(波動)等にする。
  - ・地震予知の話題は個人的な活動課題なので、本章から外し参考資料の中で扱うことにする。

### 2.3 直下地震での多層地盤上の構造物への突き上げ力の生成機構 (資料 1-6、説明：園田委員長)

- ・波動理論を適用し 2 層地盤下面に速度波を入射させると、表層で波長と周期の関係の共振(共鳴)を起こす。3 層モデル地盤で第 2 層を変化させると、表層内の鉛直応力は 10～20Hz 位にピークが生じる。
  - ・3 層モデル地盤の上に剛体を置くと、20.25Hz の入射波で、剛体の地盤反力応答に 7.8Hz 位の波のピークが生じる。自重が増すとそれに伴い地盤反力の応答値は大きくなり、自重 500tf に対し(動的)反力は 8 倍以上になる。地盤の性質を変化させても 20.25Hz 位の入射波でピークが起きる。
  - ・高架橋のモデルでは柱の最大軸方向応力に、上記と同様のピークが起き、地盤の性質により 7Hz 位で引張力にピークが生じる。
  - ・その他、地中の杭体だけの場合や浮体についても応力や応答の計算をした例を示した。
- \*本文の書き出し部分に、振動と波動の違いが誰にでもわかりやすく、図解的な説明があるとよくなる。以前からの重要な課題だがうまくできていない。わかりやすい図を何とかして書けないだろうか。
- \*なお、海震に遭遇した船体の震動を測られた笹先生(神戸大学海事科学研究科)を訪問し、データについて尋ねたが、サンプリングタイムが 0.1sec だったので、期待した周波数は得られなかった。

### 2.4 積層繊維補強ゴムを用いた衝撃緩衝材の提案 (資料 1-7、説明：西本委員)

- ・天然ゴムと積層繊維補強ゴムとで積層埋設数を変えたものについての、静的と動的強度特性および衝撃緩衝効果の実験例を説明し、積層繊維補強ゴムに緩衝効果が期待でき、作用する衝撃エネルギーを吸収する設計法の概念を説明した。
  - ・今後の研究課題として、衝撃的な荷重に対する(緩衝)応答特性の実験案と解析シミュレーションおよび実橋に適用する支承構造の検討などを行う方針を説明した。
- \*支承構造の図柄の公表は特許の面から制約が生じる場合があり、特許担当者の意見を聞くこと。

### II. 議 事：

- (1) 調査研究委員会の経緯と課題について
  - ・上記の課題の他に資料 1-5 の説明で述べられた経緯があり、資料 1-8 の実施計画書は研究課題を鉛直方向の免震機構の研究に絞って作った。(時間の関係で審議は省略)
- (2) 調査研究委員会の分科会の構成について
  - ・実施計画書では、①緩衝効果の実験、②課題の整理と緩衝効果の解析、③柱と床版の接合緩衝構造の提案の 3 分科会を設ける予定にしている。
  - ・原案の分科会にこだわらず、研究内容が密接に関係しているので全員で担当し、次の 3 分科会と纏め役の(担当者)を置くことにした。
    - ① 理論分科会 (園田委員長)、②実験分科会 (西本委員)、③現場への適合分科会 (酒造)。
- (3) その他の連絡事項
  - ・免震ゴム支承協会の会長さん、岸鉦路高専校長、石川防衛大名誉教授等の招聘講演も検討する。
  - ・第 2 回委員会は 7 月に予定し(第 3 水曜は避ける)、大阪産業大学の梅田サテライトキャンパス(駅前第 3 ビル 19 階)の利用も検討する。

### \*閉会挨拶：

以上

# 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

## 平成 29 年度 第 2 回議事録

- ・日 時：2017 年 7 月 26 日(水) 13:00～17:30
- ・場 所：大阪産業大学 梅田サテライトキャンパス セミナー室(大阪駅前第 3 ビル 19 階)、
- ・出席者：(11 名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、石丸和宏、西本安志、  
山下典彦、中岡健一、岡村哲也、佐藤知明、甲田啓太、前原 博、
- ・欠席者：(2 名) 鬼頭宏明、酒造敏広、
- ・講師：(1 名) 植田健介(ゴム支承協会 技術委員、㈱ビービーエム)
- ・オブザーバー：(1 名) 小田俊成( 同 、ニッタ㈱) 【参加者合計：13 名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- 2-1. 平成 29 年度 第 2 回調査研究委員会 議事次第 (前原幹事)
- 2-2. 道路橋用積層ゴム支承の現状と課題 (植田氏・小田氏)
- 2-3. 衝撃的突き上げ力に対して高架橋柱部を守るための工夫 (園田委員長)
- 2-4. 橋脚の軸圧縮破壊とその進展状態 (前原幹事)
- 2-5. 熊本地震での自動車の横転事例 (前原幹事)
- 2-6. 鉛直方向の免震構造に関する解析時のモデル化 (甲田委員)
- 2-7. 水平・上下動同時入力時の構造物の地震応答特性 [政尾:建築学会大会 1998.3] (同上)
- 2-8. 水平・上下同時入力時の地震応答の簡易評価法について [政尾:地震工学シンポ 1998] (同上)

- \*開会挨拶：  
\*当会場を始めて借用するので、早めに椅子の追加借用と机の配置調整をしたが、旅費の処理事務と資料の配布確認(番号付)をしている内に開始時間を少し過ぎたので、園田委員長が開会の挨拶と講師の方々の紹介を簡単にされた。

### I. 議 題：

1. 道路橋用積層ゴム支承の現状と課題
  - ・資料 2-2 の内容を講師の植田氏が ppt で説明された。その内容の項目は次の通りである。
    1. ゴム支承協会の紹介、2. ゴム支承の歴史、3. 道路橋用ゴム支承に求められる機能、4. ゴム支承の構造、5. ゴム支承の特性 水平方向・鉛直方向、6. 道路橋用ゴム支承の損傷事例、7. 道路橋用ゴム支承の課題。
  - ・上記の 5. ゴム支承の特性の内、鉛直方向の特性に関し説明された実験データの図表は参考になる。
  - ・また上記の 6. 道路橋用ゴム支承の損傷事例では熊本地震での事例で鉛直引張破断とみられる事例が大切畑大橋等での損傷に見られた。これらの事例は従来考えられていない重要な事例である。
  - ・このような事から課題として、維持管理、鉛直特性の究明、想定を超える状況への対処法等への取り組みを紹介された。
2. 積層繊維ゴムの衝撃実験 (配布資料は省略)
  - ・実験の計画内容を ppt で石丸委員が説明した。その実験の要領は試験体のゴム単体及び積層繊維ゴム(40×40×20)に重量約 166kgf の重りを高さ 5、10、20、30cm で落下衝突させるものである。
  - ・衝突荷重を試験体の上下に設けた載荷版の軸にひずみゲージを付けて計測するのだが、予備実験で偏心荷重がかかると軸に曲げが生じ問題が生じた。その処置法と衝突時の変位計測にレーザー変位計を使うことを検討している。
  - ・本番の実験は 8 月 4 日にシバタ工業の実験場で行う予定。  
(後日、第 1 回実験分科会として実施。なお、石丸委員は所用により 15 時前に退席された。)
3. 高架橋への突き上げ力に対する免震・緩衝装置の配置位置についての検討
  - ・資料 2-3 の内容を園田委員長が ppt で説明した。免震・緩衝材及びそのゴム支承の装置モデルを単柱橋脚の柱の上端、下端及び支承位置に入れた場合の効果について試算例を説明した。
  - ・そして、平成 14 年版の道示耐震設計編の 15 章 支障の照査の解説で、支承のヒューズ論的な見方

が排除されており、これに対して fail safe の考え方を取り入れ、部分的な弱点が壊れても重要な本体を守る工夫をする事の必要性を述べた。

4. 橋脚の軸圧縮破壊とその進展状態
  - ・資料 2-4 の内容を前原幹事が ppt で説明した。その内容の構成は、1. 代表的な圧縮破壊橋脚の 2 事例、2. 倒壊ビルツ橋脚の中の圧縮破壊の 4 事例、3. 弁天工区(独立二本柱区間)での圧縮破壊とその進展状況、4. 上梁の突き上げを伴う圧縮破壊の 3 事例、5. 圧縮破壊のプロセスに関する考察、6. まとめ、です。
  - ・上記の 1. と 2. で圧縮破壊とわかり易い事例を紹介し、3. で RC 単独柱の圧縮破壊の始まりから、控減型や斜め亀裂型の圧縮破壊の進展の中間事例を紹介し、破壊及び終局的な崩壊状態を説明した。
  - ・そして 4. での 3 事例は、梁側面の柱の主筋が裸で直立した状態で、柱躯体部が軸圧縮破壊をしたもので、柱の圧縮破壊の前に上梁が突き上げられ、梁側面の柱の帯筋を切断している事例です。
  - ・この 3 事例は、園田先生のモデル計算で、柱の応力の応答グラフが示す、最初の圧縮波動の柱への入射後に、共振増幅現象を伴って大きな引張応力状態が柱に生じ、その後さらに大きな圧縮応力状態になる応力の振動現象が起こる状態を反映していると解釈できる大変重要な事例です。
  - ・上記の 5. でこのような柱の応力の発生順序を考慮して、橋脚の斜め亀裂崩壊(神 P167)や破壊(神 P165)の柱は、軸圧縮破壊の前に梁部と柱の破壊線より上側が突き上げられて、破壊部が引張損壊した後から圧縮破壊を起こしたというプロセスが想定されることを述べた。
  - ・6. まとめでは、単純に圧縮破壊をしたとみられる事例でも、破壊の程度が大きい事例では引張破壊が先行する複合的な圧縮破壊の状態が考えられることを述べた。

### II. 話 題：

- (1) 成果報告書主要部の英訳の提案に対して
  - \*この提案を開かれた石丸委員が退席されたので次の話題に進んだ。  
(閉会后、外国の主要な雑誌[Earthquake and Impact. Structural Dynamics 等]にテーマを分けて投稿する事になった。提案者の岩崎氏[地域地盤環境研究所]には石丸委員から連絡してもらう。)
- (2) 自動車の横転事例 (熊本地震)
  - ・資料 2-5 の要点を前原幹事が説明。HAT コラムの記事と参考写真 7 枚を清野先生から提供頂いた。
  - ・コラム記事の冒頭に飛び上がり事例が多く述べてあり、後半に自動車横転のシミュレーションが紹介してある。横転自動車 4、5 の写真を鈴木教授(名古屋大学)の資料から複写し最終頁に編集した。
  - ・ドローンの空撮で、5 台の横転自動車が直線状に生じた写真を清野先生は別の講演で示された。
- (3) 鉛直方向の免震構造に関する解析時のモデル化 [この話題をここに追加]
  - ・資料 2-6 についてモデルの要点を甲田委員が説明。水平・上下同時入力時の応答を簡易モデルで評価しようとするもので、参考資料として資料 2-7 と 2-8 を、時間の関係で簡単に紹介した。
- (4) 関連行事や状況等の報告
  - ・7 月 30 日(日) 14:00～16:00、神戸国際会議場で地震学会や測地学会が主催する市民公開講座、「変動する地球を追い求めて 一測地学、地震学の最前線—」があります。参加を吉岡教授(神戸大学)から呼びかけられていますので、できるだけ多く参加してください。(櫻井委員、前原幹事)
  - ・議事次第に速報として書かれていますが、石丸委員と山下委員の研究 2 件が近畿建設協会の研究助成に採択されました。土木学会関西支部以外にも助成対象に採択された事は、関西では本研究がかなり理解されている事の証であり大変喜ばしい状況です。(山下委員、櫻井委員)
- (5) その他の連絡事項
  - ・予約の制限時間がきたので一旦閉会し、部屋を元の状態に戻すことにした。

- \*閉会の挨拶
  - ・講師の方々に園田委員長から講演のお礼を述べて、閉会の挨拶とした。
  - ・閉会后に、話題 II-(1)と議題 I-2. 等に関し、通路横の席で残存者により補足の打合せをした。(その結果の方針は既述)

以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

### 平成 29 年度 第 1 回実験分科会 議事録

- ・日 時：2017 年 8 月 4 日(金) 13:00～16:15
- ・場 所：シバタ工業(株) 本社・工場 力学第 2 会議室および実験場 (明石市魚住町)
- ・出席者：園田恵一郎、石丸和宏、西本安志、酒造敏広、岡村哲也、前原 博、【委員参加者 6 名】
- ・実験担当者：シバタ工業技術員 1 名、明石高専学生 2 名、

#### ○行程概要；

- 12:25 JR 魚住駅 利用者集合 (石丸車出迎え—明石高専[学生、機材]—シバタ工業)、
- 13:00 シバタ工業本社 会議室集合、実験準備状況の説明、
- 13:30 実験場にて実験見学、
- 15:00 内容の検討と質疑応答、 (16:00) 終了予定、

#### ○配布資料；

- ・積層繊維補強ゴムの衝撃緩衝効果に関する基礎的研究 平成 16 年 9 月 西本安志

#### ○実験見学の状況；

- ・会議室に集合し、旅費の事務処理をし、石丸委員より実験の準備状況の説明がされ、受け軸側の荷重の偏心問題は、器具の調整後心配はいらなくなったことが報告された。
- ・実験室に移り、重錘の落下実験を見学した。繊維補強ゴムの試験体は 40×40×20[mm]で、落下高さ 50 mm の場合を見学した。荷重の偏心と変位の測定にばらつきが生じるので、観測結果のモニターで確認しながら、微調整をして同じ実験を 3 回行った。
- ・試験体と荷重伝達と受け軸等の大きさに比べ、重錘の重量が 166kg なので、300 mm の落下高さはこの実験での限度との説明の通り、不安定さを感じさすものがあった。

#### ○議 事；

- \* 実験を見学後会議室に戻り、実験の検討と質疑を行うに当たり配布資料の本 (西本委員の学位論文) が配られた。
- ・配布資料の図-43(43 頁)にある、落錘衝撃実験の伝達荷重～変位関係の図のように、落下高さが大きくなると、荷重に降伏点が表れ、塑性変形をし、その後硬化現象が見られる図 (大きなエネルギー吸収効果の図) が得られる見通しである。(石丸委員)
- ・試験体の上下で衝撃荷重の入力と出力を測定するのが、この実験の眼目の一つだが、期待しているグラフもほぼ得られる見込みである (石丸委員)。
- ・前年度の成果報告書の柱の応力の応答計算結果で、1 波分の入力波( $T_0=0.02, 0.03\text{sec}$ )での柱の応力が共振増幅して正負の値が大きくなり、周期も約 0.04sec になっている。そこで 2 波目以降が重なる場合を話題にしていたが、周期の変化の問題もある事に気づき、それは置き別に考える事にした。(前原幹事)
- ・衝撃的な荷重の橋脚への伝わり方と解析の計算に関し、園田委員長より次の説明を頂いた。地盤を伝わる状況は波動方程式の関数解が使えても、橋脚の様な構造物に対して関数解は得られず、数値解法による計算になる。FEM 等での橋脚の応答はバネ・マスのモデル化による振動方程式で表される。振動方程式は波動現象も含むが、位置が移動する波動場の 2 変数 ( $t, x$ ) に対して ( $2\pi t/T_0 \mp 2\pi x/L_0$ ) の関数で方程式の解を得ておらず、位置は固定して時間の変数に対して数値解を求めているので、結果は振動する状態の応答になっている。(園田委員長)

以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

### 平成 29 年度 第 3 回議事録

- ・日 時：2017年9月20日(水) 13:00～17:20
- ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室（大阪駅前第2ビル6階）、
- ・出席者：(7名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、西本安志、  
佐藤知明、甲田啓太、前原 博、
- ・欠席者：(6名) 鬼頭宏明、酒造敏広、石丸和宏、山下典彦、中岡健一、岡村哲也、
- ・講師：(1名) 川田浩二氏 (IMV(株) MES 事業本部 技術部次長)

【参加者合計：8名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- 3-1. 平成 29 年度 第 2 回委員会 議事次第 (前原幹事)
- 3-2-1. (1)熊本地震(2015年)での地震計の記録 [含；(2008年) 一関西・東成瀬] (櫻井委員)
- 3-2-2. 序文：Lamb の問題をめぐって、安芸：地震 第2輯 第57巻(2005)317-319頁 (同上)
- 3-3. 益城町宮園・西原村小森 本震記録の解析、岩田(京大防災研 2016.4.28) (前原幹事)
- 3-4. 熊本地震での地表面変位および布田川断層の地表面変位 (同上)
- 3-5. 調査研究委員会資料，“解説：振動と波動について” (園田委員長)
- 3-6. パラメータ励振現象を考慮した振動方程式 (甲田委員)
- 3-7. NASTRAN 動的解析 テスト事例 (1軸の応力伝播問題) (佐藤委員)
- 3-8. IMPULSIVE EFFECTS OF EARTHQUAKES ON STRUCTURES (野中委員)
- 3-9. IMV CORPORATION パンフレット 4 点 (川田講師)
  1. なるほど！地震計、
  2. 長周期震動モニタリングシステム、
  3. ブロードモーションセンサ、
  4. CORPORATE PROFILE

#### \*開会挨拶：

\*持ち寄りの資料が多くなり、コピー作業もあり資料の整理と配布に時間を取られた。講師の挨拶も名刺交換でされており、開会の時間が大幅に遅れたので、園田委員長の挨拶は省いた。

#### \*議 事：

- (1) 地震計に関する講演（講師・川田氏）と（2）意見交換； [区切らずに実施]
- ・資料 3-9 のパンフレットの提供を頂いた。会社の概要を簡単に紹介された後、公共と民間のインフラや装置の膨大な蓄積に対し、今後は安全と保全上のヘルスマニタリングの需要が見込まれ、需要と用途に応じた観測および監視用の計測器類やシステムを供給する事の要点を ppt で紹介された。
- ・地震計に関しては気象庁の性能規定を満たす必要があるものは検定を受けるが、その必要のない用途には少し安価に供給できる。米国の性能規定は用途的に区分しており、実用的になっている。
- ・気象庁の性能規定はサーボ型の地震計を基準に作られている。しかし、現在の趨勢は半導体仕様で小型化でき作り易く安価であり、性能も劣らないのでこの仕様で多くのものが作られている。
- ・一般的な半導体の地震計は±3.5G の計測範囲で、30Hz のローパスフィルターがかけてあり、直線性は 100Hz 程度迄保持され、サンプリングタイムは 100 または 200Hz です。性能的には±5.0G の範囲で 200Hz 迄の計測ができるものもある。
- ・従来から地震計は周期が 1 秒程度から大きいものを対象に作られているので、短周期の波は対象にされていない。短周期の波を対象にすると地震計の設置状態に問題が伴ってくる。  
(講師の川田様は所用があり 3 時半に退席された。)

\*地震計に関する意見の交換に時間を割いたので、意見交換用に配布した資料について要点を提供者より簡単に説明した。

・資料 3-2-1 では鉛直震動が最も大きかった KiK-net 益城の波形図(前震)だが、鉛直方向は目盛りの単位が大きく、グラフが見かけ上小さくなっている。

- ・資料 3-2-2 は上西准教授(東大)から送付頂いたものだが、皆さんへの紹介が遅くなった。これは Lamb の問題百年際での 2005 年の文献だが、著者の安芸先生は“波動理論に基づく地震記録と実際の記録のかけ離れた違いは半世紀以上続き、その間地震学における波動理論家と実験家は別の世界に住んでいるように見える”と書かれており、現在もその影響が残っている事がよく理解できる。
- ・資料 3-3 は布田川断層が動いた時の地表変位が大きい、益城町宮園と西原村小森での波形図で、水平の波は他の記録と比べ、周期が長くなり単純化している。両観測点とも正断層の上盤側にある。
- ・資料 3-4 は布田川断層周辺の広域地表変位の資料と断層の地表変位資料で、断層の西側と東側で上下の動き方が違って、複雑な動きをしている。宮園地区の倒壊率が大きかった資料も付けている。

#### (3) 話題提供；

(1) 波動と振動に関する基礎的な事柄に関する解説、は時間の関係で次回にまわした。

(2) 二方向バネを考慮した簡易モデルの話題、

- ・資料 3-6 について甲田委員より、橋脚頭部の爆裂的な破壊状況に対して、鉛直方向のパラメータ励振現象を考慮するために、上下・水平の同時入力時の振動方程式の誘導を説明した。
- ・柱を多質点系のモデルにする時、伸縮とせん断の二方向バネを考慮しており、回転(曲げ)バネは考慮していない。試算をした結果が思わしくないので、現在プログラムを点検中です。
- ・通常の微小変形理論に対して、有限変位理論の一種と考えられる。

(3) NASTRAN 動的解析 テスト事例 (1軸の応力伝播問題)、

- ・資料 3-7 について佐藤委員より、煙突状の構造体 (石川他著・基礎からの衝撃工学にある計算例、延長 50m) を 50 分割した質量・バネ系のモデルにより、下端に短時間(十万分の 5 秒)の矩形速度を入力した場合の、応力波の伝播状況を数値解析した結果の時刻別の図柄を説明した。
- ・発生応力波の形成・伝播状況、他端への到達時、反射状況、反射波の戻り状況、下端への到達と反射後、他端への再到達時等での各該当時刻で、応力をランク別に図示 (色分) してある。
- ・発生波の伝達状況を分かりやすく示してある。前述の文献の事例とは入力波形(擬似的三角形波)が異なるが、巨視的には似た結果 (波動論と振動論による関数解の計算結果 2 例との比較) が得られている。見方を変えると重複波理論の解が与える波の伝播と反射を表している。
- ・波動の伝播としては分かりやすい事例だが、振動論からの波の伝播状況も似た結果 (振動は視点[位置]を固定しての時間変化を通常対象) になっていることが話題に出た。(前述の文献の資料が配布されてないので、話の指摘に留められた。)
- ・衝撃的な外力に対しての応答は、最初に過渡的な現象を伴うことが指摘された。また、波動と振動に関する基礎的な解説の話題も出たが予約時間を超過しており、過渡的な現象の話題も含め、次回の話題とした。

#### (4) その他；

- \*下記の項目の説明等を予定していたが、予約時間を超えているので次回(10.4)に回し閉会とした。
- ・学会支部への中間活動報告、・外部への広報活動の状況報告、・今後の活動について(意見交換)、
- ・閉会の挨拶。

以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

### 平成 29 年度 第 1 回現場への適合分科会 議事録

- ・日 時：2017 年 10 月 4 日(金) 13:00～17:15
- ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室 (大阪駅前第 2 ビル 6 階)
- ・出席者：(9 名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、酒造敏広、西本安志、岡村哲也、佐藤知明、甲田啓太、前原 博、
- ・欠 席 者：(4 名) 鬼藤宏明、石丸和宏、山下典彦、中岡健一、
- ・講 師：(1 名) 小谷健二氏 (東海バネ工業㈱ 技術サービス Gr リーダー)
- ・オブザーバー：(1 名) 堀岡靖弘氏 (東海バネ工業㈱ 技術サービス Gr)

【参加者合計 11 名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- C1-1. 平成 29 年度 第 1 回現場への適合分科会 議事次第 (前原幹事)
- C1-2. バネの基礎と免震・制震分野への適用例 (小谷講師)
- C1-3. ｽﾀｯｸﾗｲｽﾞII,H29.9.3 放映 NHK, “長周期パルス” の衝撃 (抜粋) (前原幹事)
- C1-4. 計算例の比較資料 1：[1 次元波動方程式の解法例] (同上)
- C1-5. 図 1 応力パルスを受ける棒(a)およびその応答(b) (野中委員)
- C1-6. ｽﾀｯｸﾗｲｽﾞII・ﾌﾞﾗｽﾞ・ｼｽﾃﾑ (ﾊﾝﾌﾟﾚｯﾄ「大林組の免震・制震技術」より) (小谷講師)
- \*補足参照資料 (第 3 回調査研究委員会 H29.9.20 の資料を利用)
- 3-5. 調査研究委員会資料, “解説：振動と波動について” (園田委員長)
- 3-7. NASTRAN 動的解析 テスト事例 (1 軸の応力伝播問題) (佐藤委員)
- 3-8. IMPULSIVE EFFECTS OF EARTHQUAKES ON STRUCTURES (野中委員)

#### \*開会の準備と挨拶

- ・会場は早めに準備できた。資料の整理では三つの分科会を、A.理論、B.実験、C.現場への適合と記号を付けて資料に付番することにした。事務処理、資料コピーおよび個別の挨拶等で開会予定時刻を過ぎたので分科会長の挨拶は省略した。

#### \*議 事

- (1) バネに関する話題；(小谷講師)
  - ・提供頂いた資料 C1-2.について、講師より一部補足図を加えながら説明頂いた。
  - ・その内容は下記の 5 項目に分けて順次説明を頂き、その後自由な意見交換を行った。
    1. 会社の紹介 (コイルばね・皿ばね等の専門メーカー)、
    2. ばねの種類 (材料別、形状・用途別)、
    3. ばねの特性 (ピッチ、形状、組合せにより荷重・撓み曲線の特性が変わる)、
    4. ばねの基礎設計 (金属ばねのコイルばねと皿ばね対象に、設計上の必要な要件は次の 4 区分、
      - ①ばねの材質、
      - ②ばねの形状・寸法(荷重特性) (コイルばね；自由高さ & 平均径の比(H/D)、平均径と線径の比(D/d)、皿ばね；外径と内径の比(OD/ID)、自由高さ & 板厚の比(h/t)、
      - ③負荷に対する応力評価 (コイルばね；ねじりせん断応力、皿ばね；曲げ応力、繰り返し動作回数で静的使用と動的使用をそれぞれ区分)、
      - ④ばねを使用する環境、
    5. ばねの表面処理 (目的；疲労強度の向上、防錆、外観美観、処理法；ショットピーニング・ブラスト、静電塗装・粉体塗装)
    6. 免震、制震におけるばねの適用事例 (コイルばね端部の定着部の仕様に各社のノウハウがある。)
  - ・ばねの適用事例の一つに空気ばね(大林組施工)の紹介があり、その部分を複写し資料 C1-6.とした。

大林組の免震・制震設備と技術に関しては中岡委員に別途情報を調べてもらう事にする。

- ・資料 C1-3.は NHK のｽﾀｯｸﾗｲｽﾞII、「都市直下地震 新たな脅威 “長周期パルス” の衝撃」からの抜粋写真で、熊本地震での免震ゴム支承の 40cm もの片方向大変位記録と、E-ディフェンスで開発中のフロートシティ構想の支承部のモデルで、その支承部にバネが組み込まれている例である。
- ・意見交換として、鉛直方向の免震構造の例として、ゴム支承の上盤の両脇を鉛直方向にコイルバネを直立的に働かせて押さえる構造 (川金コアテックの提案) での、ばねの使い方の意見を尋ねた。
- ・使用場所 (環境) は、バネを裸使用することには不適切で、完全な被覆 (防錆) 対策が望まれる。
- ・ばねをゴム被覆した製品に「エリゴばね[商品名]」があるので、調べられたらよい。
- \*予定時間を超過したので休憩を取り、講師の方々々は退席された。

#### (2) 鉛直免震材料の実験・中間報告；(西本委員)

- ・西本委員より石丸委員が整理した実験装置と結果の概要を投影画像で説明した。
- ・衝撃的な応力の波形は良好な記録が取れている。入力側の波形の立ち上がり部分に棘状の波があるが、出力側にはそれがない。応力は荷重盤の伝達軸 4 面のひずみゲージの平均値で求めている。
- ・レーザー変位計は 1 点しか計測してなく、ばらつきが大きかった。測点を増やす準備中です。

#### (3) 話題提供；[次の話題 1.と 2.を続けて説明頂いた。]

1. 続・一次元波動のモデル計算の話題 (佐藤委員が資料 3-7 の入力波の伝播状況を再説明。)
2. 解説：振動と波動について (園田委員長が資料 3-5 で振動と波動の基礎的な知識を説明。)
  - ・資料 C1-4.は、資料 3-7 の末尾頁にある軸力分布図との比較用で振動解析結果を末尾頁に、波動解析結果を末尾 2 頁目に示す (「基礎からの衝撃工学」5.5 波動解析と振動解析の等価性より)。
  - ・資料 C1-5 の図.は、棒状の有限長弾性体の中を、入射応力波が伝播と反射を繰り返す状態での各端面の変形の生じ方を示し、その経過の中で、棒の重心が移動する様子を示している。
  - ・強制振動を受ける場合、初期の短い時間帯では複雑な波形 (過渡応答波形) を示すが、時間が経てば自由振動の項が消滅し、強制振動の項だけが残ると、一般的には文献に書かれている。
- \*初期の短い時間帯では、入射波は他端に届かず、境界条件に拘わらず伝播している。その時には振動解析で使う振動モードは境界条件が不明なので、まだ定まっていない筈との指摘があった。(筆者補足；裏面剥離 [スキヤビングまたはスパーリング] の現象はこの第 1 波で生じると理解される。一方、柱の応力解析結果[昨年]では共振増幅現象は第 1 反射波の段階から生じている。)
- \*独立した 1 波が入力する場合の初期の短い時間帯での特徴 (波長と歪分布) について、理解が追いつかない点もあり、意見が尽きず予定時刻を過ぎた。時間切れで課題は持ち越しとした。

#### (以下、確認と連絡事項を簡単にし、一部を省略した。)

- ・話題 3.の資料 3-8 は大阪大学系の研究会に出されたものです。
- ・議題(4)；その他の外部への広報活動報告では、第 54 回 自然災害科学 総合シンポジウム (H29.9.14、京大防災研 自然災害研究協議会) に前原が参加した。その司会者が岩田教授(資料 3-3 の著者)で、協議会の議長が大石先生(神戸大学都市安全研究センター長)でした。会場で昨年の成果報告書の簡易製本を講師の清水洋先生(九州大学)にお渡しした他、岩田先生に 5 部を宛名記入の封筒 (本人、飯尾先生、沢田先生、後藤先生、松島先生) に入れ託した事を報告した。
- \*閉会の挨拶は省略した。

- ・追記；会場の外で、応用地震計測㈱の梶原代表取締役と別府先生(防衛大)への講演依頼の話が出て、別途連絡を取ることにした。

以上

## 第 1 回 理論分科会 議事録

- ・日 時：平成 30 年 1 月 12 日(金) 13:00～17:00
- ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター小セミナー室（大阪駅前第 2 ビル 6 階）
- ・出席者：（7 名）園田恵一郎、桜井春輔、野中泰二郎、石丸和弘、西本安志、佐藤知明、前原博、
- ・欠席者：（6 名）酒造敏廣、鬼頭宏明、山下典彦、中岡健一、岡村哲也、甲田啓太、
- ・講師：（1 名）別府万寿博教授（防衛大学校 衝撃工学研究室）

【参加者合計 8 名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- A1-1. 第 1 回 理論分科会 議事次第 (前原幹事)
  - A1-2. 衝撃的突き上げを受けるコンクリート柱の過渡振動に関する基礎的研究 (構造工学論文集、2000.3) (別府講師)
  - A1-3. 衝撃荷重を受ける構造部材の過渡応答および衝撃実験の紹介 (ppt 原稿印刷版) (同上)
  - A1-4. 直下地震での衝撃的突き上げ力から高架橋の柱部を守るための緩衝構造について (園田委員長)
  - A1-5. 辻ヶ峰・忠魂碑と水路護岸の被災状況 (写真の編集) (前原幹事)
  - A1-6. 益城町指定文化財「平成 28 年熊本地震 布田川断層」(益城町教育委員会) (同上)
  - A1-7. 熊本地震での特殊破壊事例 抜粋 (同上)
  - A1-8. 見落とされてきた破壊的鉛直地震動の現象 (第 30 回記念信頼性シンポジウム、講演論文集 28、H29.12.15-16、普及版[和文]) (同上)

- \*議 事：
- \* 開会に当り持ち寄り資料の整理と事務処理をし、議事次第を開催案内より修正している事を報告。
  - \* 第 1 部；講演と意見交換の会 (13:20～15:30)

・別府万寿博教授から「衝撃荷重を受ける構造部材の過渡応答および衝撃実験の紹介」の演題で資料 A1-3 の内容を ppt で説明頂いた。その要点は次の通りです。

- ① 衝撃的突き上げ実験装置(高速変形負荷装置)を始めに説明された。そして配筋状態と形状を変えた円柱供試体 (4 種類、橋脚を模した上載荷重付) の実験結果を説明され、その輪切り状ひび割れの発生メカニズムを 1 質点系モデルで検討し、主鉄筋比 1%では入力速度 50~60cm でひび割れることを示された (入力時間約 30ms 以下)。
  - ② RC 単柱橋脚の過渡応答の特徴について、入力時間  $T_0$  が短い場合( $T_0=0.1T$ 、 $T=2\pi(M/K)^{1/2}=0.053s$ )と長い場合( $T_0=T$ )とし、1 質点系と柱を 50 等分した 50 質点系の 2 種類のモデルに対し、最大加速度が 2G になる速度  $v_0$  の sin 波(半波相当を入力して、柱の下部・中央・上部 3 点の応力・時間関係、及び柱内の応力分布の時刻歴の結果を比較して説明された。
- ・入力時間が短い場合、50 質点系モデルでは 1 質点系モデルの値を振動中心として高周波振動が表れる。柱中央の高周波振動量は小さい。柱内の応力分布の時刻歴図(ms 単位)は応力の伝達状況を明瞭に表している。上端では固定端に似た応力反射の状態を示している。柱の上下部に現れる高周波振動の応力振幅  $\sigma$  は  $\sigma = \rho c v_0$  の理論値に近い値である。
- ・入力時間が長い場合、応力の応答値自体は大きくなり、その値は両モデル共またどの部位でも同じような値になり 1 質点系の振動状況を示す。応力分布図では入射応力が上端に到達した後は一様分布に近づき、第 1 次圧縮応力のピーク値まで時間と共に増加する。そして入射時間を過ぎると入射応力の量による応力の増加を伴う 1 質点系の振動を示す。

・入力速度と上部質点の速度の比較では、応力波が上端に達するまでは上部質点に速度は生じない。入力時間が短い場合、上部質点の速度は(往復反射した)応力が増加する時間ごとに速度が増加する現象が見られる ( $M\Delta V=F\Delta t$ )。これが次の分離モデルの提案につながる。

- ③ 応力波系と振動系(上部 1 質点モデル)の分離モデルの提案では、応力波系モデルとして柱部を両端固定の多質点モデルにして応力波の伝播過程を表現させ、下端に従来のモデルと同様に速度入力波を入力する。振動系モデルでは構造の振動状態を上部質点モデルで表現させ、それに前述の両端固定のモデルでの応力波が上部固定端に与える力積( $F\Delta t$ )を入力する。

・この分離モデルの妥当性について、入力時間が短い場合と入力時間が長い場合とで試算し、結果を重ね合わせると多質点系モデルの計算結果と等しくなる検算例を紹介された。

- ④ 実験結果の別の事例として長さ 1m のコンクリート棒の衝撃試験での応力伝播の計測と解析の例を紹介され、次にコンクリート版への高速衝突実験の動画では反対側の中央部が膨らんで飛び散る寸前で、入射応力の反射が膨張部分を断続的に加速膨張さす様子が捉えられていた。また、コンクリート梁の衝撃実験での応力伝播と破壊の計測と解析例を紹介された。

- ⑤ 一連の実験の計測と解析結果から、次の結論を述べられた。

- 1) 衝撃現象により応力波が入力される。この応力波の伝播、重複等(波動場)によって破壊が発生する場合もある。
- 2) 波動場の形成が振動や変形を引き起こすが、境界条件により大きく変化する。
- 3) 対象とする条件に応じて、適切なモデルを提案することが重要である。

- ⑥ 続いて他の大型衝撃実験装置や衝撃実験場での実験例(流木対策等)を簡単に紹介された。

・意見交換では装置や実験例の内容確認の質問があり、状況を説明された。実験装置の話題では原田耕司氏(西松建設)の名前を紹介された。(休憩 10 分弱)

\* 第 2 部；議事と報告 (15:40～16:30)

- ・石丸先生の都合から、積層ゴム緩衝材の衝撃実験について ppt にて状況を先に説明頂いた。重錘を落下衝突させる時の変位の計測にレーザー変位計を 2 台使用したが、計測上の課題は少し残っている。しかし全体的には概ね良好に実験作業を終えられた。なお、次年度の実験の計画についてエネルギー関連の協会から助成金の研究対象に採択されたことが報告された。
- ・園田委員長から、衝撃的突き上げ力から橋脚を守る緩衝構造について資料 A1-4 により、緩衝材を支承部に設ける場合と柱の上部や下部に設ける場合の構造のイメージ案と緩衝効果の試算例を簡単に説明された。

・緩衝構造の案と効果について西本委員の方で特許取得の可能性を検討頂くことにした。

\* 第 3 部；話題提供と報告 (16:30～17:00)

- A. 提出資料の紹介；前原幹事から下記の 4 種類の資料の内容を簡単に紹介した。
  - 1) 資料 A1-5：益城町辻ヶ峰の石碑と近隣水路護岸の視察(飛び跳ね現象の貴重な写真)。
  - 2) 資料 A1-6：益城町の熊本地震での指定文化財。
  - 3) 資料 A1-7：熊本地震での特殊破壊事例の抜粋。
  - 4) 資料 A1-8：第 30 回記念信頼性シンポジウム(材料学会)での発表報告。
- B. その他の報告や事務連絡および後片付け；終了時刻になり上記の報告等は簡単に済ませた。

\* 次回の 2 月 2 日(金)の委員会(意見交換会)の第 2 部で資料 A1-5 と 8 に関し補足説明をする。

都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会  
情報交換会(第1回) 議事録

- ・日 時：平成30年2月2日(金) 13:00~17:00
- ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター小セミナー室 (大阪駅前第2ビル6階)
- ・出席者：(8名) 園田恵一郎、桜井春輔、野中泰二郎、石丸和弘、酒造敏廣、岡村哲也、佐藤知明、前原 博、
- ・欠席者：(5名) 鬼頭宏明、山下典彦、中岡健一、西本安志、甲田啓太、
- ・講師：(1名) 額綱佑衣 (名古屋大学大学院 環境学研究所 地質・地球生物学講座 助教)

【参加者合計9名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- J1-1. 情報交換会(第1回) 議事次第 (前原幹事)
  - J1-2. 山波川帯白髪地域におけるスラブ—マントル境界の剪断熱の評価 (額綱講師)
  - J1-3. 浅部スラブ—マントル境界における剪断熱の評価 山波川帯の例 (ppt 原稿印刷版) (同上)
  - J1-4. 沈み込み帯深部で発生する脱水流体と地震性破壊 (地球科学 46、2012) (同上)
  - J1-5. 2 日本で起こる地震 (櫻井委員) (同上)
  - J1-6. 第11部 日本の地震予知研究の現状 (同上)
  - J1-7. 地球惑星科学分野の大型研究計画ヒヤリングについて (前原幹事)
  - J1-8. 直列状の孤立波と噴火口 (同上)
  - J1-9. 地表断層付近の木造建物の例 (熊本地震) ……構造の粘り強さ… (同上)
- ・補足資料：(第1回 理論分科会 H30.1.12 の資料 [各自持寄])
- A1-5. 辻ヶ峰・忠魂碑と水路護岸の被災状況 (写真の編集)
  - A1-8. 見落とされてきた破壊的鉛直地震動の現象 (第30回記念信頼性シボージュム、[普及版])

- \*議 事：
- ・持ち寄り資料の整理と事務処理をし、情報交換会の資料記号をJとして番号を付けた。
  - ・開会に当り自己紹介を講師の方から順次行った。
- \*第1部；講演と意見交換の会 (13:20~15:30)
- \* 講演に先立ち櫻井委員より、額綱先生の研究でプレート境界地震は起きにくい結果が得られ、強力な短周期の鉛直地震波はプレート内地震により発生すると考えられる事に関心が持たれるので、この講演をして頂く事に至った経緯を述べられた。
  - \* 講師の額綱先生から、資料J1-2の内容を含め資料J1-3について pptにより、次の5項目(1. 地球内部構造と地震について、2. 山波川帯について、3. 炭質物ラマン温度計について、4. 白髪地域における剪断熱の評価、5. 先行研究における剪断熱の評価) と、まとめて分けて説明された。その要点は次の通りです。
  - ・地球の表層部の地殻(厚さ7~70km)を構成する、海洋地殻の代表的な岩石は玄武岩でカンラン石などの比較的重い鉱物からなり、大陸地殻のそれは花崗岩で石英分が多い比較的軽い鉱物からなっています。
  - ・地殻を含め上部マントル(厚さ660km)の内、脆性的な性質を持つ部分がリソスフェア(厚さ100km前後)と呼ばれプレートとして扱われます(モデル的には陸側をスラブ、海側を海洋マントル)。
  - ・日本付近では4枚のプレートがぶつかりあって海洋プレートが大陸プレートの下に潜り込んでいます。大陸プレートの前弧部分が、沈み込む海洋地殻と接触する面がプレート境界で、浅い部分と深い部分では固着しておらず、固着している境界面の上限の温度は100~150℃、下限の温度は350~450℃です。
  - ・地震は大陸と海洋の各プレート内で起きるものと、プレート境界の固着面で起きるものがあります。固着している面が突然滑り出すとプレート境界型の巨大地震を起こします。その時の剪断破壊をする温度を調べる事が研究の課題で、沈み込み帯の温度構造を調べる事が目的です。一方、大きな振動を伴わないスロー地震の現象があり、境界面で起きる現象として注目されています。

- ・カンラン石の塊が橄欖岩で水を含むと蛇紋岩になります。水を多く含む海洋プレートは沈み込みに伴い脱水されながら、深部の固着域より下では蛇紋岩化してゆきます。深部で絞り出された水が上昇して火山のマグマを生じさすと考えられています。

- ・三波川帯は四国と紀伊半島では中央構造線に沿って分布し、白亜紀(1億4千万年前~7千万年前)に当時の海洋プレートが東アジアの東縁に沈み込んで形成された変成帯で、スラブ起源の岩石(泥質片岩、塩基性片岩[緑色]等)とマントル起源の岩石(橄欖岩、蛇紋岩等)が分布しています。
- ・四国の白髪地域はスラブ起源の岩石が分布する中で、白髪山の場所にマントル起源の蛇紋岩があり、その東側の境界付近(約650m)の泥質片岩で試料を採取し温度分布を測ることにしました。
- ・温度の測定は炭質ラマン温度計を使います。この温度計は物質に光を当てると波長の違いにより出力光が散乱し、ラマンスペクトルが得られる事を利用するもので、炭質物では変成温度の上昇に伴い、このスペクトルが系統的に変化し、不可逆反応で、圧力との相関がない事を利用します。
- ・得られた結果は、中央値が450~400℃に距離と共に変化し、蛇紋岩に近いと温度が高い分布になりました。しかし、この温度変化は一定の沈み込み速度で生じる熱変成として再評価すると、従来から得られている分布と整合する結果になりました。これは変成度の上昇に伴う温度変化を表しており、スラブ—マントル境界における剪断熱と考えられる有意な温度上昇は見られない結果です。
- \* まとめとして、三波川帯の浅部スラブ—マントル境界の剪断熱評価を、炭質物ラマン温度計により行った結果、剪断熱によると考えられる有意な温度上昇は見られなかった。これは、深さ30km程度の浅部のスラブ—マントル境界では、小さい剪断応力しか働いていなかった可能性を示唆します。このことは、沈み込み帯でのスロー地震の発生機構の解明に重要な情報となります。

- \* 意見交換では、資料J1-5、-6の図に見られるように、プレート境界で地震が起こると想定してある事に対し、プレート境界では地震は起こりにくいのではという結果から、地震が発生するのはプレート内であるという考え方が再認識された。資料J1-4では沈み込みに伴う脱水流体が起こす地震について述べられている事が紹介された。しかし、対象にしている深さが大きく(45km以深)、直下地震には馴染みにくいとの意見があった。プレート境界の話題とははずれるが、資料J1-8は超臨界水が水蒸気爆発に関係するとの想像から、直線的な噴火口の配列の記事を紹介するものです。
- \* 予定の3時を過ぎており第1部を終了することにし、額綱先生は退席された。(10分休憩)

\*第2部；話題提供と前回の補足 (15:40~17:00)

- ・話題提供として前原幹事から、資料J1-7のヒヤリング、J1-9の地表断層付近の木造建物の例、補足資料のA1-5およびA1-8を簡単に説明して、建築学会近畿支部の児玉事務長さんの勧めから、こちらの活動状況と熊本地震でも鉛直地震動の被害があることを、建築学会九州支部の構造委員会の方々にお知らせすべく関連資料を郵送し、その応答があったことを報告した。
- \* 意見や話題の交換で次の話題が出された。
- ・原田耕司氏(西松建設)から返信があり、長く現役を離れられ、交信は控える事になった。
- ・特許の件について石丸委員よりシバタ工業さんの意向を伺う事にした。
- ・阪神高速からの参加者を勧誘できるように活動する。
- ・調査研究委員会の期間延長は通常でせず、より深い研究等、違いを明確にした場合は、同じメンバーで別の研究会名の申請が可能です。
- ・谷町4丁目にある健保会館で建築技術研究会があり、免震構造に関する被害状況報告で、22~23棟を調査した結果、いずれもストッパーの限度内の変位で被害がなかったことが報告された。
- \* 終了時刻になり閉会し、後片付けをした。  
(今回は3月7日(水)に栗橋先生[室蘭工業大学]を迎えての委員会を予定) 以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

### 平成 29 年度 第 4 回議事録

- ・日 時：2018年3月7日(水) 13:00～17:20
  - ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室（大阪駅前第2ビル6階）、
  - ・出席者：(11名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、酒造敏広、石丸和宏、西本安志、佐藤知明、中岡健一、岡村哲也、甲田啓太、前原 博、
  - ・欠席者：(2名) 鬼頭宏明、山下典彦、
  - ・講師：(1名) 栗橋祐介先生（室蘭工業大学大学院 ぐらし環境系領域 講師）
  - ・協賛参加：(1名) 角掛久雄先生（大阪市立大学大学院 工学研究科都市系専攻 准教授）
- 【参加者合計：13名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- 4-1. 平成 29 年度 第 4 回委員会 議事次第 (前原幹事)
  - 4-2. 室蘭工業大学の衝撃実験装置と RC 部材の耐衝撃性能評価などに関する最近の話題 (栗橋講師)
  - 4-3. 平成 29 年度 活動報告書 (草稿) [平成 30 年 3 月 1 日仮提出] (前原幹事)
  - 4-4. 予算差引簿 (案) 期間 2017/04/03～2018/03/15 (同 上)
  - 4-5. 益城町(辻ヶ峰等)現地視察・調査の工程概要 [裏面；経費計算書] (同 上)
  - 4-6. 株式会社シュルター (山形) 会社概要 [裏面；木造 5 階建の物件概要] (同 上)
- 話題提供の参考資料
- ・朝日新聞(科学の扉)「想定外」を考える 免震脅かす長周期パルス(2018.1.14) (石丸委員)
  - ・自然科学分野での曖昧な表現が現象の本質を見誤らせている例 (前原幹事)

#### \*開会挨拶：

- ・参加者の人数が大目になり、事務処理と準備中に、講師の方と参加者は挨拶と名刺交換を個別に済まされた。園田委員長から開会の挨拶を簡単に頂き、資料に番号付けをして議事に入った。

#### \*議 事：

##### (1) 第 1 部 講演と意見交換；

- ・栗橋先生から資料 4-2「室蘭工業大学の衝撃実験装置と RC 部材の耐衝撃性能評価などに関する最近の話題」を ppt で紹介頂いた。その主な内容は 1.衝撃実験装置の紹介、2.最近の衝撃実験、3. 既設ロックシェッドの安全性照査法の確立に向けた検討、4.おわりに、の順に講演頂いた。
- ・1.衝撃実験装置の紹介では、重錘重量最大 500kg、最大落下高 6m の衝撃荷重載荷実験装置の概要を紹介され、他にも静的載荷実験装置 (最大荷重：1000KN)、水平荷重載荷実験装置 (最大荷重：500KN) を紹介された。これらの設備の設置に岸先生が尽力されたことを話された。
- ・衝撃実験結果の一例として AFRP シート曲げ補強 RC 梁の実験結果を紹介され、重錘衝撃力、支点反力、梁中央のたわみ、たわみの分布、連続繊維シートに至分布、梁側面のひび割れ分布等で、衝撃載荷現象特有の特徴を説明された。
- ・2.最近の衝撃実験では、a.FRP シート接着による RC 梁の耐衝撃性能向上効果、b.凍害劣化させた RC 梁の衝撃載荷実験、c.可搬型積層緩衝構造の開発、を紹介頂いた。c.では木材複合板と EPS(発泡材)の積層緩衝構造が軽量で可搬性があり耐衝撃性に優れている結果が得られ、その緩衝機能の把握と設計法の確立を目指すことを話された。
- ・3.既設ロックシェッドの安全性照査法の確立に向けた検討では、既設のロックシェッドの設計は落石による衝撃力を静的荷重に置き換えて許容応力度方で設計しているため、終局限界状態を想定すると安全余裕度は 30 倍もが予想されることが述べられた。
- ・そこで安全性照査法を見直し維持管理コストを削減することを目標にして、実規模のロックシェッドの重錘落下衝撃実験が、寒地土木研究所、チューリッヒ工科大学(スイス)、室蘭工業大学、釧路工業高等専門学校、名古屋工業大学の共同プロジェクトで 2013 年に実施 (敷砂緩衝材) され、

設計の 30 倍のエネルギーを作用させても内空の安全は確保されていることを明らかにした。

- ・こうした成果を受け、新しい耐衝撃設計法 (落石対策便覧 H29.12 改訂版) では許容応力度法から性能照査型設計法に移行し、構造物の弾塑性挙動を把握し落石作用に対する要求性能を適切に照査して、過度な変形を許容しない範囲で設計する方針になった。
  - ・次の課題として変形を許容した合理的な安全性照査方法が求められ、ロックシェッド頂板を模擬した RC 梁の衝撃実験を行い、残留変位と伝達入力エネルギーの関係に直線的な比例関係があることがわかり、その勾配が静的耐力と関係づけられ、エネルギー基準による安全性照査法を提案することができた。
  - ・4.おわりにととしてのまとめでは、既設のロックシェッドの安全余裕度は極めて高いこと、性能照査設計法ではエネルギー吸収性能を考慮した照査法を提案する必要があること、それには RC 梁の静的耐力と伝達入力エネルギーから、残留変位を推定することが可能で、今後は残留変位に基づく損傷指標 (残留変位比、塑性率) と限界状態の関係を検討する必要があることを述べられた。
- \*意見交換では応力の伝達問題を始め実験装置や解析作業の分担など多岐にわたる意見や話題が話された。時間の関係もあり第 1 部を終了し、休憩をとった。

##### (2) 第 2 部 話題提供と新年度の活動案等；

1. スイスでのロックシェッドの信頼性設計法確立のための取り組み
  - ・第 1 部の話題の延長的な設計分野の話題として栗橋講師からスイスの状況を紹介頂いた。信頼性設計の特徴である災害の発生確率と構造物の破壊確率について、スイスでは落石の規模に応じた発生確率が、地方ごとの現場で経験などにより推定できている。それとロックシェッドの破壊確率を状況や管理水準に応じて設定すると、安全性の推定と各現場に対する補修の優先度や投資効果の比較が合理的に決められ、場所により応用されている。日本では安全率の習慣が長くあり、確率的な安全性の表現は受け入れられにくい状況がある。
2. 鉛直緩衝材実験の状況報告 (前回報告しておりここでは省略した。)
3. 特許の課題について
  - ・用途を限定することで出願は可能とのことから、シバタ工業にて出願に向けて書式や内容及び発明者のメンバーの構成について検討頂くことにした。
4. 新年度の活動案について
  - ・園田委員長より、来年度は鉛直免震構造の調査研究のテーマに沿う活動が纏められるように、緩衝材の応用ができる範囲を具体化し、まとまりのある成果を目指す方針が話された。また、新委員の派遣を阪神高速(株)の社長あてに文書で依頼したが、担当の技術部長名で断りの文書回答があったことが報告された。
  - ・中岡委員より鉛直免震構造に関連し 3 次元免震住宅の話題があり、石丸委員のスマホのネットの検索で、鉛直方向には 1Hz 相当を想定したハイパー エアー サスペンション (上下 5cm) を水平積層ゴム支承と組み合わせで用いている社宅の事例が 1 件あることが報告された。
5. 本学会支部への本年度の活動報告の概要
  - ・資料 4-3～4-5 により支部に提出する活動報告(草案)と予算差引簿(案)の要点を前原幹事が説明した。前年度の成果報告書を 80 部印刷(¥41,000)でき、今日 36 部(前の残り)とサビ版が 6 部)を持参した。これを各委員で分担して広報活動に使い、他に 50 部あり、次年度の活動で使う事にした。活動報告は方針が了承され、予算差引簿では残金を残さない工夫をする事になった。
6. 事例や情報の開拓と検証及び広報活動に関する話題と意見の交換
  - ・時間が押してきており、資料 4-6 および話題提供の参考資料 2 点については簡単に資料の紹介を前原幹事がした。資料 4-6 にあるような開発業者などへの接触は、本研究テーマの特徴から注意することが指摘された。
7. その他の話題または連絡事項、\*予定時間となり一端閉会とした。
  - ・場所を変えての集まりで、次年度初回の委員会は現場への適合分科会として、明石市魚住方面で 4 月下旬から 5 月上旬に開催することにした。

以上

土木学会関西支部  
都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会  
現場への適合分科会 議事録  
(平成 30 年度 第 1 回)

- ・日 時：2018 年 5 月 9 日(水) 13:15~17:15
- ・場 所：シバタ工業株式会社 本社・工場 力学第 2 会議室  
(明石市魚住町中尾 1058)
- ・出席者：(10 名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、酒造敏広\*、西本安志、  
石丸和宏、山下典彦\*、中岡健一、甲田啓太、前原 博、
- ・欠席者：(3 名) 鬼頭宏明、岡村哲也、佐藤知明、
- ・オブザーバー：(1 名) 宮本文穂先生 (山口大学名誉教授 [情報工学])  
(\*印は分科会から参加の委員) 【参加者合計 11 名】

- \*配布資料：(資料番号の C2 は昨年度からの通しの分科会開催番号とした。) (資料提供者)
- C2-1. 平成 30 年度第 1 回 現場への適合分科会 議事次第 (前原幹事)
- C2-2. (補足資料) 制振装置類の参考図柄 編集 2018.5.9 (同上)
- C2-3. 調査研究委員会の研究成果のまとめ方について(案) (園田委員長)
- C2-4. 下方向からの衝撃力を受ける RC 柱の波動場から  
振動場への移行状態に関する実験的研究 土木学会論文集, 2000.11 (中岡委員)

\*開会準備と工場見学

- ・開催案内後に 13:30~14:30 の予定で工場見学をする事になった。  
それまで資料配布の準備と交通費の処理をした。
- ・宮本先生がオブザーバーとして参加され、出席の各委員と個別に挨拶をされた。
- ・工場見学では、当工場は厳しい作業環境で使うゴム長靴と各種防眩材の製造を主にしており、見学した長靴製造の概略の工程は次の通りです。 1.入荷原料,検査—2.練り合わせ(調合)—3.ソート加工練  
(色分け 2 分練)—4.材料別-型抜き—5.張り合わせ—6.加熱-圧力窯(架橋反応)—7.脱型—8.製品検査。
- ・また、タグボート用の大型湾曲防眩材の制作の説明を、完成品に近い製品の近くでして戴いた。

\*議 事

1. 緩衝材の特許に関する話題：
  - ・緩衝効果を目的とした既存の特許案件の代表 2 例について西本委員から ppt で紹介した。  
一つはシバタ工業の緩衝材に関する基本特許 (平成 10 年 5 月 25 日付) で、材料とその力学特性およびストッパー的な緩衝効果(機構)に対して特許を得ている。
  - ・二つ目は日立鋼材(日立造船の関連会社)による特許 (同年 10 月 6 日付) で、ハニカム構造の金属製緩衝材やゴムと鋼材がネの一体的組合せ材による緩衝材を、柱下部に挿入して (ソケット型の設置構造図も有り) 鉛直方向の衝撃の影響を緩和する目的で特許がとられている。
  - ・既存の特許でかなりの範囲が抑えられている。それに触れない緩衝構造(第 1 緩衝材[積層ゴム]+第 2 緩衝材[スプリング])とか、新たな用途開拓について弁理士と共に特許の申請案を検討する。
  - ・スプリング+緩衝ゴム材の直列構造の図は資料 C2-2 の 3 頁右上の三次元防振装置-1 にあるので、その特許の内容を調べておく必要がある。
  - 緩衝構造の具体案については議題 3 とも関連するので、園田委員長から ppt により議題 3 を先に説明頂く事にした。
2. 調査研究委員会の報告書の纏め方に関する話題：
  - ・資料 C2-3 に関して、本委員会の実施計画書にかかっている目標の 3 項目 (1.緩衝材の実験、2.緩衝特性の解析、3.RC 橋脚と地中構造物の中間柱に対する緩衝接合構造の提案) と、H27-28 の共

- 同研究グループでの成果の概要および支承の損傷事例を ppt で説明頂いた。
- ・資料 C2-3 では緩衝対策と緩衝装置の具体案に関する部分を、他の特許案の図との関係から省いて編集しているが、ppt の説明ではイメージ図として一連の緩衝装置図の説明を頂いた。
- ・支承部に設ける間接緩衝対策の案が検討対象として注目された。
- 引き続き、議題 2 について石丸委員より口頭で簡単に説明を頂いた。

3. 緩衝材の衝撃実験の現状と残された課題：

- ・外部 (関電系の KRF) からの研究助成を得て、計画した一連の実験を行うことができ、実験結果の照査と整理を進めている。変形の計測に課題があるものの、結果の整理にはほぼ使えると考えている。それで、すぐに手当てがしている作業はない状況です。

4. 衝撃的入力が模型 RC 柱内で波動場から振動場に移行する実験の文献紹介：

- ・資料 C2-4 について、中岡委員より投影画面を利用して説明頂いた。上下にスタグがついた 3 体の RC 供試体(柱部φ300×L1000)について、1 体は載荷重量(1、5tf)と衝突速度(3、5m/s)を替えた 3 回の実験を、2 体は載荷重量一定(5tf)で衝突速度(5、7m/s)を替えて、下方から飛翔体を供試体の下スタグの取り付け台(金属製の盤、上昇 50mm 可能)に衝突さす実験である。
- ・供試体の特性値は、柱部(コック)の片道伝播時間約 0.3ms、固有周期は 11ms(5tf)に対し、1 波目の入力速度周期はいずれも約 2ms である(スグ上)。3 種類の衝突での入力速度の計測値の最大値は、96、173、305cm/s が衝突後 0.8~0.5ms で生じ、ひび割れは前者を除く供試体で発生した。
- ・歪みの計測から片道伝播時間約 0.3ms(コック)、約 0.2ms(鉄筋)は検証された。
- ・波動場と振動場についてはこの文献独自の定義を設けて説明してある。振動的(振動場)とは供試体柱部全長にわたる平均歪みが主体として励起する現象をいい、波動的(波動場)とは振動的応答が励起する以前又は振動的応答が卓越する以前の極めて短時間に供試体柱部内に現れる応力波の波動伝播によって生じる応答をいう、としている。
- ・その具体例を、固有周期 11ms(5tf)の 1/4≒3ms では振動応答が卓越するとの考えから、この間に波動の応力波は 5(3÷0.6=5)往復分が蓄積される時間で、それ以降は波動的の応答に較べて振動的の応答が卓越する領域と区分して考察をする。そしてコンクリートのひずみが 11ms で振り切れている例があるので 14ms までの履歴時間長の、入力速度、平均歪み、個別測点の歪みおよび、11、4ms 迄の 3 供試体の代表時刻での表面歪み分布の結果が示してある。
- ・実験結果で注目される事は、大きな衝撃速度にもかかわらず入力速度が最大の時点でコンクリートはひび割れず、振動現象により引張歪みが限界歪み(200μ)を超える時点で生じていること、個別の歪みの変化の履歴は平均歪みの変化と似ており、最大歪み(圧縮)は振動場で生じていることである。そのため振動現象に重点を置いた考察がされている。

5. 助成金の使途に関する相談：

- ・すぐに必要な案件はないので、外来講師の招聘に努める事になった。

6. その他、状況報告と連絡事項：

- ・講師依頼の打診状況では、清水建設の原田様は辞退され、その実験報告が議題の 4 になりました。防災科研の青井様に依頼の件は断られ、グループ 研究の報告書をお届けしました。梅田先生には 2 回に分けての基本了解が得られ、6 月 20 日で 1 回目は決まり、2 回目は 20 日の状況を見られてからになりました。オイレス工業(大阪営業所)と西澤先生(関西大学、建築保存学)と接渉中です。
- ・地震階級表の探索打診状況は、長崎大学と神戸大学の航海学関係者に英文の文献の所在を問い合わせたが、いずれも身近には思い当たらないとの回答がありました。小林英一先生(神戸大学名誉教授)は現在長崎におられ、津波の物理学(英文)の文献を送信頂きました。
- ・次回の会合案は、6 月 20 日の予定になります。会場の予約は鬼頭先生のお世話になります。
- ・今回参加頂いた宮本先生には次回から委員として参加頂く事になりました。

以上

## 情報交換会(第2回) 議事録

(平成30年度 通算第2回)

- ・日時：2018年6月20日(水) 13:00~17:10
  - ・場所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室  
(大阪駅前第2ビル6階、Tel. 06-6344-5425)
  - ・出席者：(8名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、宮本文徳、  
石丸和宏、山下典彦、岡村哲也、前原 博、
  - ・欠席者：(6名) 鬼頭宏明、酒造敏広、佐藤知明、中岡健一、西本安志、甲田啓太、
  - ・講師：(1名) 梅田康弘先生(京都大学名誉教授 [地震学]、産総研 客員研究員)
- 【参加者合計 9名】

*配布資料：(資料番号のJ2は昨年度からの通しの情報交換会番号とした。)	(資料提供者)
J2-1. 情報交換会(第2回)(平成30年度通算第2回)議事次第	(前原幹事)
J2-2. 南海トラフ巨大地震の観測研究の現状と予知	(梅田先生)
J2-3. 欧州滞在雑感	(宮本委員)
J2-4. 岩手-宮城内陸地震 一関市厳美町祭時の加速度の波形、震度3以上の観測点の加速度応答スペクトル	(櫻井委員)
J2-5. 6.18大阪府北部の地震 特殊な破壊事例(JR向日町駅の柱含む)	(前原幹事)
J2-6. (補足資料、熊本地震の事例より)抜粋-3 写真集等からの類似3例・・・	(同)
J2-7. 建築関係団体への広報活動の状況報告	(同)

\*開会準備(当日の議事次第の変更と事務処理)；

- ☆二日前の18日(AM7.58)に大阪府北部の地震(M6.1)が発生し、局地的に被害が生じた。委員の全員ではないが、講師の梅田先生を始め主な委員の方々に連絡がつき、大方の関係者の被害は軽微なことがわかったので、情報交換会は開催することにした。当日の議事次第については、意見交換の時にこの地震の話題を追加し、宮本先生の欧州滞在雑感は後日にお話して頂く事に変更した。
- ・出席予定の委員の内3名の方がご都合が悪くなり欠席された。
- ・当日の配布資料の準備と交通費・謝金等の事務処理を行った。

\*議 事

### 1. 第1部 梅田先生のご講演と意見交換；

#### 1.1 ご講演(演題；南海トラフ巨大地震の観測研究の現状と予知)

- ・講演はpptにより多数のスライドを以下の3章に分けて丁寧に説明され、まとめを述べられた。
- ・配布資料J2-2はその要旨と代表画面の抜粋です。

#### (1) 第1章；南海トラフ巨大地震とは

- ・東日本太平洋沖地震の後、全国的な地震観測網の観測体制が見直された中で、想定東海地震の予知情報はなくなり、昨年11月から南海トラフ地震に関する情報が発表されるようになった。
- ・南海トラフ巨大地震の発生モデルは、フィリピン海プレートがユーラシアプレートの下に潜り込む境界面の固着域が変位後に滑って跳ね返ることで、繰り返し起きてきた。巨大地震ではいくつかの大地震を起こす滑り面が連動して破壊すると考えられており、近年その領域が拡大された。
- ・GNSSによる観測網の整備が強化され、高感度・高精度観測点が展開されている。産総研の総合観測装置(600m、200m、30mの観測井の一組を装備する観測点)の例が紹介された。
- ・高精度の変位や歪の広範囲の観測結果から深部低周波微動・地震とスロースリップの現象が発見されて、この二つの現象は大地震の予兆に関係すると考えられ注目されている。
- ・地震の予知(短期)については、従来は岩石の破壊実験の結果から歪の限界値と時間的な変化を推定して、予測曲線を作成してきたが、実地震での歪の変化と規模に関して、東日本大震災以後に実地盤の特性やスケールの違いが疑問視され、現在は歪の時間変化の尺度(予測曲線)が

ない事態になっている。それに代わる物差し(変動曲線→予測曲線)が必要である。

#### (2) 第2章；観測研究の現状と成果

- ・プレート境界の固着域の深部より深い場所(遷移層)で深部低周波微動と短期スロースリップが起きており、その遷移層と固着域の間で長期スロースリップが起きている。大地震が発生する前には固着域の深部の先端付近でプレスリップが起きると考えられている。
- ・昭和南海地震(1946年)前後の検潮所の検潮記録から数年単位(長期)の地盤の変動曲線が得られ、それに地域的な特徴を反映した井戸水の枯渇証言から、枯渇のメカニズムが想定でき、地盤の隆起量が求められて、数日前からの時間的な(直前の)変動曲線を推定する事ができた。
- ・また、昭和南海地震前後の直前に滑った領域と地震で滑った領域の推定場所と深部低周波微動の分布場所を比較すると、大まかには特性が一致する配置(分布)図が示された。

#### (3) 第3章；地震予知に向けて

- ・プレスリップの前兆現象を検出する事が一つの目標になっている。この他に、昭和南海地震の前には海面変動も目撃(24か所)されていて、1854年安政南海地震の前にも井戸水の減少や海面変動が目撃されている。以上の研究成果を説明されて、次の3章分のまとめを述べられた。

#### ○ まとめ

##### 1.南海トラフ巨大地震とは

- ・プレートの跳ね返り、プレート運動が続く限り繰り返して起こる。・30年以内に起こる確率は70%。年と共に確率は増す。・想定東海地震と南海トラフ地震に対する現状の見解。

##### 2.観測研究の現状

- ・陸・海・宇宙から観測体制が整備されつつある。・変動がリアルタイムで把握 → 緊急地震速報。・低周波地震・微動やスロースリップが観測された。

##### 3.地震予知に向けて

- ・予測の物差し(予測曲線)が必要不可欠。・昭和南海地震の前の長期変動曲線を求めた。
- ・昭和南海地震の直前の変動を推定した。・1854年安政南海地震の前にも同様の前兆現象が起きていた。・しかしながら、次回同様のことが起きるとは限らず、予知は依然として困難。

##### 1.2 意見交換(小休憩をはさみ資料J2-4~6の話題も含めて意見の交換をした。)

- ・南海トラフ巨大地震の発生モデルの固着域が滑る時の剪断熱に関する額瀧先生の研究結果(特段の温度上昇は見られない)を櫻井先生が紹介された。また、川崎先生の状況を尋ねられた。
- ・資料J2-4の応答スペクトル図(周期0.05秒から図化、最大応答値5000cm/s<sup>2</sup>弱)を紹介された。
- ・今回の地震での特殊破壊例(J2-5)と、熊本地震(J2-6)でのRC柱とJR向日町駅の柱の破壊の類似性を前原幹事が紹介。煙突破壊事例での音(ト)は20Hz以上の存在の証との指摘あり。
- ・梅田先生の跳び石現象に関する研究時期と資料はOHP時代に行われた。2回目の公演について跳び石現象に関する話題等をお願いすると、準備に時間を要すが検討頂ける事になった。

### 2. 第2部 話題提供

#### (1) 欧州の滞在印象と研究環境に関する話題(資料J2-3は後日にお話し頂く事にし本日は省略)

#### (2) 報告書の纏め方に関する話題(その2)

- ・園田委員長からpptにより本調査研究委員会の活動経緯と目標および報告書のまとめ方の方針を説明頂き、補強積層ゴムの緩衝効果の応用例が地中構造物の中間柱になる案を紹介頂いた。

#### (3) 広報活動の状況報告

- ・資料J2-3により建築関係5団体(学会1、協会2、連合会2)の代表的な方々に知識と情報の共有化を目的に熊本地震と兵庫県南部地震を念頭に資料提供をしたことを前原幹事が報告。
- ・大阪府北部の地震の発生を踏まえ、近畿地区にも資料提供することになった。

#### (4) その他

- ・講演依頼の折衝状況；西澤先生(関西大)と山下先生(大産大)には基本了解済み(9月下旬以降)。
  - ・岸徳光先生は室蘭工業大学に特任教授として転勤されたことを報告。
  - ・次回の調査研究会は7月11日(水)、場所は学会関西支部の会議室、講師はオイレス工業さんの予定。
- 以上

土木学会関西支部  
都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会  
平成 30 年度第 1 回 調査研究委員会 議事録  
(本年度 通算第 3 回)

- ・日 時：2018 年 7 月 11 日(水) 13:00～17:15
- ・場 所：土木学会関西支部 会議室  
(船場センタービル 4 号館 409 号室, Tel. 06-6271-6686)
- ・出席者：(9 名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、中岡健一、西本安志、  
山下典彦、岡村哲也、甲田啓太、前原 博、
- ・欠席者：(5 名) 鬼頭宏明、酒造敏広、宮本文穂、石丸和宏、佐藤知明、
- ・講師：(3 名) オイレス工業 免制震事業部 宮崎部長、中津海氏、二木氏(大阪営業所)、  
【参加者合計 12 名】

- \*配布資料： (資料提供者)
- 1-1. 平成 30 年度第 1 回 調査研究委員会 議事次第 (前原幹事)
  - 1-2. OILES 会社案内 (二木氏)
  - 1-3. 土木学会関西支部 第一回 調査研究委員会 OILES 丸形 LRB 角型 LRB (同)
  - 1-4. オイレス工業 橋梁製品の紹介 (同)
  - 1-5. Ma2 破碎粘土層と地殻内大地震 日本応用地質学会関西支部 総会・研究発表会 一般講演 6 (前原幹事)
  - 1-6. 参考補足資料 地震時の水平ひび割れ事例(ログ護岸) (同)
  - 1-7. 極短周期直下型で震度 6 弱 NIKKEI CONSTRUCTION 2018.7.9 (櫻井委員)
  - ・ (補足資料 H30.7.11) 木構造に関する講習会資料 p55-56, H30.6.26 (前原幹事)
- \*提供プリント：3 種 (1.オイレス LRB・RB, 2.オイレス BM-S, 3.[建築用]免震・制震) (二木氏)

- \*開会準備；
- ・初めてこの会議室を借用するので早めに到着し、会場設定の作業と接続・投影のテストをした。
  - ・開催案内の話題提供に宮本先生の欧州滞在雑感を記載していたが、地震時の水平ひび割れの話題に変えた議事次第を作成した。多くの資料の提供を頂いたので、使用する資料の番号付けを行った。
  - ・講師と委員が相互の挨拶を行う間に、交通費の部分処理を行った(未処理分は次回処理する予定)。

\*議 事

1. 第 1 部 講演と意見交換：13:30～15:30

1.1 ご講演 (演題；制振装置および免震支承などに関する話題)

(1) 会社の概要と技術全般

- ・会社の概要として宮崎様から ppt (資料 1-2 参照) により、会社の展開状況、社名誕生の由来の自己潤滑軸受(油を必要としない→オイレス→オイレスベアリング)の開発、幅広い各種の産業との関係、特に自動車産業を始め建築や構造機器・免震制震機材への取り組みの説明を頂いた。
- ・さらに 3 次元免震の事例として、唯一の 3 次元免震装置の知幹館の例や床免震の例、および複数の付加質量・バネ・減衰装置による橋梁桁制振装置の紹介をして頂き、近年の大地震毎に装置と機能が進展している状況を説明頂いた。

(2) 建築製品情報

- ・建築関係 (資料 1-3 参照) について中津海様から、基本的な免震装置(丸形 LRB、角型 LRB)、その応用の平面滑り支承、部分免震化の球面すべり支承の挙動の特徴を動画で説明頂いた。
- ・さらに積層ゴムブッシュの浮き上がり挙動の他、制震壁やダンパーの単体を紹介頂き、それらを大型建築物 (中之島フェスタビルター、阿蘇医療センター等) や通天閣の中間部及び大観覧車の基部に適用された応用例を紹介頂いた。

(3) 橋梁製品情報

- ・橋梁関係 (資料 1-4 参照) について二木様から、会社の特製品・自己潤滑軸受(オイレスベアリング)の話や枕に、免震装置が 1975 年ニュージーランドで開発され、1987 年に販売ライセンス契約をし、1991 年に国内初の免震橋・宮川橋 (静岡県) が完成する歴史を紹介された。そして 1995 年の兵庫県南部地震が発生し、これを契機に免震装置が大注目される経過を説明された。
- ・橋梁への適用は免震支承の LRB を始め各種の反力分散用のダンパーや振動に対する動吸振器 MMD、及びケーブルダンパーについて紹介頂いた。

1.2 意見交換

- ・資料 1-2 に関し、「長周期パルス」の用語が使われている事に関し、その用語は矛盾した用語なので、私達は使わないようにしていることを指摘した。
  - ・資料 1-4 の配布資料には載せてないが、ppt では阪神高速の震災復旧時の弁天工区で鋼製の多径間立体構造区間の橋脚基部に LRB が施工された事例が紹介されており、意見交換の時に改めて話題になった。他にも紹介頂いた装置等についての質問に回答頂いた。
  - ・3 次元免震装置の建築物への適用について、事例の紹介を了解頂いたのはオイレス工業さんだけだった事のお礼を述べた。
- \*予定の時刻 15:30 になり講師の方々には退席された。

2. 第 2 部 話題提供：15:40～17:15

(1) 地震時の地盤の水平方向のひび割れに関する話題

- ・資料 1-5 と 1-6 について前原幹事が説明。
- ・資料 1-5 は中川要之助先生 ((公財)災害科学研究所 研究員、応用自然史研究室 室長、地質学) が地質学会関西支部の総会・研究発表会で発表された資料で、大阪群層の粘土層 Ma2 内に破碎された粘土層が存在することと地震の衝撃波の関係を考察されたものです。
- ・注目されるのは被害事例として示してあるコンクリートブロックの壁や擁壁法面の水平ひび割れの状況写真です。同様の事例が資料 1-6 の裏面にあり、ひび割れの長さが想像できます。

(2) 報告書の纏め方と大阪府北部の地震に関する話題 (配布資料は省略)

- ・園田委員長から ppt により話題の提供を頂いた。始めにこの度の地震の記録(OSK002)の始端部と主震動部の違いを部分拡大図で示され、破壊事例と証言を紹介された。また大阪方面の波形や江坂駅等の損傷例を紹介された。その中で防災科研の地震観測小屋の概要図も示された。
- ・報告書のまとめ方として、各種の事例と証言等を収集整理して、その後に実験概要と緩衝対策の案を例示して、それらに関しモデル計算をし、緩衝効果を検討する事の大枠の案を話された。
- ・関連する話として櫻井委員から、資料 1-7 の見出しの表現に短周期と直下型地震を意味する用語が使われている事と、短周期の説明が本文内にあるので、我々の報告書にはこれらの用語を積極的に使っていくことを提案された。

(3) 講演依頼の折衝状況と広報活動について(前原幹事)

- ・講演依頼の状況は次回(7.25)の講師に室蘭工大に帰られた岸先生をお迎えする事になりました。
- ・広報活動の関連では 7 月 5 日に(公財)災害科学研究所に松井保理事長と同席された中川先生(既述)を、9 日に今井克彦先生 (同所研究員、(株)森林経済工学研究所 所長) を訪問してこちらの活動の概要を説明したことを報告。
- ・木構造に関する講習会資料(6.26)の柱の基部の固定方法の図を補足資料として追加配布した。
- ・これは、木の柱の固定端の図が園田先生の柱下端の緩衝対策案の図と似ており、木構造の柱に関しては規模が小さく簡単に緩衝材を挿入でき、効果が期待できそうな可能性を紹介した。

(4) その他

- ・次回の調査研究会は 7 月 25 日(水)、13:00～17:00。場所は大阪市立大学 情報交流センター 小セミナー室 (大阪駅前第 2 ビル 6 階)、講師は岸先生 (室蘭工業大学) の予定です。
- \*予定時間 17:00 を少し超えるので、終了前に支部の事務所の方に延長の了解を得た。

以上

土木学会関西支部  
都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会  
理論分科会(第2回)議事録  
(平成30年度 通算第4回)

- ・日時：2018年7月25日(水) 13:00~17:15
- ・場所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室  
(大阪駅前第2ビル6階、Tel. 06-6344-5425)
- ・出席者：(10名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、岡村哲也、西本安志、  
宮本文徳、石丸和宏、山下典彦、甲田啓太、前原 博、
- ・欠席者：(4名) 鬼頭宏明、酒造敏広、佐藤知明、中岡健一、
- ・講師：(1名) 岸徳光先生(室蘭工業大学大学院 特任教授 [衝撃工学])
- ・ワザンバー：(1名) 西野好生氏(シバタ工業 取締役技術部長)

【参加者合計12名】

- \*配布資料：(資料の記号はA理論,B実験,C現場への適合,J情報交換を踏襲) (資料提供者)
- A2-1. 理論分科会(第1回)議事次第(案) (前原幹事)
- A2-2. 衝撃的地震動に関する2, 3の話題 (岸 講師)
- A2-3. 欧州滞在雑感 (宮本委員)
- A2-4(1). 2018年06月18日 大阪府北部の地震による強震動の特徴 (園田委員長)
- A2-4(2). 防災科学技術研究所による地震計の記録と建物被害目安の関係の概要 (同上)
- A2-5. 地震観測施設の検討資料[一関西と東成瀬の例] (前原幹事)
- A2-6. 新型 K-NET: 強震動データリアルタイムシステムの構築  
日本地震工学会論文集 第7巻 第2号 (特集号) 2007. (園田委員長)
- A2-7. 地震計の記録波形に影響する幾つかの要素 (H22.4.23、北村泰寿) (櫻井委員)

\*開会準備

- ・会場の設備や機材の接続等の確認と配布資料の整理、及び講師と対象者の交通費等の処理をした。
- ・その間、遠来の講師・参加者・ワザンバーの方々は個別に挨拶を交わした。
- ・配布資料の数が多いので資料に番号を付けた後、園田委員長の挨拶を頂き議事に入った。  
(議事録では資料番号の記号を R→A に修正)

\*議 事

1. 第1部 講演と意見交換：13:30~15:30

1.1 ご講演(演題：衝撃的地震動に関する2, 3の話題)

- \*岸先生からpptにより資料A2-2の主な内容の次の2節に関し説明を頂き、(3)まとめを述べられた。
- (1) 三角形波入力時の縦波の波動伝播問題；
  - ・長方形のコンクリートの躯体(大)の上に小型の躯体(塊体)を付けたモデルに、下方から一山分の三角波を入射させて躯体内の波の伝播と振動の発生状況、躯体内の波動の伝播、増幅、振動の発生状況及び飛び跳ね現象について、基本的な特徴を調べるためにモデルの数値解析を行った。
  - ・塊体は躯体(大)に固定の場合と設置の場合、材質を木塊にした場合、三角形波は粒子速度が50kine(一定)にした振幅で、継続時間 To を変化させ躯体(大)の底部に入射させる。
  - ・モデルのサイズは躯体(大)では 2m×2m×2.5m(高さ)、塊体は 0.5m×0.5m×1m(高さ)で、自重は考慮してある。入射波の継続時間 To は 0.5ms、1.0ms、2.0ms の場合を代表的な場合として、着目測点の変位、速度、直応力を図示された。それらの主な結果は次の通りです。
- \*入力荷重の継続時間が反射波が到達する時間よりも短い場合には、孤立波として挙動する。
- \*継続時間が長い場合には、躯体からの反射波も重ね合わされ、躯体天端では初期に3倍程度、その後6倍程度まで増幅する。(配布資料の図示範囲内では4倍程度)
- \*継続時間が固有周期の1/2程度以上の場合には、固有振動状態が励起される。
- \*躯体(大)の上に塊体が設置されている場合、粒子速度が数カインでも、コンクリートの塊体は躯体(大)から離れ飛び跳ねる。飛び跳ねは入力波が塊体の天端に到達後に起きる。
- \*塊体への突き上げ応力作用時間は躯体(大)の天端の粒子速度が正になっている時間に対応する。

従って躯体(大)の基盤からの反射波が影響しない範囲では、入射波の継続時間に対応する。

- \*反射波が影響する場合には、正の粒子速度で入力中であっても、天端の粒子速度は零となり、塊体は飛び跳ねる現象を示す。
- (2) 衝撃的地震動入力時の RC 柱の弾塑性応答解析；
  - ・ロックシェッド(2ton-10m 落下の落石に対し設計)の RC 柱を利用した解析で、解析モデルは橋脚に似せ柱長を 10m にし、頭部に重い質量を考慮する。入力は低版基部に三角形波の強制変位入力 (①上方への入力、②60度傾斜して入力)、継続時間 To は 5MS, 10ms, 20ms を図示。入力波の粒子速度は 200kine(予備)、400kine、スターラップ間隔は 150mm、450mm の各2種類。
  - ・解析ではコンクリートには引張破壊を考慮した弾塑性モデル、鉄筋には塑性硬化を考慮したバイリニア型を適用した。その主な結果は次の通りです。
  - \*上下動入力に関して：①200kine 入力時に柱基部で圧壊の傾向がある。②400kine 入力時に基部と上部近傍の損傷が大きい。③スターラップ間隔が 15cm、To=10、20ms 時には上部が激しく圧壊。④スターラップ間隔が 45cm のつ倍には、15cm の場合より損傷が小さい。
  - \*斜め入力に関して：①継続時間が大きい(変位振幅が大きい)場合の損傷が著しい。②損傷は最初に柱上部で大きいのが、最終的には柱基部が大きく損傷する。全体が s 字状に変形。③スターラップ間隔の影響は小さい。\*両入力荷重を通して柱が著しく損傷するには、粒子速度が 400kine 程度で、継続時間が 10~20ms 時である。
- (3) まとめ：
  - 1.縦波の伝播問題：①比較的小さい粒子速度の突き上げによっても、物体は飛び跳ね現象を示す。②軽量の物体程飛び跳ね量が大きい。
  - 2.RC 橋脚の衝撃的地震動入力時の弾塑性挙動：①壊滅的に損傷するためには、粒子速度が 400kine 程度で、継続時間が 10~20ms 程度の入力が必要である。②今後、更なる詳細な検討が必要か？
- 1.2 意見交換：

・いくつかの質問とお答えがあった後、地下鉄大開駅の被災例の話が櫻井委員から出された。駅舎部の柱を破壊した波の強度が算定できれば、その波を列車がいた標準断面部に入射させれば、列車が飛び跳ねるか検討できる。もし飛び跳ねるなら大変注目される成果になる。それを影響力がある欧文雑誌に投稿したいとの提案が出された。(この話題は会の終了後進展しています。)

2. 第2部 話題提供：15:40~17:15

- (1) 欧州の滞在印象と研究環境に関する話題；
  - ・宮本委員から資料 A2-3 について、フィンランド(7ヵ月)とスイス(6ヵ月)の大学に滞在された経験の内、前者の Aalto 大学(旧ヘルシンキ工科大学)での体験と研究環境のお話をして頂いた。
- (2) 調査研究報告書の枠組みと大阪府北部の地震に関する話題；
  - ・園田委員長から、前段の話題は今回省き、後段の話題として資料 A2-4(1),(2)により防災科研の大地震被害の目安の図の説明(合成加速度・速度>800gal-100kineの範囲に対し、今回800gal-50kine)と、7.19被害調査速報会の状況では、鉛直震動への関心はなかった事が報告された。
- (3) 岩手・宮城内陸地震10年の記事(日経コンストラクション '18.7.9)に関連した話題；
  - ・櫻井委員から資料 A2-7 の内容を ppt で説明頂いた。発破による高周波(周期0.01秒程)の振動測定に関し、測定器(速度計の換振器2種)の設置状況を変えた状態で測定値を比較する実験の結果は、設置状況により記録波形の状態が大きく変わることが示された。
  - ・この結果は資料 A2-6 の文献の図 5 K-NET 観測施設に示されている地震計が設置されるコンクリート台だけの方式では、高周波の鉛直地震動の観測には不適切なことを示唆している。
  - ・前原幹事から資料 A2-5 により、地震観測施設の観測小屋の外観4例(K-Net 築館、一関西、一関東、kik-net 東成瀬)と、東成瀬では小屋のコンクリート台の下に隙間がある写真を紹介した。
- \*予定時間となったため、次の話題2件は前原幹事から提案と報告を簡単に行った。
- (4) 8月と9月の委員会の内容の検討と提案；
  - ・8月は上記(2)で頂いた報告書の枠組みに関する打合会を、9月には山下委員と調整して研究内容の紹介をして頂く会の企画をする。10月にはシバタ工業での分科会が可能になる模様です。
- (5) その他、広報活動の報告では、7.11の委員会以降、建築関係団体へのPR活動には取り組めていないことが報告された。以上

## 土木学会関西支部

都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会

### 情報交換会(第3回) 議事録

(平成30年度 通算第5回)

- ・日 時：2018年8月23日(木) 13:00～15:40
- ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室  
(大阪駅前第2ビル6階、Tel. 06-6344-5425)
- ・出席者：(6名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、宮本文徳、  
石丸和宏、前原 博、
- ・欠席者：(8名) 鬼頭宏明、酒造敏広、佐藤知明、中岡健一、西本安志、  
山下典彦、岡村哲也、甲田啓太、
- ・講師：(1名) 梅田康弘先生(京都大学名誉教授 [地震学]、産総研 客員研究員)

【参加者合計7名】

- \*配布資料：(資料番号のJ3は情報交換会の通し番号とし、J3-1は後から追補。) (資料提供者)
- J3-1. 情報交換会(第3回) 議事次第 (前原幹事)
  - J3-2. 地震動による跳び石 (梅田先生)
  - J3-3. 衝撃的で強力な鉛直波動による特徴的な損壊事例  
(熊本地震と大阪府北部の地震) (前原幹事)
  - J3-4. これからの耐震構造計画 一地震随伴事象と想定外への対応 (同)
  - J3-5. 補足 A 熊本地震での入射鉛直応力に関する一考察 (園田委員長)
  - J3-6(1). 地震・活断層とトンネル、大島洋志, 地震工学会誌, 2015.2, p8-13、 (櫻井委員)
  - J3-6(2). 第13章 地震・振動 ◎鉄道、特にトンネル被災の特徴、p322-323、 (同)

- \*開会準備(当日の議事次第の変更と事務処理)；
- ※ 台風20号の接近に伴い、正午には16時頃からJRの間引き運転が予告される状況になった。  
15時の台風情報により、会の進行を判断することにした。
  - ・出席予定の委員の内2名の方が欠席され、欠席予定の方1名は出席された。
  - ・当日の配布資料の準備と交通費・謝金等の事務処理を行った。

## \*議 事

### 1. 第1部 梅田先生のご講演と意見交換：

#### 1.1 ご講演(演題：地震動による跳び石)

- ・配布資料 J3-2 は講演の要旨と代表画面の抜粋で、講演は ppt により多数の事例等を以下の3章に分けて説明された。
- (1) 第1章；跳び石の例
  - ・跳び石研究の発端となった長野県西部地震(1984、M6.8)で、重力加速度を大きく超えて跳んだと推定される石が見つかった。その場所が山の尾根だったのと火山灰で覆われた地盤だったので、地形と地盤により重力加速度を超えた(最大で10g程度)と考えられた。
  - ・跳び石研究の背景として1970年代に、強震動の発生源を小領域の震源核とする考え方がありその小領域をブライトスポットと名付けた。その領域と跳び石が生じる範囲に関係があるのではとの仮説を想定した。
  - ・1990年のフィリピン地震(M7.8)では広い範囲(15km×10km)で石が跳んだが、石が跳んだ場所の平坦な丘の下は水田地帯で地表は改変されていた。後から跳び石の広がりや地震の規模の関係に気付いて、地震の大きさや跳び石の範囲の関係図を纏めた。
  - ・ランダース地震(カリフォルニア, 1992, M7.4)は平らな砂漠地帯で起こり、震源断層が分岐する限られた範囲で見つかり(5km 四方程)、跳び石現象が断層運動と密接に関係していることがわかった。
  - ・跳び石現象の事例写真では、跳び出し跡のソケットに乱れがない事例を多く紹介された。
  - ・石の呼び名とサイズ；巨礫(boulder) > 256mm > 大礫(cobble) > 64mm > 中礫(pebble) > 4mm。

## 第2章；地震動の推定

- ・石(boulder)の投げ飛ばし実験を人力や装置により行った結果、台の加速度が-1gの時石が跳ぶ。
- ・飛距離が0.4mの場合、台の最大加速度は-3.5gを得た。  
(以下は本講演用に特別に準備された内容)
- ・パルス波の幅(ΔT時間)の推定を試みた。地動をAexp(-at<sup>2</sup>)と仮定、地表加速度が-1gの時の地表速度を石の初速とし、飛距離0.4mでは、最大加速度-2.3g、パルス幅(ΔT)は0.5～0.6秒を得た。

### (2) 第3章；石を飛ばす地震の条件は？

- ・これまでにM7クラスの11の地震について調査し、その内、跳び石が6地震で確認された。
- ・跳び石現象が起こる地震は、地震規模がM7クラス以上、震源が浅く、断層や震度7の領域が地表に出現する、の条件に断層のタイプと破壊のメカニズムが関係する。
- ・その分布の特徴は、震源(破壊開始点)の近く、破壊域(地表では断層長さ)の1/5～1/10程度の領域、その一部では上下動が卓越する、等がある。一方、跳び石現象を伴わない地震もある。
- ・射出角を80°にした試算では、飛距離0.4mで最大加速度-2.55g、パルス幅(ΔT)は0.33秒を得た。跳び石現象からパルス幅(ΔT)を推定すると、この値が限度と思われる。

## 1.2 意見交換

- ・パルス幅(ΔT)を推定する地動の関数の形を変えると、もっと短い時間にもなるのでは。
- ・フィリピン地震で突き刺さった様な深い根入れの石が抜け出している事例は、中越地震での大根ジャンプの事例と似ている。
- ・M7クラス以上で跳び石現象が起きる事に対し、構造物を損壊さず波は大阪府北部の地震(M6.1)の被災事例(JR向日町駅のRC柱の被災)からM6クラスから生じると考えられる。
- ・

\*この他に高周波の波の発生に関して、いくつか意見があったが、15時を過ぎ、台風情報を確認すると、16時頃ら間引き運転が始まる予告通りなので15:30を目途に第1部を終了した。

\*第2部の話題提供以下の議題案は次回(9.26)に回す事にし、閉会して跡片付けをした(15:40)。

以上

- ・日 時：2018 年 9 月 26 日(水) 13:00～17:15
- ・場 所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室  
(大阪駅前第 2 ビル 6 階、Tel. 06-6344-5425)
- ・出席者：(6 名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、  
山下典彦、宮本文徳、前原 博、
- ・欠席者：(7 名) 鬼頭宏明、酒造敏博、石丸和宏、岡村哲也、  
中岡健一、西本安志、甲田啓太、 【参加者 6 名】

- A 配布資料： (資料提供者)
- 2-1. 平成 30 年度 第 2 回 調査研究委員会 議事次第 (案) [前原幹事]
  - 2-2-1. 慣性力及び地盤相互作用を考慮した上下方向の免震構造に関する一考察 [山下委員]
  - 2-2-2. ラグランジュ方程式による運動方程式の誘導 [同上]
  - 2-3. 新名誉会員紹介 (5 月 23 日,日本地震学会 本年度定時社員総会 報告) [前原幹事]
  - 2-4-1. 【取扱注意】見落とされてきた破壊的鉛直地震動の現象 [同上]
  - 2-4-2. RC 橋脚の突き上げ破壊の発生状況の検討 [同上]
  - 2-5-1. 朝日新聞 2018 年 9 月 13 日(朝刊) 科学、軽石層の危険性 露呈 [櫻井委員]
  - 2-5-2. 地形図 (震災分布,活断層分布,崩壊地,隆起線)・干渉画像記載図 [同上]
  - 2-5-3. 地すべり多発山地部の航空写真(国際航業) [同上]
  - 2-5-4. 本震の加速度応答スペクトルと設計地震動などの比較, (2016.7.11,日経コンスト.) [同上]
  - 2-6. 地震と人と時間と(その 2):後藤洋三、Docon Report,Vol.170,Jan.2005 [同上]
  - 2-7. 新幹線勾の直下型対策、Asahi Shimbun Weekly AERA 2014.11.8 [同上]
  - 2-8. 積層ゴム支承の破断 再び、(2016.7.11,日経コンスト. p46-49) [同上]

- B 前回の資料：
- J3-3. 衝撃的で強力な鉛直波動による特徴的な損壊事例  
(熊本地震と大阪府北部の地震) [前原幹事]
  - J3-4. これからの耐震構造計画 一地震随伴事象と想定外への対応一 [同上]
  - J3-5. 補足 A 熊本地震での入射鉛直応力に関する一考察 [園田委員長]
  - J3-6(1). 地震・活断層とトンネル、大島洋志、地震工学会誌、2015.2、p8-13、 [櫻井委員]
  - J3-6(2). 第 13 章 地震・振動 ◎鉄道、特にトンネル被災の特徴、p322-323、 [同上]

- C 紹介文献：(梅田先生からの跳び石関連の提供文献)
- U-1. 1984 年長野県西部地震の地変および大加速度域の調査 (昭 60.4)
  - U-2. 1984 年長野県西部地震による震央付近の大加速度 (1986)
  - U-3. High accelerations produced by the Western Nagano Prefecture, Japan, earthquake of 1984, Tectonophysics, 141 (1987) 335-343
  - U-4. The bright spot of an earthquake, Tectonophysics, 211 (1992) 13-22

- D 紹介資料：(石丸委員からの危機耐性関連の収集資料)
- K-1. 原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言、土木学会、平成 25 年 7 月
  - K-2. 原子力土木委員会での危機耐性への取り組み、土木学会平成 29 年度全国大会 研究討論会
  - K-3. 危機耐性の向上 一想定を超える巨大地震への対応一、室野剛隆：鉄道総研報告、2016.5
  - K-5. 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系 一試案構築に向けての考察一、土木学会論文集 A1.2016
  - K-6. 4.津波への原子力安全に関する最新活動報告、土木学会原子力土木委員会、松山昌史：ppt 資料

- ・議 事：
- ・参加者の予定変更や到着待ちと、配布資料が多く資料整理と事務処理に時間を取られた。
  - その間、櫻井委員より提出資料 2-5-1～3 の北海道胆振東部地震の被災状況が話題になった。

- \* 第 1 部 講演と意見交換；(13:40～15:05)
- 演 題：慣性力及び地盤変位相互作用を考慮した上下方向の免震構造に関する一考察
- ・講師の山下委員から ppt の投影により、資料 2-2-1、2-2-2 の内容を説明頂いた。

- ・基礎はスウェイ・ロッキングモデルで、地盤変位の相互作用を反映させ、柱部にパラメータ励振を考慮した運動方程式(資料 2-2-2 参照)を適用し、地震動による慣性力の作用を反映させる。
- ・構造物と自由地盤を一体化したモデルで、上下方向の免震構造の効果を慣性力と地盤の相互作用という観点から、その応答解析により応答スペクトル解析、ウェーブレット解析で評価する。
- ・5 層の構造体モデルを対象に試算例を図示され、解析用のツールができた事を説明された。
- ・この研究はレントオール奨学財団の助成を得られ、年度内にそれへの報告書を纏める。
- ・意見交換では免震構造の効果や特性の抽出等での異なる意見がだされ、時間を延長し 3 時を過ぎ休憩を取った。資料の補足複写の後番号付けをした。(ppt の印刷版は後日受領の予定)

\* 第 2 部 話題提供；(15:40～16:50) [ \* 印は前回の配布資料を使用]

- (1) 熊本地震での入射鉛直応力に関する一考察\*
  - ・園田委員長から投影画像で資料 J3-5 の内容を説明頂いた。益城町辻の城の地盤柱状図を基に、さらに下層に層厚 1000m の風化岩-安山岩の層を設け単純化したモデル地盤を設定した。
  - ・それに 1 次元弾性波動解析のパネマスモデルを適用して、KiK-net 益城の地表と地中(GL-255m)の観測記録(波形と応答スペクトル)の結果と似た表層部の増幅度が得られる基盤部の入射波の大きさ(速度)を推定する。資料 J3-5 には地中(GL-255m)で  $v_0=0.02\text{m/s}$  の時の、周期を変化させて地表と地中の加速度応答値と地中の鉛直応力応答値が示され、それらの増幅度合いから鉛直入射速度は  $v_0=0.02\sim 0.04\text{m/s}$  が推定できた。
  - ・配布資料にはないが、 $v_0=0.04\text{m/s}$  での単柱橋脚の応力度は  $\approx 84\text{kgf/cm}^2$  となり注目された。
  - ・RC 橋脚の突き上げ破壊の事例として資料 2-3-2 を前原幹事が紹介した。
- (2) 講演依頼の折衝及び広報活動の状況
  - ・梅田先生からの跳び石の文献紹介；前回の梅田先生の講演時の ppt 資料にある跳び石の写真は著作権の関係で使用しない事になり、その代わり既発表文献 4 編(U-1～4)を送付頂いた。
  - ・その 4 篇を急いで投影紹介し、日本地震学会の名誉会員になられた事を資料 2-3 で紹介した。
- (3) 地震学会秋季大会への投稿の話題\*
  - ・地震学会 2018 年秋季大会の特別セッション S24 (6.18 大阪府北部の地震)に資料 J3-3 の予稿を投稿し、そのポスターセッションに採択(S24-P11、10.9 展示)された。そこで材料学会の信頼性工学特集号を目指し投稿中の原稿を部分修正し、秋季大会会場での広報用に作成した物が資料 2-4-1 です。
- (4) これからの耐震構造計画 一地震随伴事象と想定外への対応一\*
  - ・石丸委員からの文献紹介；前回の資料 J3-4 に鉄道総研の室野氏が将来の新幹線の耐震構造計画の中で新概念の「危機耐性」を具体化する事例として自重補償機構を提案された事に関連して、石丸委員が収集した資料や文献 6 編(K-1～6)の内、室野氏の ppt 資料(K-4)を省き、前原幹事が投影により簡単に紹介した。
  - ・資料 K-1 での「危機耐性 (anti-catastrophe)」の新概念は、設計で想定した基準値を超える全ての事象を対象にしているが、他の資料の新概念を具体化する過程(「実装」段階)になると、津波が主対象になり、鉄道で水平地震動が対象にしてあるが、鉛直地震動の事象はどこにも触れられていない。
- (5) 新幹線列車の地震時脱線事故の事例に関する話題(資料 2 点)\*
  - ・櫻井委員から新幹線の脱線事故の前回の資料 J3-6(1),(2)の紹介に加え、資料 2-5-4 の応答スペクトル図では短周期部での設計スペクトルの値が低減してあるが、解析例では低減しない事と、資料 2-7 の「護輪軌条」が脱線対策には有効な事を説明された。
  - ・また、資料 2-6 に「衝撃的上下動の影響と騒ぐ人たちがいる」と書かれている事と、資料 2-8 の積層ゴム支承の破壊事例を紹介された。

\* 第 3 部 今後の作業の進め方；(16:50～17:15)

- (1) 報告書の纏め方の方針と年度後半から来年度の作業等の検討
  - ・梅田先生に前原幹事から跳び石について寄稿してもらいたいと依頼したことから、原稿の書式を尋ねられていたが、報告書の目的と合わない事と委員でない事から寄稿は取りやめにする。
  - ・報告書の主な筋立てと主要な事柄について別途園田委員長に素案を纏めて戴く事にした。
- (2) その他
  - ・終了の予定時刻を過ぎていたので、一旦終了することにした。
  - ・報告書の纏め方の方針に関して、入口部の待合椅子の所で園田委員長と櫻井委員とで意見をしばらく交わされた。
  - ・次回の予定は、実験の終了状況を石丸委員に確認して、園田委員長と調整する。 以上

土木学会関西支部

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会 実験分科会(第2回) 議事録 (平成30年度 通算第7回)

- ・日時：2018年11月12日(月) 13:15～16:50
  - ・場所：シバタ工業株式会社 本社・工場 力学第2会議室および実験場(明石市魚住町)  
(明石市魚住町中尾1058)
  - ・出席者：(9名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、石丸和宏、西本安志、  
山下典彦、中岡健一、岡村哲也、前原 博、
  - ・欠席者：(4名) 鬼頭宏明、宮本文穂、酒造敏広、甲田啓太、
- 【参加者合計9名】

### \*配布資料：

- (資料番号の記号、無-本委員会、A 理論、B 実験、C 現場への適合、J 情報交換。) (資料提供者)
- B2-1. 議事次第 実験分科会(第2回) (平成30年度通算第7回) (前原幹事)
  - B2-2. 平成30年度上期の活動報告と年間経費の見直し (同上)
  - B2-3. 予算差引簿 期間 2018/04/02～2018/09/30 (同上)
  - B2-4. 建築関係団体への広報活動の状況報告 (資料J2-7を利用) (同上)
  - B2-5. S24-P11 衝撃的で強力な鉛直波動による特徴的な損壊事例 (同上)
  - B2-6. 講習会(未定)開催の予算案 (同上)
  - B2-7. 成果報告書の纏め方について (資料C2-3より抜粋) (園田委員長)
- 補足資料-1. 単柱式(T型)橋脚の突き上げ力による損傷・破壊モードのモデル実験による検討 (同上)
- 補足資料-2. RC 橋脚の突き上げ破壊の発生状況の検討 (前回資料2-4-2に加筆) (前原幹事)

### \*開会の準備：

- 今日の実験は朝から作業をしており、作業の区切りが良い時に見学することにした。中岡委員から少し遅れて到着する連絡があった。その間、配布資料の概要を簡単に説明することにした。
- ・資料 B2-2～B2-6 は10月26日(締切日)の前に、事務局に提出した上期の活動報告、会計報告、活動参考資料の2点と次年度の講習会(未定)の予算案です。B2-7は報告書の纏め方の検討資料で、その他に、共同研究の報告書に漏れていた過去のモデル実験等の研究の纏めと RC 橋脚の破壊事例の二つを補足資料として付けている。
- ・資料 B2-2 の末部に年間経費の見直し(少し赤字)の記載がある事を報告、その後、実験場へ移動。

### \*実験の見学：

- 工場内の実験棟に行き、実施中の実験の見学をし、同時に概要の説明を石丸委員から受けた。
- ・実験名称：積層繊維補強ゴムの重錘落下衝撃実験、
- ・試験体：3種類(積層繊維補強ゴム (PRF)、ゴムだけの供試体(総ゴム)、緩衝材なし(直接))、
- ・実験要領：重錘の高さや重さを変え、同一エネルギーに対する緩衝材の衝撃緩衝効果を調べる。
- ・主な測定計器：ひずみ計(受台の支柱)、レーザー変位計(重錘の変位)、
- ・見学時の状況：緩衝材 (PRF) に重錘の高さ(5～15cm)を変えての落下実験の作業での計測状況と安全対策を見学。変位計測に若干課題を残しているが、計測はほぼ順調にできている模様。今回は第1段落(低エネルギー)の実験で、結果を検討して17、18日に第2段落(高エネルギー)の実験を予定。実験作業の性格上安全帽の着用が望まれる。

### \*議 事

- 実験関連の議事1(見学行程)～議事3(実験の考察)は上記の見学で終了し、会議室に戻り議事4～6

に関し以下の意見交換をした。

### 議事4. 調査研究委員会の報告書の纏め方に関する話題：

- ・資料 B2-7 により園田委員長が本委員会の実施計画書に記載している目的と活動計画の要点を説明し、補足資料-1の過去の研究経緯の要約を編集に入れ、橋脚での緩衝効果の解析結果と緩衝材の性能の実験結果を纏める事で、将来の研究の基礎になるように纏める案を説明した。
- ・櫻井委員から緩衝材の効果を主張できるように纏め、関心を持たれるようにする提案があった。
- ・報告書の纏め方は次年度の講習会の計画にも関連し、その在り方の意見を纏めると次の通りです。
  - \*意見①：成果報告書は見栄えの良い製本にして、関係先に広く送りたいので、その作成費を確保しておきたい。
  - \*意見②：当研究会のテーマでは少人数の参加者しか見込めず、参加費は徴収しないで報告会は支部の行事に合わせて行いたい。
  - \*意見③：助成金は委員会の活動費として年度内に使い切るようにし、報告書の作成費には当てないように(支部事務局の意見)。

- ・上記の意見①と③が整合しない事が話題の焦点になった。この点は次の議事の後半に関連する。

### 議事5. 上半期の活動報告と下半期の活動・計画案について：(この前半部の議事録は省略する)

- ・下半期の本日以降の活動計画は12月(原田先生)、1月(西村先生)、2月(吉岡先生)と、講師を迎えての委員会の他に11月と3月に打合せ会(岸先生)を見込んでいる。上期の支出状況から経費を見積ると、少し赤字の見込みです。
- ・上記の意見①の立場からすると、1月の委員会を省く案が提案された。
- ・成果報告書の印刷費用は総ページ数、カラー頁数、印刷部数に大きく依存するので、広報活動に使いやすい頁数として100頁以下を目途とし、園田委員長、石丸委員、西本委員、前原幹事の各原稿頁数を20頁以下と仮定して、印刷製本費(資料代)の予想概算額を調べる事になった。

### 議事6. その他、状況報告と連絡事項：

- ・補足資料-2は前原幹事から、RCの柱では引張と圧縮による破壊が連続して起きる場合があり、それを複合破壊と呼ぶ事も妥当ではと、説明に書き加えた事を紹介。(但し、行過ぎの感あり)
- \*終了予定時間が来たので議事は打ち切り終了とした。

以上

### 【翌日以降での追加事項】

※上記の意見①と③が整合しない事が話題の焦点なので、翌日改めて支部事務局の意見を確認した。支部担当者(町田さん)の説明の要点は下記の通りです。

1. 研究成果の報告書は、活動報告や会計報告と合わせて研究成果報告書を支部に提出するが、本格的な製本でなくてよい。
2. 学会の支部では市販本のように、代価を得て本を販売する行為はできない事になっており、講習会や報告会の資料代として作成した資料は、残部を資料代を得て販売することはできません。《公益財団法人の建前の厳格化?》
3. 過去の例からは、講習会(報告会)の資料の報告書の部分をCDにすれば安くできるので、CDを配られた例があります。
4. 支部の行事で学校を借りる時、主催者以外の有償の活動はできない条件で借りるので、有償の講習会等はしていない。
5. 参加者の見込みが少人数の場合なら、支部の会議室を使用する案もお勧めします。

※以上が支部の事務担当者の回答の要点です。それを踏まえて、

- ・1月下旬の西村先生をお迎えしての情報交換会5は実施の方向で調整することになります。
- ・その他の課題は時間があるので引き続き検討する。
- ・なお寄付行為と使途変更に関する制約事項に関し、後日事務局に問合せをしています。 以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会 情報交換会(第4回)議事録 (平成30年度 通算第8回)

- ・日時：平成30年12月12日(水) 13:00～17:20
- ・場所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室  
(大阪駅前第2ビル6階、Tel. 06-6344-5425)
- ・出席者：(7名) 園田恵一郎、野中泰二郎、宮本文徳、山下典彦、  
西本安志、前原 博、甲田啓太、
- ・欠席者：(6名) 櫻井春輔、鬼頭宏明、酒造敏広、中岡健一、石丸和宏、岡村哲也、
- ・講師：(1名) 原田隆典先生 ((株)地震工学研究開発センター 顧問、  
宮崎大学名誉教授[地震工学]) 【参加者合計 8名】

*配布資料：	(資料提供者)
J4-1. 情報交換会(第4回)議事次第	(前原幹事)
J4-2. 熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析 構造工學論文集 Vol.63A(2017年3月)土木学会	(原田先生)
J4-3. プレゼンテーション	(園田委員長)
J4-4. RC-T型柱の中間破壊橋脚の局地的存在と集束的存在	(前原幹事)
J4-5. 熊本及び益城町の訪問 報告書	( 同 )

- \*開会準備；
  - ・開催日の近くで予話題提供定の岡村委員の都合が悪くなり、急遽園田委員長から現状についての概要お話をさせて頂く事になった。本日の配布資料の準備と交通費・謝金等の事務処理を行った。

### \*議 事

#### 1. 第1部 原田先生のご講演と意見交換：

##### 1.1 ご講演 (演題：熊本地震の地震動と橋梁被害の再現

～震源断層近傍の鉛直地震動・断層変位・橋梁の応答挙動～)

- ・事前に送付頂いた資料 J4-2 の内容に、自己紹介や追加資料を加えた PPT (表題：地震動の上下成分と橋梁被害) を用いて講演をして頂いた。当委員会のテーマに鑑み本論に入る前に、宮城・岩手内陸地震で断層近傍では鉛直動が最大加速度の一関西での例や、欧米の鉛直動の扱いの状況に触れられ、建築分野では高層ビルの設計では建築基準法の枠を超えるので、個別に審査委員会が設けられるように、土木分野でも現行基準を超える事案に対しては、審査委員会的なものを設けて設計に対して許可を出す制度にする事を提案された。
- ・原田先生は、震源断層の破壊―地盤の応答―構造物の応答の物理現象を一貫して捉えての、構造物の応答挙動を予測する方法 (応用波動論) の開発を研究されてきた。その事例として熊本地震での依山大橋の被害事例を対象にして解析した以下の内容を説明された。
- ・まず、地震動の再現では、KiK-net 益城、K-NET 大津、気象庁西原村小森の地表加速度記録を基に、震源断層 (5 断層) を設定して断層パラメーターを余震分布図や防災科研の三次元地下構造モデル等を参考に調整した。積分による変位量の発散を防ぐため、永久変位が一定値に収まるように補正 (基線補正) して、再現波形を求め検証した。主要動付近の波形と変位波形は概ね良好に再現できた(160km 四方、30m 格子モデル、周波数 4Hz 迄、継続時間 160 秒)。
- ・橋梁がある地点では地表断層線が A2 橋台の場所で交差 (交叉角 S34° W) している。各橋台と橋脚で 3 成分の地震波形(橋軸方向 BX、直角 BY、鉛直 BZ)を求めると、その特徴は 1000gal を超える水平加速度、橋長 140m 間で約 1m の橋軸方向の相対変位差等が再現された。
- ・依山橋は 3 径間連続非合成鉸桁橋で、非線形シェル要素、横桁・耐傾構にファイバー要素、橋脚にバネモデルを適用する他、支承や橋台上の桁端部のモデル化に工夫をした。各橋脚と橋台から入力する 3 次元の多点入力応答解析を行った。その結果、主桁の座屈位置は実際と少し異なるが断面変化位置で生じ、下横構の座屈はほぼ再現され、A2 橋台上の変位量は実際より少なめに算定された。

- ・注目の A2 橋台上のゴム支承の破壊は、止めボルト 4 本が (ゴムが大きく変形すると思われる) 最大加速度の作用時間(12.0 秒)より前の 10.78 秒で短時間に連続して軸力破断した。その時にはゴムのひずみは殆ど生じていない。破壊後の現象自体は被害状況と似ているが、ゴム自体は変形をしていない時にボルトが破断するという予想外の状況になった。ボルトが破断した理由は再現波形での鉛直加速度が大きい事が資料 J4-2 に書かれており、その点から地震動が持つ上下方向成分の影響に関心を持つ必要性を述べられた。(筆者の追記：資料 J4-2 の最大鉛直加速度-728.5gal は 10.7 秒後に生じているが下向きである。)

#### 1.2 意見交換

- ・地震動の再現は架橋地点が西原村の東方で主要動が 1 秒近くの波形に重点が置かれており、周波数 10Hz あたりは対象になっていない。震源断層の破壊から構造物の応答までを一貫して捉えての、20Hz 以上の高周波数の解析は計算容量的に膨大な量になる事が話題になった。

#### 2. 第2部 話題提供：

##### 2.1 プレゼンテーション(T型橋脚に緩衝材を応用する場合の話題と既存の模型衝撃実験の要約)

- ・園田委員長から当委員会の現状を原田先生に紹介頂く意味で、急遽プレゼンテーションをして頂くお願いした。PPT により鉛直地震波動による被害例 (ラケット型橋脚、武庫川橋梁、地中 RC 杭)、小型模型実験による現象再現実験、RC 橋脚の入射応力の応答及び緩衝作用の数値解析例について概要の説明を頂いた。(資料 J4-3 は事後の追加)

##### 2.2 RC-T型橋脚の柱の中間破壊の局地的存在と集束的存在

- ・資料 J4-4 により、通称柱段落とし部の中間破壊といわれる RC 柱の中間破壊事例の分布状況について前原幹事が説明した。阪神高速神戸線の場合 RC 柱の中間破壊は中央区の生田川以西で生じており、P374 から P506 までは分散した 4 カ所局地的に生じている。それとは対照的に長田区の湊川付近の P593 から須磨区の若宮出入口の手前 P665 の 2Km 余りの区間では集中的に生じている。しかし 3～5 本中間破壊橋脚が続くと、破壊していない柱がある。

##### 2.3 委員会の成果報告会と報告書の構成に関する検討

- ・執筆予定者の櫻井委員と石丸委員が欠席のため、17、18 日に衝撃実験が終了する予定である事を西本委員に知らせてもらって、委員会の成果報告会の実施案の基本的な下記の考え方のみを前原幹事から説明した。参加費は無料とし、当日の配布資料は委員で分担して作成する。別途広報用の印刷版を 100 部作成する。その費用は 7 万円以下にするため総ページ数は 80 頁以下とし、白黒印刷をしやすい図柄と記号に配慮し、一人 20 頁以下の原稿とする。会場費と送付費など経費を含め 10 万円を目途に成果報告会の実施案を作成する。

##### 2.4 熊本及び益城町の訪問の話題、その他

- ・資料 J4-5 により前原幹事が、第 4 回全国被災地語り部国際シンポジウムが熊本で 12 月 8 日から 10 日に行われる機会に、その主要行事に参加(8、9 日)する事と昨年来の関係先等を訪問した事を報告した。
- ・また、被災柱列式橋脚の橋がどの橋かを現地確認の結果、坂本氏(益城町教育委員会課長補佐)の案内で、旧国道 443 号の木山川・第 1 畑中橋である事を確認した。
- ・今回は 1 月 25 日(金)に西村卓也先生(京大防災研)をお招きして開催の予定です。

- \*なお、原田先生から下記の書籍等を贈呈頂きました。

1. 入門・弾性波動理論：原田隆典・本橋英樹、現代図書、2017 年 12 月、 2 冊
2. 震源断層から一貫して捉えた地盤・基礎・長大構造物系の応答評価とその予測法：平成 16 年度―平成 18 年度科学研究費補助金、研究代表者 原田隆典、平成 19 年 3 月、2 冊
3. 震源断層近傍における道路橋の応答特性と耐震性向上に関する研究：宮崎大学大学院博士学位論文、児玉喜秀、2014 年 3 月、 3 冊

また、14 日に論文：震源断層近傍の地震動上下成分・位相波特性の解析とそれに基づく上下成分波形の作成方法 (中村・原田・金井他、2012.3.16 受理) と関連の PPT 原稿を送信頂きました。

以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会 情報交換会(第5回) 議事録 (平成30年度 通算第9回)

- ・日時：平成31年1月25日(金) 13:00~17:15
- ・場所：大阪市立大学 文化交流センター 小セミナー室  
(大阪駅前第2ビル6階、Tel. 06-6344-5425)
- ・出席者：(8名) 園田恵一郎、櫻井春輔、野中泰二郎、宮本文徳、  
石丸和宏、岡村哲也、西本安志、前原 博、
- ・欠席者：(5名) 鬼頭宏明、酒造敏広、山下典彦、中岡健一、甲田啓太、
- ・講師：(1名) 西村卓也先生(京都大学防災研究所 准教授)

【参加者合計9名】

- \*配布資料：
- |   |         |
|---|---------|
| J5-1. 情報交換会(第5回) 議事次第                             | (資料提供者) |
| J5-2. GNSSデータに基づく西日本の地殻変動<br>～南海トラフ巨大地震と大阪府北部の地震～ | (前原幹事)  |
| J5-3. 平成30年12月版 道路橋支承便覧改定について                     | (西村先生)  |
| J5-4. (資料省略；実験結果の投影による紹介)                         | (岡村委員)  |
| J5-5. 報告書と講習会に関する打合せ会 議事録(報告会予算修正案)               | (石丸委員)  |
| J5-6. 当調査研究委員会一成果報告書(案)                           | (前原幹事)  |
| J5-7. 参考資料 震度7の分布-兵庫県南部地震(2018年に観測した陸域の浅い地震共)     | (園田委員長) |
|   | (前原幹事)  |

### \*議 事；

\*13時前から会場で開会準備と事務処理ができ、13:20に園田委員長から挨拶を戴き開会。

1. GNSSデータに基づく西日本の地殻変動、
  - ・資料 J5-2 の内容を ppt により西村先生からご講演頂いた。その講演の内容は自己紹介の後、1)南海トラフ巨大地震とは？、2)地震と測地学・地殻変動論の関係、3)地殻変動観測手法、4)測地観測から推定される南海トラフにおける歪み蓄積状況、5)ひずみ集中帯と内陸地震—2018 年大阪北部地震、6)西日本の内陸地震の活動期、7)おわりに、の項目に沿って説明頂いた。
  - ・項目 1)では、一般の地震は確率モデルから発生確率を推定しているが、南海巨大地震に対しては高知県室津港の地震時の隆起量の積算量と過去の地震の間隔から、次の地震の時期を 2034 年頃の発生と予想している(時間予測モデル)。
  - ・項目 2)、3)では、地震発生メカニズムや地殻変動の観測方法(GNSS)、海底での地殻変動観測等の変遷を説明され、3.11 以前の西日本の地殻変動状況(新潟神戸ひずみ集中帯)、海底地殻の不均一な固着域の分布状況を紹介された。
  - ・項目 4)、5)、6)がこの講演の中心課題で、ひずみ集中帯が生じる原因を下部地殻の非弾性変形の影響と、上部地殻を小ブロックに分けてブロック間の相対運動と弾性変形に分けて解析された。これによりひずみ集中帯とプレートの固着域の推定が、解析領域の端部を除き分布の推定精度を改善できた。「地震」を起こさない海洋プレートのスロースリップイベント(SSE)が深さ 30~40 km で見ついている事例、西日本のひずみ集中帯と浅い地震活動の発生分布にかなりの対応が見られることを紹介され、大阪府北部の地震の位置的な特徴にも触れられた。
  - ・そして内陸の地震活動がクーロンの破壊条件則( $\Delta CFF$ )を断層の応力変化のモデルに適用して一定の歪み速度の条件で、海溝型の地震で応力開放をした後に、内陸断層が応力を回復する場合の回復時間( $\Delta CFF$  は負)と、応力が増加する極大時間( $\Delta CFF$  は正)を、西日本の主要な断層で調べ

た。その結果殆どの主要活断層で回復時間が負で内陸地震が発生しにくい結果が得られた。

- ・これは海溝型地震サイクルの後半で内陸地震が生じやすい事を意味するが、近畿地方では逆断層の回復時間の短い物が多く分布しており、海溝型地震の前 50 年・後 10 年以外にも生じている事を説明された。以上の事柄を項目 7)のおわりに、GNSS 以前と地震予知に対する雑感として、GNSS 観測の有効性と重要性を述べられたが、最後に地震予知に関し現状では古い類を超えるものではないものがある事と、その弊害が拡散している事に注意を促された。
  - ・意見交換では地震発生に関し固着域の用語は使われたが、アスペリティの用語が使われなかった事を聞かれた。近年その概念がぼやけてきており、使わないようにしているとの回答でした。
  - ・資料 J5-7 で前原幹事が神戸と淡路島には震度 7 の分布に飛び地があったが、近年その飛び地の話しがほとんどない事と、昨年 1 年間に観測された浅い地震の分布図にも、日本海側の海岸線に沿う分布と、新潟神戸ひずみ集中帯付近及び歌山付近に分布が集中している状況を紹介した。
2. ゴム支承の基準改定に関する話題、
    - ・資料 J5-3 により岡村委員から平成 30 年 12 月版で道路橋の支承便覧が改定された要点を説明頂いた。その主な点は「許容応力度法」から「部分係教法」、 「限界状態設計法」が道路橋示方書の改定(平成 29 年 11 月版)に伴い改定された。照査すべき内容は変わらないが、「耐荷性能照査」、 「耐久性性能照査」に整理された。このことにより計算式類の様相は一変している。
    - ・さらに製品の納入検査では全数検査が原則となっている。
  3. 緩衝材の衝撃実験を終えての状況報告、
    - ・PC からの投影により石丸委員から本年度の実験の終了に当たり主な結果の状況を報告頂いた。実験の種類は材料が鋼材のみ、 ゴム単体、積層繊維補強ゴム(PRF)の 3 種類に対し、重錘(W 一定)落下高さ H を変えた実験とエネルギー (W×H) 一定の実験を行った。
    - ・概ね予想した結果が得られているが、鋼材のみの場合の衝撃力のグラフに山が二つ生じ、1 点での載荷はできなかった。また、変位量の計測精度に少しあまさが生じていた。衝撃力の吸収・緩和効果の評価にはその点を配慮して行う事になる
  4. 講習会の実施案について、
    - ・資料 J5-5 により前原幹事が 1 月 11 日に行った報告書と講習会に関する打合せに基づき、講習会を参加者数は 30 名以下を想定、参加費無料、当日資料は各自がウインド、会場は学会支部会議室、実施は 9 月以降の案と、報告書 30 部を広報・啓蒙活動用に別途委員が分担して作成する修正実施案を支部事務局に提出したことを説明し、その案に対し支部内の 21 日の審議により報告書 30 部の作成を、参加者の利便性を考慮して作成に直して、本部報告がされる事を説明した。
  5. 委員会報告書の構成案について。
    - ・資料 J5-6 により園田委員長から成果報告書の目次(案)について、当委員会の当初の実施計画の内容と関連付けて説明された。
    - ・報告書と当日資料の 2 種類の原稿を作成することは手間な指摘があったが、支承の破壊事例の扱いの課題や、実施と原稿の作成時期の違い等を考慮して分けて扱う方針が了解された。なお、閉会時間が迫り、詳細は引き続き検討することにした。
  6. その他；連絡事項、
    - ・次回の委員会・情報交換会(第6回)は2月18日(月)の午後、場所は学会支部会議室(船場センタービル4号館4階)を予定している事を幹事より報告。

以上

## 都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会 情報交換会(第6回) 議事録 (平成30年度 通算第10回)

- ・日時：平成31年2月18日(月) 13:00～17:15
- ・場所：土木学会関西支部 会議室（大阪市中央区船場センタービル4号館4階）
- ・出席者：(6名) 園田恵一郎、酒造敏広、山下典彦、宮本文穂、甲田啓太、前原 博、
- ・欠席者：(7名) 鬼頭宏明、櫻井春輔、野中泰二郎、石丸和宏、岡村哲也、西本安志、中岡健一、
- ・講師：(2名) 吉岡祥一先生（神戸大学都市安全研究センター 教授）、藤田和也氏（中井商工(株)工事部 部長代理）、
- ・オブザーバー：(2名) 土井啓次氏（同社取締役）、中平昌孝氏（同社技術課）、

【参加者合計10名】

*配布資料：	〈資料提供者〉
J6-1. 情報交換会(第6回) 議事次第	〈前原幹事〉
J6-2. 参考・一成果報告書一目次(案) [H31.1.25,情報交換会5, 資料J5-2]	〈園田委員長〉
J6-3. 積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能	〈石丸委員〉
J6-4. 書式のサンプル案	〈 〃 〉
J6-5. 石碑と護岸壁の飛び跳ね現象の検討	〈前原幹事〉
J6-6. 等価線形化手法によるP-Δ効果を考慮した1自由度系における動的応答に関する研究	〈甲田委員〉
J6-7. 2016年鳥取県中部地震の動的断層破壊モデルの構築	〈吉岡先生〉
J6-8. 会社概要・一般橋梁の桁端部周辺の課題	〈藤田講師〉
参考資料-1. 成果報告書の原稿印刷サンプル《回覧：全21頁》	〈園田委員長〉
〃 -2. パンフレット（橋の未来に挑む会社、中井商工(株)）	〈藤田講師〉

### \*議 事；

- \*本日は第1部と第2部の内容を入れ替えており、招聘講師の講演は第2部(15時より)に設定。13時前から会場が使用でき、準備と事務処理や欠席者待ちをし、連絡確認後13:40に開会。
- 1. 第1部 話題提供 (13:40～14:45)；
  - (1) 委員会報告書と講習会について
    - ・資料J6-2は前回(1月25日)使用した報告書の目次(案)で、前回石丸先生から投影説明頂いた実験の概要と主要な結果が資料J6-3で、報告書作成の書式案が資料J6-4です(前原幹事が説明代行)。なお、参考資料-1は書式案により書かれた園田委員長の原稿で書式のサンプルにと回覧した。
    - ・資料 J6-5 は益城町での飛び跳ね石碑と水路護岸に対し、水平初速度(Vox)を仮定し鉛直初速度(Voy)を試算した結果で、鉛直初速度は石碑で5～7m/s、護岸で $\approx 4\sim 5$ m/sの推定値が得られた。飛び出し角度は45°～60°の範囲を選んでおり、 $\approx 4$ m/s以上の大きな値は注目される。
  - (2) 助成金の使途見込み及び年度末の事務処理などについて。
    - ・3月29日に本年度の最終委員会を予定していますが、経理の仮締めと活動報告(概要)を3月上旬に事務局に提出することを、議事の進行上簡単に報告。(後日3月7日提出の連絡有)
  - (3) P-Δ効果を考慮の動的応答の話題
    - ・資料J6-6についてpptにより甲田委員から少し詳しく説明頂いた。性能照査設計に移行する現状での限界状態の照査(設計塑性率)で、1自由度系のモデルが採用される場合に、塑性変形状態にP-Δ効果を加味して、非線形な状態を等価な線形式に置き換えて扱う手法です。等価なバネ剛性と等価な粘性定数を導入する計算法です。応答計算結果ではRC橋脚では良好な結果が得られたが、鋼製橋脚では精度に幅が生じた。意見交換では鋼製橋脚に対する注意点が話題になった。

\*休憩時間(14:45～15:00)に中井商工の皆さんに着席頂いた。開催案内に当会場のビル番号が抜けており、吉岡先生の到着が少し遅れ順番を入れ替えて実施した(終了時刻を15分延長)。

### 2. 第2部 ご講演と意見交換 (15:00～17:15)

(1) 演題：橋梁付属物の設置現場から見た地震等への対策上の課題

- ・講師の藤田氏からpptにより、提供頂いた資料J6-8及び参考資料-2に関する会社概要を紹介後、橋梁付属物の設置状況と上下動対策の課題について説明された。通常の支承では移動制限装置にアップリフト止めが付いており、移動制限装置が壊れると揚力防止機能が働かない状況にあります。
- ・水平方向の変位制限装置の事例も紹介され、さらに鉛直方向の対策を考慮すると、構造が煩雑で難しくなるが、当委員会の課題は耐震補強構造の発想に一石を投じる機会になる事を指摘された。

(2) 演題：2016年鳥取県中部地震の動的断層破壊モデルの構築

- ・講師の吉岡先生からpptにより資料J6-7について説明頂いた。鳥取県中部地震(MJMA6.6, Mw6.2)の被害状況と地震の概要、地震に関する基本的な専門事項を説明頂いた後、本日の主題の断層の動的な破壊モデルの構築について下記の様なお話をされました。
  - ・このモデルの特徴は断層の破壊モデル(運動学的[kinematic]モデル)が破壊速度を仮定して成立している事に対し、動力学的[dynamic]な破壊力学を考慮している事にモデルの違いがある。断層面のある一部分に破壊を与えると、それが断層面上の応力場(断層の破壊パラメーターの分布)に依存して自然発生的に広がるので、非線形性は強いがより現実的な解析ができる特徴を持っています。
  - ・断層の動的破壊パラメーターは、破壊の摩擦構成則(すべり弱化則)が4つのパラメーターから成るもので、破壊強度( $\tau_p$ )、初期応力( $\tau_0$ )、残留応力( $\tau_r$ )、すべり弱化距離(D<sub>0</sub>)で表します。破壊過程に影響するのは応力降下量( $\tau_0 - \tau_r$ )で、パラメーターの絶対値ではない特性があります。
  - ・計算法を概観すると、まず運動学的インヴェージョン結果(すべり量分布)から断層の動的破壊パラメーターの空間分布を設定し、領域の境界線上で積分方程式(すべり速度とせん断応力の関係)を解き、応力降下量とすべり弱化距離の空間分布を求め(動的破壊シミュレーション)、理論モーメントマグニチュード(Mw)を計算し観測 Mwと比較して、最適な動的破壊パラメーターの分布を求めるものです。
  - ・動的破壊シミュレーションを鳥取県中部地震(Mw6.2)に適用した結果、振動波形を用いたインヴェージョン(運動学的)結果では最大すべり量1.39m(震源近傍)に対し、バリア部分(破壊始点近傍)の初期応力5MPa、破壊強度20MPa、すべり弱化距離0.15mの値(動力学的)が得られました。
  - ・上記の違いは、運動学的結果では時間解像度が低いため震源近くのすべり弱化距離の値を過大評価(大きな応力降下)し、周辺では応力が上昇(負の応力降下)しています。このような値は断層の動的破壊計算に用いるすべり弱化距離とは合わないので、(バリア部分周辺の)動的破壊パラメーターの分布を変え、最適な分布を求める事により得られたものです。
  - ・質疑応答では、地中での応力観測の事例の話題(東濃地震科学研究所の石井先生の観測)とか、4つの動的破壊パラメーターには時間的な要素が含まれてなく、破壊速度は媒体の性質により決まることなどが話題になった。
3. その他；連絡事項、
- \*次回の委員会は日程調整の結果、3月29日(金)、大阪梅田の文化交流センターで行う予定です。[追記：後日、経理処理の都合上場所を関西支部会議室に変更] 以上

都市直下地震での鉛直方向の免震構造に関する調査研究委員会  
平成30年度 第3回 調査研究委員会 議事録

(平成30年度 通算第11回)

- ・日 時：平成31年3月29日(金) 13:20~16:30、
- ・場 所：土木学会関西支部 会議室 Tel.06-6271-6686)
- ・参 加 者：(8名) 園田恵一郎, 石丸和宏, 西本安志, 前原 博,  
野中泰二郎, 宮本文穂, 岡村哲也, 中岡健一,
- ・欠 席 者：(5名) 櫻井春輔, 酒造敏廣, 鬼頭宏明, 山下典彦, 甲田啓太,
- ・特別参加：(1名) 岸 徳光 (室蘭工業大学 特任教授),

- ・配布資料 (資料提供者)
  - 3-1. 議事次第 第3回 調査研究委員会 [前原幹事]
  - 3-2. 議事録 報告書と講習会に関する打合せ会(魚住) H31.3.19 [前原幹事]
  - 3-3. 3.11 関西支部事務局提出の活動報告書 [ " ]
  - 3-4. チラシ (案) [ " ]
  - 3-5. 調査研究委員会—成果広告書— まえがき(案), 目次(案) [園田委員長]
  - 3-6. 兵庫県南部地震における地下鉄大開駅の倒壊等に関する数値解析的検討 [岸 先生]
- ・原稿状態の閲覧資料
  - 1. 直下地震での衝撃的上下動によるとみられる建造物の損傷・破壊事例(作成中) [前原幹事]
  - 2. 橋脚への突き上げ力による RC 柱の損傷モードのモデル実験による検討 [園田委員長]
  - 3. 兵庫県南部地震および熊本地震での鉛直動の考察 [ " ]
  - 4. 多層弾性地盤上の単柱式 (T 型) 橋脚への突き上げ力の特性 [ " ]
  - 5. パルス状の突き上げ力から高架橋橋脚柱部を守るための方策 [ " ]
  - 6. 重錘落下実験による積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能 [石丸委員]
  - 7. 同一エネルギーを与えた場合の積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能 [ " ]
- ・参考資料
  - 1) 平成29年5月27日版 成果報告書 [前原幹事]
  - 2) 積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能 (前回 2.18,資料 J6-5) < 投影説明 > [石丸委員]

\*議 事

- ・年度末の最終稼働日で、開会前に経理・関連資料処理をし、閉会時に清算・完了の準備をした。

(1) 本年度活動報告書・会計報告書提出の件

- ・資料 3-2~3-5 に関し前原幹事から、11 日に前もって事務局に提出し事前の照査を得ている事、および 19 日の打合せ会の件と今日の委員会での最終清算の見通しを説明した。
- ・19 日の打合せ会での講習会の話題構成、報告書の主要目次と頁数の目途が検討されたことを同資料で概要を説明した。
- ・その後事務局に問い合わせ、4 月の会合日程(22 日予定)の前迄に、成果報告書の概製[4.12 迄に石丸委員に word 原稿送付決定]とチラシの表面の確定が行事案内の事務上必要な事を報告した。

(2) 講習会と成果報告書について

- ・園田委員長より、講習会の話題にゴム支承の話題提供を BBM の岡村委員にお願いをした。
- ・各講演の題名と報告書の最終題名について、現在の原稿の状況を踏まえ調整する作業打合せ会を持つ事にした。2 章のモデル実験の所に関心を惹く様に波動と振動のモデルを組合す提案の話を追加する案の検討を宮本委員にお願いした。
- ・成果報告書の再重要題目の補強ゴム緩衝実験の概要を石丸委員から説明した(前回欠席者のため)。

(3) 新年度の活動の話題

- ・櫻井先生が入院されており、現在交信した状況を園田委員長と前原幹事が報告した。

(4) 大開駅中柱の破壊に関する数値解析の検討

- ・岸先生より数値解析に取り組んでおられる現状を説明頂いた。昨年の試算時には側壁も破壊していたのを、物性値の誤入力を訂正して改善し、中柱のみの状態に近づけた。
- ・資料 3-6 の内容を投影と動画で説明された。上載土より入力速度に依存することが分かった。
- ・さらに地中土層モデルを加えた結果を呈示頂き、現実味をおびてきた状況の説明を頂いた。以上