February 2015

大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のための E-ディフェンス加振実験 報告書

-大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および 耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験ー

Collapse Mechanism of Wide-area Suspended Ceiling System Based on

-Shake Table Experiments on Non-seismic Suspended Ceiling and Seismically Designed Suspended Ceiling-





防災科学技術研究所研究資料 第三九 ____ 号 大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のためのE デ フ I ンス加振実験 報告書 防災科学技術研究所

National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention Tennodai 3-1, Tsukuba, Ibaraki, 305-0006 Japan

第391号

防災科学技術研究所研究資料

Technical Note of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention: No.391

E-Defense Full-scale Shake Table Experiments

独立行政法人 防災科学技術研究所

National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan

防災科学技術研究所研究資料

第 321 号	平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクト 実大 6 層 RC 建物実験報告書(付録 CD-ROM)46pp.
	2008 年 3 月発行
第 322 号	地すべり地形分布図 第 37 集「福岡・中津」24 葉 (5 万分の 1). 2008 年 8 月発行
第 323 号	地すべり地形分布図 第 38 集「長崎・唐津」29 葉(5 万分の 1). 2008 年 9 月発行
第 324 号	地すべり地形分布図 第 39 集「鹿児島」24 葉(5 万分の 1).2008 年 11 月発行
第 325 号	地すべり地形分布図 第 40 集「一関・石巻」19 葉 (5 万分の 1).2009 年 2 月発行
第 326 号	新庄における気象と降積雪の観測(2007/08 年冬期) 33pp. 2008 年 12 月発行
第 327 号	防災科学技術研究所 45 年のあゆみ(付録 DVD) 224pp. 2009 年 3 月発行
第 328 号	地すべり地形分布図 第 41 集「盛岡」18 葉(5 万分の 1).2009 年 3 月発行
第 329 号	地すべり地形分布図 第 42 集「野辺地・八戸」24 葉(5 万分の 1). 2009 年 3 月発行
第 330 号	地域リスクとローカルガバナンスに関する調査報告 53pp. 2009 年 3 月発行
第 331 号	E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-1 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 -1970 年代に建設された基部曲げ破壊タイ
	プの RC 橋脚震動台実験 - (付録 DVD) 107pp. 2009 年 1 月発行
第 332 号	強震ネットワーク 強震データ Vol. 25(平成 20 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2009 年 3 月発行
第 333 号	強震ネットワーク 強震データ Vol. 26(平成 20 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2009 年 3 月発行
第 334 号	平成17年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ地盤基礎実験-震動台活用による構造物の耐震性向上研究-
	(付録 CD-ROM) 62pp. 2009 年 10 月発行
第 335 号	地すべり地形分布図 第 43 集「函館」14 葉(5 万分の 1).2009 年 12 月発行
第 336 号	全国地震動予測地図作成手法の検討(7 分冊 + CD-ROM 版).2009 年 11 月発行
第 337 号	強震動評価のための全国深部地盤構造モデル作成手法の検討(付録 DVD). 2009 年 12 月発行
第 338 号	地すべり地形分布図 第 44 集「室蘭・久遠」21 葉(5 万分の 1). 2010 年 3 月発行
第 339 号	地すべり地形分布図 第 45 集 「岩内」14 葉 (5 万分の 1). 2010 年 3 月発行
第 340 号	新庄における気象と降積雪の観測 (2008/09 年冬期) 33pp. 2010 年 3 月発行
第 341 号	強震ネットワーク 強震データ Vol. 27(平成 21 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2010 年 3 月発行
第 342 号	強震ネットワーク 強震データ Vol. 28(平成 21 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2010 年 3 月発行
第 343 号	阿寺断層系における深層ボーリング調査の概要と岩石物性試験結果(付録 CD-ROM) 15pp. 2010 年 3 月発行
第 344 号	地すべり地形分布図 第46 集「札幌・苫小牧」19 葉(5 万分の1). 2010 年7 月発行
第 345 号	地すべり地形分布図 第 47 集「夕張岳」16 葉 (5 万分の 1). 2010 年 8 月発行
第 346 号	長岡における積雪観測資料(31)(2006/07,2007/08,2008/09 冬期)47pp. 2010 年 9 月発行
第 347 号	地すべり地形分布図 第 48 集「羽幌・留萌」 17 葉 (5 万分の 1). 2010 年 11 月発行
第 348 号	平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別ブロジェクト実大 3 層 RC 建物実験報告書(付録 DVD) 68pp. 2010 年 8 月発行
第 349 号	防災科学技術研究所による深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果(足尾・新宮・牛伏寺)(付録 CD-ROM) 12pp.
	2010年8月発行
第 350 号	アジア防災科学技術情報基盤(DRH-Asta) コンテンツ集 266pp. 2010 年 12 月発行
第 351 号	新圧における気象と降積雪の観測(2009/10 年冬期) 31pp. 2010 年 12 月発行
第 352 号	平成18年度大都市大震災軽減化特別フロジェクトII木造建物実験 - 震動台沽用による構造物の耐震性同上研究 -
	(付録 CD-ROM)120pp. 2011 年 1 月発行
第 353 号	地形・地盤分類および常時微動のH/V スペクトル比を用いた地震動のスペクトル増幅率の推定 242pp.
	2011年1月発行
第 354 号	 地震動予測地図作成ツールの開発(付録 DVD) 155pp. 2011年5月発行 APTC にないたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいたいた
弗 355 号	ARTSにより計測した浅間山の火山内温度分布(2007年4月から2010年3月) 28pp. 2011年1月発行
弗 350 号	長岡における積雪観測資料(32)(2009/10 冬期) 23pp. 2011 年 2 月発行
弗 357 号	浅間山鬼押出火山観測井ゴア試料の岩相と簡序(付録 DVD) 32pp. 2011 年 2 月発行
弗 358 号	強震ネットリーク 強震テータ Vol. 29(平成 22 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
弗 359 号	· 強震ネットリーク 強震テーダ Vol. 30(平成 22 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
弗 300 号 ∽ 201 日	INFIDED INFIDED INFIDENT MADE TO A STREET THAT AND A STREET AND
弗 301 亏	孤口1L地下伸垣アークハームの構築へ地下伸疸アーグハーム構築リーキンググルーン報告書 子半成 23 年 3 月 2920m - 2011 年 2 日発
笜 269 口	200pp. 2011 平 3 月光1] 地才べり地形公本図 第 40 年「ய川」16 帝(5 玉公の 1) 9011 年 11 日発仁
- − − − − − − − − − − − − − − − − − − −	地サトワ地形力14因 舟 47 朱「旭川」10 朱 (0 月万の 1/, 2011 平 11 月光1] E 図 / わけ 2 待手細測 姿灯 (20) (2010/11 友 期) 20mp 2019 年 9 日登仁
ヵりの万	区画にすいつで慎当戰別具作(50/(4010/11 (2別) - 4300, 4014 牛 4 月九1)

防災科学技術研究所研究資料

第 364 号	新庄における気象と降積雪の観測(2010/11 年冬期)
第 365 号	地すべり地形分布図 第 50 集「名寄」 16 葉(5 万分の 1)
第 366 号	浅間山高峰火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 C
第 367 号	防災科学技術研究所による関東・東海地域におけるな
第 368 号	台風災害被害データの比較について(1951 年~ 2008 年
第 369 号	E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-5 橋脚) 震動破
	震性に関する震動台実験及びその解析 - (付録 DVD)
第 370 号	強震動評価のための千葉県・茨城県における浅部・浴
	3月発行
第 371 号	野島断層における深層掘削調査の概要と岩石物性試験
	12 月発行
第 372 号	長岡における積雪観測資料(34)(2011/12冬期) 31p
第 373 号	阿蘇山一の宮および白水火山観測井コア試料の岩相言
第 374 号	霧島山万膳および夷守台火山観測井コア試料の岩相言
第 375 号	新庄における気象と降積雪の観測(2011/12 年冬期)
第 376 号	地すべり地形分布図 第51 集「天塩・枝幸・稚内」20
第 377 号	地すべり地形分布図 第52 集「北見・紋別」 25 葉(5 万
第 378 号	地すべり地形分布図 第 53 集「帯広」 16 葉(5 万分の 1)
第 379 号	東日本大震災を踏まえた地震ハザード評価の改良に向
第 380 号	日本の火山ハザードマップ集 第2版(付録 DVD)
第 381 号	長岡における積雪観測資料(35)(2012/13 冬期) 30p
第 382 号	地すべり地形分布図 第54 集「浦河・広尾」 18 葉(5 万
第 383 号	地すべり地形分布図 第55 集「斜里・知床岬」 23 葉(5
第 384 号	地すべり地形分布図 第56 集「釧路・根室」 16 葉(5 万
第 385 号	東京都市圏における水害統計データの整備(付録 DVI
第 386 号	The AITCC User Guide -An Automatic Algorithm for
	2014年3月発行
第 387 号	新庄における気象と降積雪の観測(2012/13 年冬期)
第 388 号	地すべり地形分布図 第 57 集 「沖縄県域諸島」 25 葉 (5
第 389 号	長岡における積雪観測資料 (36) (2013/14 冬期) 22p

- 編集委	員会 -	防災
(委員長)	関口渉次	
(委 員) 平野洪賓 安達 聖 三好康夫	森川信之 佐藤栄児	編
(事務局) 鈴木比奈子 (編集・校正)	樋山信子	印

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention 2015

※防災科学技術研究所の刊行物については、ホームページ(http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/)をご覧下さい.

45pp. 2012 年 2 月発行). 2012年3月発行 CD-ROM) 30pp. 2012 年 2 月発行 水圧破砕井の孔井検層データ 29pp. 2012 年 3 月発行 年,都道府県別資料)(付録 CD-ROM)19pp. 2012 年 5 月発行 b壊実験研究報告書 - 実在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐 64pp. 2012 年 10 月発行 深部地盤統合モデルの検討(付録 CD-ROM) 410pp. 2013 年 験結果(平林・岩屋・甲山)(付録 CD-ROM) 27pp. 2012 年 pp. 2012 年 11 月発行 記載(付録 CD-ROM) 48pp. 2013 年 2 月発行 記載(付録 CD-ROM) 50pp. 2013 年 3 月発行 49pp. 2013 年 2 月発行 葉(5万分の1).2013年3月発行 万分の1). 2013年3月発行). 2013 年 3 月発行 向けた検討 349pp. 2012 年 12 月発行 186pp. 2013 年 7 月発行 pp. 2013 年 11 月発行 万分の1). 2014年2月発行 5万分の1). 2014年2月発行 万分の1). 2014年2月発行 D) 6pp. 2014 年 2 月発行 the Identification and Tracking of Convective Cells- 33pp.

47pp. 2014年2月発行 5万分の1). 2014年3月発行 pp. 2014 年 12 月発行 第 390 号 新庄における気象と降積雪の観測(2013/14 年冬期) 47pp. 2015 年 2 月発行

炎科学技術研究所研究資料 第 391 号

平成27年2月20日発行

集兼 独立行政法人 〒 305-0006 茨城県つくば市天王台3-1 電話 (029)863-7635 http://www.bosai.go.jp/

刷所朝日印刷株式会社 茨城県つくば市東2-11-15

大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のための E-ディフェンス加振実験 報告書

- 大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験-

佐々木智大^{*1}・青井 淳^{*2}・田川浩之^{*3}・梶原浩一^{*1}・荒井智一^{*4}・金井貴浩^{*5}・高岡昌史^{*6}・ 岩下裕樹^{*7}・吉澤睦博^{*8}・壁谷澤寿海^{*9}・清家 剛^{*10}・山田 哲^{*11}・福山 洋^{*12}・ 太田 勤^{*13}・江口 亨^{*14}・伊山 潤^{*15}・石原 直^{*12}・磯部大吾郎^{*16}

Collapse Mechanism of Wide-area Suspended Ceiling System Based on E-Defense Full-scale Shake Table Experiments

 Shake Table Experiments on Non-seismic Suspended Ceiling and Seismically Designed Suspended Ceiling –

Tomohiro SASAKI^{*1}, Atsushi AOI^{*2}, Hiroyuki TAGAWA^{*3}, Koichi KAJIWARA^{*1}, Tomokazu ARAI^{*4}, Takahiro KANAI^{*5}, Masashi TAKAOKA^{*6}, Yuki IWASHITA^{*7}, Mutsuhiro YOSHIZAWA^{*8}, Toshimi KABEYAZAWA^{*9}, Tsuyoshi SEIKE^{*10}, Satoshi YAMADA^{*11}, Hiroshi FUKUYAMA^{*12}, Tsutomu OTA^{*13}, Toru EGUCHI^{*14}, Jun IYAMA^{*15}, Tadashi ISHIHARA^{*12}, and Daigoro ISOBE^{*16}

^{*1} Dr. Eng., Experimental Research Department. National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan tomo_s@bosai.go.jp, kaji@bosai.go.jp *2 Research & Development Institute, Takenaka Corporation, Japan (formerly National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention) aoi.atsushi@takenaka.co.jp *3 Associate Professor, Department of Architecture, Mukogawa Women's University, Japan (formerly National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention) tagawa@mukogawa-u.ac.jp *4 Technical Institute, Kirii Construction Materials Co., Ltd., Japan tomokazu.arai@kirii.co.jp ^{*5} Technical Research Laboratory, Sanvo Industies, Ltd., Japan tak-kanai@sanyo-industries.co.jp ^{*6} Development Department, Okuju Corporation, Japan m.takaoka@okuju.co.jp ^{*7} Development Department, Yashio Kenzaikogyo Co., Ltd., Japan *v.iwashita@yasio.jp* ^{*8} Research & Development Institute, Takenaka Corporation, Japan voshizawa.mutsuhiro@takenaka.co.jp ^{*9} Professor, Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Japan kabe@eri.u-tokyo.ac.jp ^{*10} Associate Professor, Department of Socio-Cultural Environmental Studies, The University of Tokvo, Japan seike@k.u-tokvo.ac.jp ^{*11} Professor, Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Japan yamada.s.ad@m.titech.ac.jp

*12 Dr. Eng., Building Research Institute, Japan

fukuyama@kenken.go.jp, tishihar@kenken.go.jp

*13 Horie Engineering and Architectural Research Institute Co., Ltd., Japan

ohta@horieken.co.jp

^{*14} Associate Professor, Faculty of Urban Innovation, Yokohama National University, Japan

t.eguchi@ynu.ac.jp

*15 Associate Professor, Department of Architecture, The University of Tokyo, Japan

iyama@arch.t.u-tokyo.ac.jp

*¹⁶ Professor, Division of Engineering Mechanics and Energy, Faculty of Engineering, Information and Systems, University of Tsukuba, Japan

isobe@kz.tsukuba.ac.jp

Abstract

In the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, many suspended ceilings and other suspended equipment fell down due to the lack of their resistance to earthquakes. To mitigate severe damage to ceiling system caused by earthquakes, new seismic design code for suspended ceiling system was issued by the Ministry of Land, Infrastructure, Transportation and Tourism (MLIT). However, the mechanism why and how suspended ceiling system falls down by earthquakes has not yet clarified. In order to clarify the collapse mechanism, a series of full-scale shake-table experiments of wide-area ceiling system is conducted. This paper presents the collapse mechanism of wide-area suspended ceiling system based on E-Defense full-scale shake-table experiments.

Key words: Suspended ceiling, Seismic design, Gymnasium, Shake table experiment, E-Defense

*1 独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター *2 株式会社 竹中工務店 技術研究所(前防災科学技術研究所) *3 武庫川女子大学 建築学科(前 防災科学技術研究所) *4 株式会社 桐井製作所 技術研究所 *5 三洋工業株式会社 技術研究所 *6株式会社 オクジュー 開発営業グループ 開発営業室 *7 八潮建材工業株式会社 製品開発部 *8 株式会社 竹中工務店 技術研究所 *9 東京大学 地震研究所 *10 東京大学大学院 新領域創成科学研究科 社会文化環境学専攻 *11 東京工業大学 建築物理研究センター *12 独立行政法人 建築研究所 *13 株式会社 堀江建築工学研究所 *14 横浜国立大学 都市イノベーション研究院 *15 東京大学 工学系研究院 建築学専攻 *16 筑波大学 システム情報系 構造エネルギー工学域

目 次

1. はじめに	1
1.1 学校施設における大空間建築物の実験研究の推進の背景	1
1.2 過去の脱落被害事例	1
1.3 既往の研究	4
1.4 文教施設管理者に対するアンケート調査	6
1.5 研究計画	
1.6 研究推進体制	
1.7 参考文献	
2 安ト社画	
2. 天秋日回 2. 全秋日回	
2.1	
2.2 体育品码获体》構造成而 23 去分签玉廿の設計	
2.3 木对泉大开的設計 2.3 土封筆王廿の仕様	
2.3.1 木刃東入开の仕様 2.3.2 条部社同士の堅結陸度	
2.3.2 谷砂树内工の茶和独皮 2.4 H26 甘佐甘進に従って訊書した工サ(1.1C 研索工サ)の訊書	10
2.4 H20 投術基準に従うて設計した人升(I.IO 脳長人升)の設計	10
2.4.1 1.10 胴展大井の設計条件	19
2.4.2 1.10 長大井の設計 	
2.4.5 料約部例の設直里 2.4.4 タ朝社同士の駆然投産	
2.4.4 合部材向上の案結强度 2.4.5 ましゆ	
2.4.5 よこの 2.5 U26 社会甘進に分一て記録した工社(2.20 研究工社)の記録	
2.5 1.2.2 (2.5 副電工サの乳製瓶画	20
2.5.1 2.20 INI 展大井の設計概要····································	
2.5.2 部材任康と納まり	
2.5.5 谷部材の設計	
$2.5.4 \pm \mathcal{E} \otimes$	
2.6 ノエイルセーノ機能の設計	
2.7 加振計画	
2.8 計測計画	
2.9 参考文献	48
3. 構造躯体の応答	49
3.1 試験体の固有周期と減衰定数	49
3.2 構造躯体の全体挙動	50
3.2.1 全体変形角	50
3.2.2 全体変形角-層せん断力の関係	52
3.3 各部材の塑性化進行状況	57
3.3.1 山形ラーメン架構の曲げモーメント	57
3.3.2 柱脚部の塑性化	57
3.3.3 壁ブレース材の挙動	57
3.3.4 屋根ブレース材の挙動	59

3.4 屋木	↓ 面における最大加速度応答	61
4. 吊り天	井脱落被害の再現	66
4.1 未対	対策天井の損傷状況	66
4.1.1	K-NET 仙台波 25% 加振	66
4.1.2	K-NET 仙台波 50% 1 回目加振	67
4.1.3	K-NET 仙台波 50% 2 回目加振	68
4.1.4	接合部の損傷	69
4.2 未対	対策天井の応答	72
4.2.1	天井面の応答加速度	72
4.2.2	天井面最大加速度の分布とばらつき	73
5. 天井脱	落防止対策の有効性検証	76
5.1 H26	5 技術基準に従って設計した天井 (1.1G 耐震天井) の応答	76
5.1.1	天井面の応答および損傷状況	76
5.1.2	斜め部材に作用した荷重と設計余裕度	78
5.1.3	仕上げ材の脱落	82
5.1.4	まとめ・・・・・	83
5.2 H26	5 技術基準に従って設計した天井 (2.2G 耐震天井) の応答	84
5.2.1	天井面の応答および損傷状況	84
5.2.2	斜め部材に作用した荷重と設計余裕度	91
5.2.3	まとめ	92
5.3 ワー	イヤによるフェイルセーフ機能の有効性	93
5.3.1	脱落した天井のフェイルセーフによる捕捉状況	93
5.3.2	展開ロープへの作用力	94
5.3.3	実験後の各部材の残存強度	95
5.3.4	天井脱落によって生じる被害	96
5.3.5	まとめ	96
5.4 参孝	岑文献	96
6. 各天井	の脱落被害メカニズムの違い	97
6.1 損傷	「状況に応じた振動特性の変化	97
6.1.1	未対策天井	97
6.1.2	1.1G 耐震天井	97
6.1.3	2.2G 耐震天井	98
6.2 各列	天井の脱落被害メカニズム	98
6.2.1	未対策天井の脱落被害メカニズム	98
6.2.2	1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の脱落被害メカニズム	99
6.2.3	脱落被害メカニズムの比較	02
6.3 各支	F井の耐震性能の比較	02
6.4 まる	とめ	03
6.5 参孝	考文献	03

7. 吊り天井の安全点検と脱落防止対策における課題	·· 107
7.1 文教施設管理者による安全点検に関するアンケート調査	·· 107
7.1.1 アンケート調査の概要	·· 107
7.1.2 アンケート結果	· 108
7.1.3 まとめ	·· 110
7.2 震災後の安全点検におけるポイント	•• 111
7.3 H26 技術基準による脱落防止対策を施した天井の施工における課題	·· 115
7.3.1 調査方法	. 115
7.3.2 吊り天井施工の作業内容と手順	·· 115
7.3.3 各仕様による作業の課題と対策	· 118
7.3.4 各吊り天井の作業効率	119
7.4 H26 技術基準による脱落防止対策にかかるコスト	· 130
7.5 参考文献	131
8. 大井洛ト現象の冉現シミュレーション	132
8.1 解析モデル······	·· 132
8.1.1 部分大井モテル······	132
8.1.2 体育館仕様天井モデル······	132
8.1.3 天井付き体育館構造躯体モデル	132
8.2 解析条件	133
8.2.1 入力地震波	·· 133
8.2.2 脱落条件	133
8.3 解析結果	·· 133
8.4 解析条件の変更および解析モデルの改良	134
8.5 結言	·· 135
8.6 参考文献	135
9. まとめ	137
<謝辞 >	. 138
<関連発表論文>	139
要旨	140
<i>还什人</i> 排除我你会找你	1 4 1
徐竹A 建物試験体の構造特性 ····· ···· ···· ···· ···· ···· ···· ···· ···· ···· ···· ·· ·	• 141
添付 B 字校施設における大空間建築物の実験研究分科会 委員名簿	145
添付 C 字校 施設における大空間 建築物の実験 研究実験検討ワーキンググループ 委員名簿	146
添付 D カラー凶版	·· 147

【執筆担当】		
第1章	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
第2章		
2.1, 2.2, 2.3	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
2.4	三洋工業株式会社	金井貴浩
2.5	(株)桐井製作所	荒井智一
2.6, 2.7, 2.8	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
第3章		
3.1	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
3.2, 3.3, 3.4	武庫川女子大学	田川浩之(防災科学技術研究所 客員研究員)
第4章	八潮建材工業株式会社	岩下裕樹
第5章		
5.1	三洋工業株式会社	金井貴浩
5.2	(株)桐井製作所	荒井智一
5.3	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
第6章	(株)竹中工務店	青井淳(前 防災科学技術研究所)
第7章		
7.1	(株)竹中工務店	吉澤睦博(防災科学技術研究所 客員研究員)
7.2	(株)オクジュー	髙岡昌史
7.3	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
第8章	筑波大学	磯部大吾郎,山本卓也
	(独)防災科学技術研究所	山下拓三
	武庫川女子大学	田川浩之(防災科学技術研究所 客員研究員)
第9章	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大
添付 A	(株)竹中工務店	増田寬之,吉澤睦博,青井淳,前野敏元
監修	(独)防災科学技術研究所	佐々木智大

1. はじめに

1.1 学校施設における大空間建築物の実験研究の推進の背景

大地震発生時の避難拠点となる学校体育館などの 大規模建築物については、避難拠点として災害発生 後も使用可能であり,災害発生後の余震にも耐えう る施設であることが求められている.しかし、東日 本大震災では本震に加えて最大震度6弱以上の余震 が多数回発生し、学校体育館などでは柱脚の損傷や ブレース材(斜材)が破断するなどの構造部材の被害 および天井材等の非構造部材や照明等の設備機器の 落下被害等により、地震後の避難拠点としての機能 を満たさない事例が報告されている [1.1]. また, 天 井等脱落等については、学校体育館以外で発生した 被害も含めると、約2,000件発生したと報告されて おり、これにより死者5名、負傷者72名以上の人 的被害があったとされている [1.2]. このような被害 は人命保護の観点から,あってはならない事象であ り,最優先で対策されるべき課題であるといえる.

これらの天井脱落被害を受け,国土交通省では建築基準法施行令の改正 [1.3] と関連告示の制定 [1.4] を行い,技術基準 [1.5] が示され,平成26年4月1 日より施行されている(以下,この技術基準をH26 技術基準とする).H26技術基準では,「6m超の 高さにある水平投影面積200m²超,単位面積質量 2 kg/m²超の吊り天井で,人が日常利用する場所に 設置されているもの」を「脱落によって重大な危害を 生ずる恐れがある天井」(特定天井)とし,これらの 天井の脱落防止対策を義務づけることとした.

また,文部科学省では,「学校施設における非構 造部材の耐震対策の推進に関する調査研究」におい て「学校施設における天井等落下防止対策のための 手引き」の作成を行っている.平成25年5月時点で, 公立小中学校施設のうち,吊り天井を有する屋内運 動場当施設が6,554棟(全棟数34,438棟の19%)あ ることが判明しており,手引きなどを活用して学校 体育館などの天井等の総点検・対策を推進している.

これらの対策は、地震後の被災調査から推定され た破壊メカニズムや各所で実施されている天井要素 の実験の結果等を根拠としている.しかしながら、 天井要素のみを取り出した実験では脱落被害の再現 が難しく、そもそも天井がどう壊れ、どのように脱 落するのかがはいまだ明らかにされていないのが現 状であり,脱落被害メカニズムの解明が急務である.

天井に求められる機能としては、1) 天井裏を覆い 隠し、景観を良くする意匠性、2) 反響音などの吸収 や遮断のほか、音を適切に反射させ空間全体に音を 広げる音響性能、3) 建物躯体から伝わる外部の温 度を遮断する遮熱性などが主なものとしてあげられ る.建物が求める性能によっては、吊り天井構造以 外では代替が効かない場合も多く存在しており、こ れらを対象とした吊り天井の有効な耐震対策技術の 開発が求められている.

そこで,防災科学技術研究所では,「学校施設に おける大空間建築物の実験研究プロジェクト」を立 ち上げた.この実験研究プロジェクトでは,学校施 設の体育館をモデル化した大規模空間を有する試験 体の加振実験を実施し,大規模空間での地震被害の 発生を引き起こす構造体と非構造部材の応答特性を 明らかにすることで,被害軽減技術や対策の提案を 行うことを目的としている.

1.2 過去の脱落被害事例

2000年以前に発生した地震の被害調査では、たび たび吊り天井等の非構造部材の被害が発生してはい たものの、特に人的被害が指摘されることもなかっ たこともあり、柱、梁等の主体構造の被害に隠れて いた.そのため、2000年以前の耐震対策技術の開 発や関係機関からの行政指導、技術基準の整備等も 主体構造に主眼を置いて進められてきた.

吊り天井を含む非構造部材の被害が注目されるようになったのは、1970年代頃からである。1978年 伊豆大島近海地震では、ガラスの破損、照明器具等の落下、家具の転倒に加え、鉄骨造建物の仕上材が 主体構造の変形に追従できず、破壊・剥離落下する ものが多く見られた[1.6].また、いくつかの体育館 では大規模な天井の脱落被害が発生しており、深尾 は、これら体育館の天井落下はクリップ折り曲げ部 の伸び、爪の破壊、ビスの頭抜けにより発生したこ とを指摘するとともに、主体構造の上下方向の振動 が大きかった可能性を示唆している[1.7].

1995年兵庫県南部地震でも,甚大な構造躯体の 被害の影で,多くの非構造部材の被害が確認されて いる[1.8][1.9][1.10]. 兵庫県南部地震では,天井ボー ドの損傷は在来工法天井に多く,脱落はシステム天 井に多かったと報告されている.在来工法天井の被 害は, a)梁際および壁際における天井の衝突に伴う 破損, b) 柱形の欠き込み部における天井の変位の 拘束によるボードの損傷, c) 大面積の天井から通路 等の小面積の天井に連続する場所における応力集中 による天井の破損, 落下, d) 廻り縁の施されていな いものや回り縁とのクリアランスが少ないことによ り, 天井が躯体の挙動に追従できないことによる天 井ボードの破損, e) 天井付属物の外れが挙げられて いる. 一方,システム天井では,壁,柱際およびブレー スの取付を要する箇所の天井の破損脱落, T バーの 変形, 接合部の外れによるボードの破損落下, 照明 器具, ルーバー, 設備プレートなどの設備機器の破 損落下などが挙げられている.

2001年に発生した安芸灘を震源とする芸予地震に より,広島県や愛媛県では,音楽ホールや体育館な どの天井や内装材が落下する被害が発生した[1.11]. 地震発生時刻が施設利用者の少ない時間帯であった などの理由により,幸いにして重傷者は出なかった



(a) 水平な天井の被害(a) Damage of Flat Ceiling.



(c) 床面に落下した天井(クリップの外れ)(c) Damaged Ceiling Board with Light-weight Metal Frame.

が,この地震被害を受け,関係各機関で天井の耐震 対策研究が進められるようになった.

この地震以降,各地で発生した地震により天井等 の脱落被害が発生している.2003年十勝沖地震では, 空港ターミナルビルで天井材が落下した.中本らは 段差部分で剛性が急変したために局所的に荷重が作 用したことが落下の原因と推定している[1.12].

2005 年宮城県沖地震では、大空間を有するスポー ツ等施設において天井落下が報告されている [1.13]. この天井は、斜め振れ止めが不足しており、天井周 囲に設けられた 50 mm のクリアランス以上に天井 が振動し、壁などに衝突して落下した.

2011年に発生した東日本大震災では,広範囲の地域における多数の建物で脱落被害が発生した.写真 1.2.1 は東北地方太平洋沖地震とその後に発生した 余震により発生した天井脱落被害である[1.14].前述したように,東日本大震災では死者を含む人的被



- (b) 山形架構の屋根面に平行な天井
- (b) Damage of Slope Ceiling parallel to Gable Roof.



(d) ハンガーの開き(d) Opening of Hangers.

写真 1.2.1 東北地方太平洋沖地震における天井脱落被害 [1.14] **Photo 1.2.1** Damage of Ceiling due to Tohoku Earthquake [1.14].

害があったとされ,甚大な被害であった.

文部科学省によれば、東日本大震災における文教 施設の被害を分析した結果、体育館・武道場等を 含む屋内運動場等施設における天井等の震動被害 は、梁間のスパンが長い建物での被害が多いこと や、1981年の新耐震基準に従って施工・耐震補強さ れた建物であっても多くの被害を受けていること、 RC 架構の上に鉄骨置き屋根を載せた「R タイプ」の 構造での被害が多いことを明らかにしている [1.15]-[1.19].

地震による被害の他に,地震によらずに天井脱落 した事例も多く報告されている.水泳場の天井落下 被害としては,2005年11月に埼玉県内のスポーツ クラブの水泳場,2008年1月に豊田市内の水泳場, 2013年7月に富士市内の水泳場と横須賀市内の体 育館での被害が報告されている.いずれも特に前兆



- (a) 壁ブレースの座屈・破断
- (a) Buckling and Rupture of Vertical Braces.

は無く,ある日突然落下している.国土交通省では, 2013年7月に発生した2件の被害を受け,建設後 に地震を受けた建物に対して天井面のゆがみや垂れ 下がりがないかの点検の実施を促している[1.20].

以上のように,天井の脱落被害が大きな注目を集 めており,天井の脱落防止対策技術の開発が求めら れている.

学校体育館等の大規模空間を有する施設において 発生した主体構造の被害についても、ここでまとめ る.写真1.2.2は主体構造の主な被害を示したもの である[1.21].東北地方太平洋沖地震における主体 構造の被害としては、屋根ブレース、壁ブレースの 座屈・破断が報告されている.壁ブレースでは、い ずれも全体座屈または接合部周りの座屈から接合部 近傍での破断に至っており、接合部の保有耐力設計 が成されていない時代の建物に被害が集中してい



(b) 屋根ブレースの座屈(b) Buckling of Horizontal Braces.



- (c) 損傷した柱頭支承部
- (c) Damage at Column-Roof Connection.

写真 1.2.2 東北地方太平洋沖地震における主体構造の被害 [1.21] **Photo 1.2.2** Damage of Structural Members due to Tohoku Earthquake [1.21]. る.一方,屋根ブレース・屋根トラスの被害につい ては,剛床仮定の成立しない空間構造特有の地震応 答性状が色濃く反映されていると報告されている [1.22].

また, RC 架構に鉄骨置き屋根が載せられた構造 では,屋根と加工との接合部である支承部での被害 が多く見られた.2次設計または保有耐力確保のた めの支承部の検定または仕様規定が要求されてこな かったことも有り,1981年の新耐震基準で設計さ れた建物でも多く見られる.

1.3 既往の研究

天井の振動特性に関する最初期の研究としては, 渡部,寺村による天井下地の振動特性に関する分析 が挙げられる [1.23]. つり下げる部材の各種接合方 法の違いを適切な境界条件に置き換えて振動方程式 を解くことにより固有周期を算出し,求められた天 井の固有周期と建物周期との関係について考察を 行っている.

1978年伊豆大島近海地震に代表される, 1970年 代頃の地震による非構造部材の被害を契機として, 非構造部材の地震被害について注目されるようにな る. これらの被害を受け実施された天井を対象とし た実験研究としては、原、中山、相沢および上坂, 姫木、中本のシステム天井を対象とした振動実験が 挙げられる [1.24] [1.25]. この実験では、鉄骨フレー ムにラインタイプのシステム天井を設置し,鉄骨フ レームを振動台に接合し加振を行っている.この実 験では、加振振動数と振幅を変化させていきながら、 加速度を大きくし、実際に天井が脱落するまで加振 している.この実験により,壁周囲の天井板を支え るLバーは壁から切り離して設置することや、ブ レースが有効であることを確認するとともに、施工 による誤差によって生じる T バー間隔のずれが天井 板の脱落の有無に大きく影響していることを明らか にした.

実大建物内に設置された吊り天井を含む非構造部 材の耐震性能について研究した事例としては、広田 らの研究が挙げられる.この実験は、梅村らが実施 した実大鉄骨造建物の多自由度仮動的実験[1.26]に おいて実施された非構造部材の耐震実験の一環で、 広田らは4種のシステム天井と1種の在来工法天井 を組み込み、天井の耐震性能の検証を行っている [1.27]-[1.32].これらによると、1/125程度の層間変 位であれば,天井は変形追従性能があるが,これを 超えると損傷すること,天井にブレースを設けるこ とで天井の動きが拘束されるものの,天井周辺の壁 とのずれが大きくなり,壁際の落下防止が重要とな ること,パーティションの取り付けにより天井の動 きが拘束されることなどを明らかにしている.

以上のように、1970~80年代頃の研究により、 ブレースの有効性やブレースで拘束した天井におけ る、周囲の壁際の落下防止対策の重要性が指摘され てきている.しかしながら、まだ建物の構造的被害 低減のための技術開発に重きを置かれており、天井 などを含む非構造部材の耐震性に関しては二の次と なることが多かった.

2001年に発生した安芸灘を震源とする芸予地震の 被害を受け、国土交通省では、既往の研究で明らか とされた有効な耐震対策について,技術的助言 [1.33] としてまとめ、各都道府県に発出された.また、西 山らはより詳細な被害分析を行うとともに、天井 の振動特性把握のために振動実験を実施した [1.34] [1.35][1.36].西山らは、鉄骨フレームに天井を設置 し、鉄骨フレームに取り付けた動的アクチュエータ により、エルセントロ、八戸、神戸の各地震記録に よる屋根面の応答を入力する加振を行い、天井の固 有周期などの振動特性の把握と実験により明らかに なった応答倍率に基づくクリアランスの設定法に関 する考察を行っている.この成果は日本建築セン ターのガイドライン [1.37] に反映されている.

この芸予地震における被害と、これに対する国土 交通省からの技術的助言を契機として、天井の耐震 対策に関する研究が各研究機関、メーカーなどで盛 んに行われるようになった.

小林らは,在来工法天井およびシステム天井の一 部を取り出した試験体の静的加力実験により,天井 を構成する鋼製下地材の耐力を定量的に評価し,天 井の耐震性を検討している [1.38].また,水平力伝 達のためのブレースの座屈耐力評価による天井の水 平耐力式を提案し,それらの有効性についての検証 を行っている.

元結,佐藤は,ハンガー接合部の要素実験と数値 解析を分析することにより天井の野縁方向の水平剛 性の評価法を検討している [1.39]. これによれば, 野縁方向の剛性は,載荷方向によって異なっており, その傾向は吊りボルトの曲げ変形が小さいときほど 顕著であること、その原因はハンガー接合部にある こと、クリップは野縁受けの変形を完全に拘束でき ておらず、野縁受けの材長を1.22 倍として評価す る必要があること、野縁受けのねじれ剛性が吊り材 の水平剛性に与える影響が大きいことを明らかにし ている.また、水平剛性の評価法を提案するととも に、これの妥当性を天井ユニットの静的加力実験及 び自由振動実験により検証し、これが有効であるこ とを示している.

天井を構成する各種金具の耐力に関しても様々な 検討がある。例えば元結らは、クリップと野縁、野 縁受けを組み合わせた状態の載荷実験を行い、ク リップの鉛直方向、水平方向およびこれらの複合荷 重を受けた場合のクリップの脱落挙動を検討してい る [1.40][1.41][1.42]. これによると、鉛直方向載荷 では、背がけのクリップは腹掛けに比較して耐力が 大きいこと、野縁受けの板厚がクリップの耐力に影 響を受けるが野縁の板厚は影響が小さいことを明ら かにしている.また、水平方向載荷では、クリップ のかけ方で水平荷重への抵抗メカニズムが異なるた めに水平方向の剛性や耐力が異なることを明らかに している.

防災科学技術研究所でも、実大建物試験体の加振 実験において、建物試験体内に在来工法天井を施工 して一緒に加振実験を行い、天井脱落を再現してい る[1.43]-[1.46]. この成果は笠井、元結らが中心と なって取りまとめられている.また、実物大のオフィ ス空間を模擬した加振実験において、システム天井 を対象として、天井-建築設備-家具什器の相互干 渉を評価した実験も実施されている[1.47]-[1.50].

日米共同研究による実大免震建物の加振実験によ る免震構造の有効性検証実験においても、米国仕様 のシステム天井を設置し、その性能を検証している [1.51]. この実験では、強い鉛直動が吊り元に作用 したために固定されていない天井パネルがフレーム から外れ脱落している.

以上は,天井の脱落に至るメカニズムの解明と耐 カの評価を目指したものであるが,天井脱落が人体 に与える影響について,川口らは自動車衝突時の安 全性評価に使用される人体損傷指標を活用し,天井 材の落下実験による衝撃荷重から,天井材の危険性 評価手法を検討している [1.52]-[1.58]. これによれ ば,実験の結果から得られた最大衝撃荷重によれば, ケイ酸カルシウム板が脱落した場合,捨て張り天井 が2m以上の高さから脱落した場合が危険である ことを明らかにしている.ただし,自動車衝突時の 安全性評価に使用されている人体損傷指標によって は,安全との結果が得られる場合もあり,自動車衝 突時の安全評価に用いられる指標では評価が難しい 可能性も指摘しており,さらなる研究が求められて いる.

表 1.4.1 文教施設の耐震対策に関するアンケート Table 1.4.1 Questionnaire about Earthquake Resistant

Technique for Educational Facilities.

	学校施設の地震に対する防災・減災対策において, 重視される事項について(複数回答,優先順位付き)
Q1	 1) 校舎の耐震対策 2) 窓ガラス・電灯・天井などの脱落対策 3) ロッカー等の什器・設備機器類の転倒・衝突対策 4) 発災時の避難方法 5) その他
	地震を想定した防災・減災対策を進める上で関心の ある事項(複数回答,優先順位付き)
Q2	 対策コスト 工期 管理者・教職員等への防災教育 対策の具体的内容や効果 対策の必要性に関する根拠 その他
	耐震対策を優先して進めるべき場所 (複数回答,優先 順位付き)
Q3	 普通教室,2)特別教室,3)体育館, 4)体育館を除く屋内運動場等施設(武道場等), 5)講堂(小ホール),6)職員室,7)廊下,8)その他
	今後の防災研究に期待すること(複数回答,優先順位 付き)
Q4	 1) 建物構造の対策,2) 非構造部材の対策, 3) 設備機器類の対策,4) 避難計画の策定方法 5) 被災後の安全確認評価方法,6) その他
	「学校施設における天井等落下防止対策のための手 引」,「屋内運動場等の天井等落下防止対策事例集」, 「学校施設の非構造部材の耐震化ガイドブック」等の 学校施設管理者向け資料について(複数回答)
Q5	 内容が理解でき、すぐに活用できる 内容はわかるが、活用が難しい 内容・事例が充実している 内容が理解できない 追加の情報が欲しい その他
Q6	施設管理者・教職員等が対策を推進する際に,必要 とされる事項,資料(自由記述)
Q7	子供たち・地域の皆様に向けた防災教育を実施する に当たり、必要とされる事項、資料(自由記述)

1.4 文教施設管理者に対するアンケート調査

東京都内にある区市町村の施設担当者(技術職を 含む)の方々を対象とした『「学校施設の非構造部材 の耐震対策」に係る講習会』が東京都主催で平成26 年8月26日に開催され,約150名の施設担当の方々 が参加した.この講習会は、文教施設の耐震対策に 関する情報提供を行うことにより、今後の各区市町 村における計画の一助となることを目的として開催 されたものであり、防災科学技術研究所の研究員が 講師として参加した.この講習会では、耐震対策の ない既存の天井が大地震時に脱落する過程と、それ により引き起こされる被害を紹介するとともに、天 井を含む非構造部材の地震対策のポイントについて 講義を行った.この講習会の後に、今後の文教施設 を対象とした防災研究の参考とするため、参加され た方々を対象にアンケート調査を行った.本節では このアンケート結果について報告する.



図 1.4.1 Q1 防災・減災対策で重視する事項 Fig. 1.4.1 Q1 Priority of Disaster Mitigation Technique.





(1) アンケート調査の概要

アンケート調査に協力頂いた方(以下,参加者という)は、東京都内にある62区市町村のうち、『「学校施設の非構造部材の耐震対策」に係る講習会』に参加された方125人である.

表1.4.1 に文教施設の耐震対策に関するアンケートの内容を示す.本アンケートは、本章の吊り天井の脱落被害再現実験と次章の耐震余裕度検証実験の結果を含む、文教施設の耐震対策に関する講演を終えた後で記入いただいた.Q1~Q4の4つの設問では、複数の項目を優先順位付きで回答してもらっている.

(2) アンケート調査結果

結果の分析に当たり,優先順位付きでの回答を求 めた設問については,順位毎にポイントを決め,そ のポイントの合計を求める形で整理した.具体的に は,Q1では,第1位の順位を付けた回答には5ポ



図 1.4.2 Q2 防災・減災対策において関心のある事項 Fig. 1.4.2 Q2 Concern about Disaster Mitigation Technique.



図 1.4.4 Q4 今後の防災研究において期待すること Fig. 1.4.4 Q4 Expectation for Development of Disaster Mitigation Technique.



図 1.4.5 Q5 各種手引き等の活用に関する事項 Fig. 1.4.5 Q5 Serviceability of Manuals for Disaster Mitigation Technique

イント, それ以下の2位,3位,4位にはそれぞれ4, 3,2ポイントとした.Q2,Q3,Q4に対しても同様 にしている.ただし,回答の種類の数が設問毎に異 なるため,1位の順位を付けた回答に対するポイン トは,Q2で6,Q3で8,Q4で6とし,2位以下は 1ずつポイントが小さくなるようにしている.

図1.4.1 は、学校施設の地震に対する防災・減災 対策において、重視される事項についての回答をま とめたものである.ほとんどの回答者が校舎そのも のの耐震対策が最も重要であると答えているが、こ れとほぼ同じだけ注目されている事項として、窓ガ ラス・電灯・天井などの脱落対策が挙げられる.非 構造部材の脱落防止対策に強い関心が集まっている ことがわかる.

図 1.4.2 は、防災・減災対策において関心のある ことについての回答をまとめたものである.対策に 係るコストが最も関心が強い点については、特筆す べき点ではないが、これとほぼ同じく関心の強い事 項として、対策の具体的な内容や効果が上げられる. それなりのコストをかけることとなる耐震対策が本 当に有効なのかという点は工期よりも強い関心があ る.

図1.4.3 は耐震対策を進めるべき場所についての 回答をまとめたものである.9割を超える回答者が 普通教室と体育館が優先して耐震対策をすべき場所 として挙げており,その優先順位も高く設定してい る.特別教室については,使用頻度が落ちるため, 優先順位が下がるものの,7割を超える回答者が対 策が必要だと答えている.生徒が授業等で日常的に 過ごすこととなる場所の対策が最も重要視されてい る結果となった.施設管理者も生徒の生命を守るこ とを最も重視しており,中には回答用紙に「地震発 生時,生徒のいる場所を最優先.その次に避難経路, それを満たしたうえで,順次避難所になりえる箇所 の耐震化.地震時の生命が一番大事.体育館の耐震 化が間に合わず,危険が伴う場合は使用中止にする 決断も時に必要.」と追加での記述があったことも興 味深い.

図1.4.4 は、今後の防災研究において期待することに関する回答である.非構造部材の地震対策が、 今一番求められていることであり、最も強い期待が 寄せられていることが改めて明らかになった.

対策がほぼ完了している構造についても,まだ強い期待が寄せられており,特にコストについて意識した対策工法の開発が望まれている.

図1.4.5 は「学校施設における天井等落下防止対策 のための手引」,「屋内運動場等の天井等落下防止対 策事例集」,「学校施設の非構造部材の耐震化ガイド ブック」等の学校施設管理者向け資料についての回 答についてまとめたものである.これによれば,こ れらのガイドブックについては,内容の理解は容易 であるものの,実際の活用が難しいとの回答が多く ある.具体的な事例,詳細な対策の方法に関する情 報がもっと欲しいとの指摘もあり,より実践的な情 報が求められている.

Q6, Q7 では, 施設管理者・教職員等が対策を推 進する際に必要とされる事項・資料,子供たち・地 域の方々に向けた防災教育を実施するに当たり必要 とされる事項・資料として,何が必要かを自由記述 として,記入していただいた.以下のようなものが 挙げられる.

(施設管理者・教職員向け資料)

- 目視で損傷度合がわかるための判断基準となる 写真など(クラックや錆、ナットのゆるみなど)、 技術的な知識が無くても理解できるイラスト
- A4 一枚程度で回答に苦にならない程度のチェックリスト
- 危険な場所の把握,建物等の使用可否の確認方法

(子供達・地域の方々向け資料)

子供たちの被災時の頑張りは全ての大人に勇気
 を与え、地域のつながりも密となる、子供たち

も大人と同じ様に出来ることはある.という誇 りと自信につながる指導を.(安全の考え方にも)

- 吊り下がったものが、どのように動いて危険か を紹介した防災 DVD などを作成し、防災訓練の 補助教材にしてもらうなど、建物の動きをシミュ レーションし、落下物がどこまで散ってしまう かなど、安全に避難する方法を示した CG の資 料など、
- 防災訓練・体験者の講演会、自衛隊、消防署と協力して訓練させる。但し、あまり大きな地域としない!!
- 危機感を持てるような PR 資料
- •「釜石の奇跡」のような,自分の命は自分で守る 教育方針
- 「正常性バイアス」等を念頭に入れた、生きた防
 災対策
- 具体的な事象での訓練の実施
- (3) まとめ

本節では,文教施設管理者を対象とした,施設の 耐震対策およびこれらを対象とした防災研究に関す るアンケートを実施した結果について報告した.文 教施設の耐震対策に関する講習会の参加者からの回 答で有り,防災意識の高い方々からの回答であった が,現場からの今後の防災研究に期待することにつ いて意見を集めることができた.

回答の分析から,非構造部材の脱落防止対策について,強い関心があることがわかった.また,現状の手引き等の資料は,十分平易で理解できるが,現場では活用が難しい点が指摘された.現場では,より詳細で,具体的な事例が豊富にある資料が望まれていることが明らかとなった.本報告書では,この結果も踏まえたまとめを行う.

1.5 研究計画

表 1.5.1 および図 1.5.1 に本プロジェクトの研究 計画を示す. 平成 26 年 1 月に天井脱落被害再現実 験を,2月に H26 技術基準に基づく脱落防止対策を 施した天井の耐震余裕度検証実験を実施した.本実 験で使用する試験体の詳細は2章で述べるが,大規 模空間に設置された天井脱落被害の再現を目的とし て,E-ディフェンス震動台(15 m×20 m)を大き く超える平面寸法が 18.6 m×30 mの試験体を設計 した.文部科学省・国立教育政策研究所文教施設研

表 1.5.1 研究計画 Table 1.5.1 Research Plan.

実験時期	主体構造	天井
平成 26 年	純鉄骨造	耐震対策されて
1月27,28日	柱:鉄骨造	いない天井
平成 26 年	屋根:鉄骨	H26技術基準に
2月27,28日	山形架構	準拠した天井
	针,DC 选	H26 技 術 基 準 に
平成 28 年度	社:KC 垣 屋根:鉄骨	準拠した天井
(予定)		大地震に対応する
		高耐震天井



図 1.5.1 研究スケジュール Fig. 1.5.1 Research Schedule.

長 1.5.2	学校施設における屋内運動場等施設の
	構造種別

 Table 1.5.2
 Structural Types of School Gymnasium.

構造形式	1981	年~	~ 19	80年
S タイプ 純鉄骨造	56	14.1%	32	14.7%
RS タイプ 1 層目:RC 造 2 層目:鉄骨造 屋根:鉄骨造	114	28.6%	105	48.4%
R タイプ 柱 : RC 造 屋根:鉄骨造	228	57.3%	80	36.9%
合計	398		217	

究センターが実施した学校施設における屋内運動場 等施設に関する調査報告 [1.59] を整理すると、平均 的な屋内運動場当施設の平面寸法は約 25 m × 30 m であったため、実験を実施する上での制約なども考 慮した結果、この寸法に最も近い 18.6 m × 30 m と いう平面寸法を選択した. この平面寸法は、これま で実施してきたE-ディフェンス振動実験の試験体 の中でも最大の平面寸法を有している.純鉄骨造体 育館を最初の実験試験体として選定した理由は,鉄 骨構造は鉄筋コンクリート構造に比較して繰り返し 実験を行っても特性の変化が小さいことに加え,重 量が軽いために張り出した架台梁の振動が相対的に 小さく,試験体の応答に及ぼす影響が小さいと考え たことによる.

試験体には屋根面と同じ勾配を有する吊り天井を 設置する.天井の水平投影面積は約558 m² (= 30 m × 18.6 m),頂部での天井面の高さは約7.5 m であり, H26 技術基準によれば,この天井は特定天井である. 今回の実験では,実験期間中に天井の張り替えを行 い,2種類の天井の実験を実施した.1つは,国土 交通省による技術的助言等が出された平成13年よ りも前の考え方で設計・施工された,地震等の外力 による脱落防止対策が施されていない既存の天井を 模擬した天井(以下,未対策天井とする)であり,主 に落下被害メカニズムの解明に主眼を置いている. もう1つは,H26技術基準の仕様ルートに基づいて 設計された,脱落防止対策の施された天井(以下, 耐震天井とする)であり,耐震天井の耐震性と耐震 余裕度の検証を行う.

一方,平成28年度の実験では,鉄筋コンクリー ト柱の上に鉄骨山形架構を載せた鉄骨置屋根構造の 体育館(Rタイプ体育館)を模擬した試験体による実 験を計画している.表1.5.2は、文部科学省・国立 教育政策研究所文教施設研究センターが実施した学 校施設における屋内運動場等施設の構造種別につい ての調査結果 [1.15] のうち, 天井が施工されている 施設についてまとめた表である.表1.5.2 が示すと おり,近年はRタイプが多い傾向にあり,他の構造 形式よりもRタイプ体育館の方が天井被害報告も多 い [1.15] [1.19]. そのため、平成 25 年度の実験で得 られた S タイプ体育館の実験データも活用し、張り 出した梁の振動が試験体に悪影響を与えないよう R タイプ体育館の設計を行い、構造形式の違いによる 屋根面および天井面の応答の違いについても含め, 検証する予定である.

また,試験体内部に設置する天井は,H26技術基準に基づく脱落防止対策が施された天井と,H26技術基準で想定されている地震動以上の揺れにも対応する高耐震天井の2種類を計画している.構造形式

の違いによる天井応答の違いと高耐震天井の有効性 についての検討を行う予定である.

1.6 研究推進体制

防災科学技術研究所では、学校施設における大空 間建築物の実験研究を推進するために分科会を組織 し、国内の有識者による助言を頂いている.分科会 では、本実験研究の基本方針、進捗状況や国内外の 研究機関との連携、研究成果の利活用・普及、その 他研究の推進に関わる事項に関して審議、検討を行 う.また、分科会の下部組織として実験検討ワーキ ングを設置し、試験体の設計、計測計画、加振計画 等の実験実施に当たり検討が必要な事項について議 論する.

なお、本実験研究の立案と推進においては、文部 科学省地震・防災研究課防災科学技術推進室、施設 企画課防災推進室と連携を図り、助言、支援をいた だくとともに、国土交通省住宅局建築指導課からの 有用な情報と助言をいただいている.

1.7 参考文献

- [1.1] 山田哲,松本由香,伊山潤,五十子幸樹,吉 敷祥一,池永昌容,島田侑子,小山毅,見波進, 浅田勇人:東北地方太平洋沖地震等で被災し た鉄骨造文教施設の調査 - 調査の概要 -,日 本建築学会技術報告集,第18巻,第40号, pp.935-940,2012.
- [1.2] 国土交通省:「建築物における天井脱落対策 試案」に関するご意見募集について、国土 交通省報道発表資料, http://www.mlit.go.jp/ report/press/house05_hh_000332.html, 2012.
- [1.3] 建築基準法施行令の一部を改正する政令,平 成 25 年政令第 217 号.
- [1.4] 平成 25 年国土交通省告示第 771 号,特定天 井および特定天井の体力上安全な構造方法を 定める件.
- [1.5] 一般社団法人 建築性能基準推進協会:建築
 物における天井脱落対策に係る技術基準の解
 説, 2013.
- [1.6] 日本建築学会:1974年伊豆半島沖地震・
 1978年伊豆大島近海地震災害調査報告,
 1980.
- [1.7] 深尾精一:1978年伊豆大島近海地震による 体育館の天井落下について、日本建築学会 大会学術講演梗概集(北海道), pp. 541-542,

1978.

- [1.8] (株)竹中工務店:「阪神大震災(兵庫県南部地震)」調査報告-第3報-, 1995.
- [1.9] (株)竹中工務店:「阪神大震災(兵庫県南部地震)」調査報告-第4報-, 1995.
- [1.10] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・ 淡路大震災調査報告 建築編-5 非構造部 材 材料・施工,日本建築学会・地盤工学 会・土木学会・日本機械学会・日本地震学会, 2000.
- [1.11] 国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行 政法人建築研究所:2001年3月24日芸予地 震被害調査報告-体育館など大空間を構成す る建築物の天井落下-,2001.
- [1.12] 中本康,北川則昭,中野雅敏:釧路空港ター
 ミナルビル天井材落下に関する研究 その
 1:天井材落下被害状況,日本建築学会学術
 講演梗概集(北海道), pp. 883-884, 2004.
- [1.13] 国土交通省:スポパーク松森における天井落 下事故調査報告-大空間を有するスポーツ等 施設の天井落下-,2005.
- [1.14] 一般社団法人建築性能基準推進協会:地震被 害を踏まえた非構造部材の基準の整備に資す る検討,平成23年度建築基準整備促進事業, 国土交通省,http://www.mlit.go.jp/common/ 000208403.pdf,2012.
- [1.15] 文部科学省:学校施設における非構造部材の 耐震対策の推進に関する調査研究報告書-校 舎等における非構造部材の耐震対策の推進に ついて-,学校施設における非構造部材の耐 震対策の推進に関する調査研究協力者会議, 2014.
- [1.16] 山田哲,伊山潤,島田侑子,松本由香,長谷 川隆,清家剛,中野達也,吉敷祥一:東北地 方太平洋沖地震および余震による学校体育館 の構造被害,日本建築学会技術報告集,Vol. 20, No. 44, p. 133-138, 2014.
- [1.17] 清家剛,江口亨,熊谷亮平,佐藤考一,名取発, 脇山善夫,井上朝雄,山田哲,島田侑子:東 北地方太平洋沖地震および余震による学校施 設の校舎と体育館の非構造部材の震動被害, 日本建築学会技術報告集, Vol. 20, No. 44, p.405-410, 2014.

- [1.18] 山田哲,江口亨,松本由香,清家剛,伊山潤, 熊谷亮平,島田侑子:東北地方太平洋沖地震 および余震による学校体育館の構造特性と非 構造部材の震動被害,日本建築学会技術報告 集, Vol. 20, No. 46, p. 981-986, 2014.
- [1.19] 江口亨,清家剛,熊谷亮平,松本由香,伊山 潤,山田哲,椛山健二,楠浩一:東北地方太 平洋沖地震および余震による学校施設の校舎 における天井の震動被害,日本建築学会技術 報告集, Vol. 21, No.47, p. 55-59, 2015(掲 載準備中).
- [1.20] 国土交通省:屋内プール等の大規模空間を持つ建築物の吊り天井の脱落対策について(技術的助言),国住指第1852号,2013.
- [1.21] 国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行政法人建築研究所:平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震(東日本大震災)調査研究(速報),国総研資料第636号,建築研究資料第132号,2012.
- [1.22] 日本建築学会他:東日本大震災合同調査報告 建築編3 鉄骨造建築物 シェル・空間構 造,2014.
- [1.23] 渡部清治,寺村彰:天井下地の振動解析,日本建築学会関東支部第43回(47年度)学術研究発表会,pp. 149-152, 1972.
- [1.24] 原喬,中山康志,相沢覚:システム天井の耐
 震性の実験的検討,竹中技術研究所報,No.
 137, pp. 1-13, 1979.
- [1.25] 上坂旭,姫木茂之,中本孝徳:システム天井の耐震解析,松下電工技報,No. 19, pp. 67-75, 1979.
- [1.26] 梅村魁,加藤勉,渡部丹:日米共同大型耐 震実験研究(鉄骨造)1 鉄骨造実大6層建物 の耐震実験(その1.全体計画),日本建築学 会大会学術講演梗概集(北陸),pp.1173-1174, 1983.
- [1.27] 伊藤弘,西田和生,山内泰之,坂本功,岡田恒:
 日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)42 鉄
 骨造実大6層建物による非構造部材の耐震実
 験(その1.実験の概要),日本建築学会大会
 学術講演梗概集(東海), pp.797-798, 1985.
- [1.28] 西田和生,伊藤弘,山内泰之,坂本功,岡田 恒:日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)43

鉄骨造実大6層建物による非構造部材の耐 震実験(その2.実験結果の概要),日本建築 学会大会学術講演梗概集(東海), pp.799-800, 1985.

- [1.29] 広田敬治,阿部恵悦,児房良和,伊藤弘,西田和生,坂本功:日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)45 鉄骨造実大6層建物による非構造部材の耐震実験(その4.システム天井の実験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集(東海),pp.803-804, 1985.
- [1.30] 児房良和,佐藤宣夫,広田敬治,伊藤弘,西田和生,坂本功:日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)62 鉄骨造実大6層建物による非構造部材の耐震実験(その13.システム天井2),日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道),pp.323-324,1986.
- [1.31] 佐藤宣夫,広田敬治,児房良和,伊藤弘,西田和生,坂本功:日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)63 鉄骨造実大6層建物による非構造部材の耐震実験(その14.システム天井3),日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道),pp.325-326,1986.
- [1.32] 広田敬治,児房良和,佐藤宣夫,伊藤弘,西田和生,坂本功:日米共同大型耐震実験研究(鉄骨造)64 鉄骨造実大6層建物による非構造部材の耐震実験(その15.システム天井4),日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道),pp.327-328,1986.
- [1.33] 国土交通省: 芸予地震被害調査報告の送付 について(技術的助言),国住指第357号, 2001.
- [1.34] 西山功,伊藤弘,西田和生,梁一承:在来工 法天井およびシステム天井の動的加振実験 その1 実験結果,日本建築学会大会学術講 演梗概集(北陸),pp.847-848,2002.
- [1.35] 梁一承,西山功,伊藤弘,西田和生:在来工 法天井およびシステム天井の動的加振実験 その2 固有周期算定法の提案,日本建築学 会大会学術講演梗概集(北陸),pp. 849-850, 2002.
- [1.36] 西山功,伊藤弘,西田和生,梁一承:芸予地 震による体育館天井の落下被害の調査とその 対策,日本建築学会技術報告集,第16号,

pp. 367-372, 2002.

- [1.37] 日本建築センター:体育館等の天井の耐震設 計ガイドライン,2005.
- [1.38] 小林俊夫,由利隆行,荒井智一:鋼製天井下 地を用いた吊り天井の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集,第73巻,630号, pp. 1295-1302, 2008.
- [1.39] 元結正次郎,佐藤恭章:鋼製下地在来工法天井における野縁方向水平剛性評価法,日本建築学会構造系論文集,Vol. 79, No. 703, pp. 1395-1403, 2014.
- [1.40] 中本康,元結正次郎,吉川昇,中川祐介:鋼 製下地従来工法天井におけるクリップの力学 的特性に関する研究 その1:研究の背景お よび目的,日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp. 843-844, 2006.
- [1.41] Nguyen Thanh Sang,元結正次郎,中川祐介: 鋼製下地従来工法天井におけるクリップの力 学的特性に関する研究 その2:鉛直荷重を 受ける場合,日本建築学会大会学術講演梗概 集(関東), pp. 845-846, 2006.
- [1.42] 中川祐介,元結正次郎:鋼製下地従来工法天 井におけるクリップの力学的特性に関する研 究 その3:水平荷重および複合荷重を受け る場合,日本建築学会大会学術講演梗概集(関 東),pp.847-848,2006.
- [1.43] 越川智成,元結正次郎,水谷国男,佐藤恭章, 川西拓人,笠井和彦,引野剛:天井およびス プリンクラーに関する大規模振動台実験(E ーディフェンス鋼構造建物実験研究 その 70),日本建築学会大会学術講演梗概集(北 陸), pp. 829-830, 2010.
- [1.44] 清水雄一郎,元結正次郎,笠井和彦,水谷国 男,佐藤恭章,川西拓人,引野剛:鋼製下地 在来工法天井の剛性評価と応答予測に関する 検討(E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その71),日本建築学会大会学術講演梗 概集(北陸), pp. 831-832, 2010.
- [1.45] 川西拓人,元結正次郎,佐藤恭章,水谷国男, 笠井和彦,引野剛:安定状態における天井の 動的性状に関する検討(E-ディフェンス鋼 構造建物実験研究 その72),日本建築学 会大会学術講演梗概集(北陸), pp. 833-834,

2010.

- [1.46] 佐藤恭章,元結正次郎,川西拓人,水谷国男, 笠井和彦,引野剛:損傷を受けた天井および スプリンクラーの動的性状に関する検討(E ーディフェンス鋼構造建物実験研究 その 73),日本建築学会大会学術講演梗概集(北 陸), pp. 835-836, 2010.
- [1.47] 吉澤睦博,長江拓也,福山國夫,井上貴仁, 梶原浩一,斉藤大樹,北村春幸,福和伸夫, 中島正愛:地震時の室内被害による建物機 能損失に関する実験的研究(その1)実験概 要,日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp. 1039-1040, 2012.
- [1.48] 小林俊夫,荻原健二,長江拓也,吉澤睦博: 地震時の室内被害による建物機能損失に関す る実験的研究(その3)システム天井,日本建 築学会大会学術講演梗概集(東海),pp.1043-1044,2012.
- [1.49] 平山昌宏,吉澤睦博:地震時の室内被害による建物機能損失に関する実験的研究(その4)
 機械設備の応答,日本建築学会大会学術講演
 梗概集(東海), pp. 1045-1046, 2012.
- [1.50] 安立直也,吉澤睦博:地震時の室内被害による建物機能損失に関する実験的研究(その6) 家具・間仕切壁試験体の応答,日本建築学会 大会学術講演梗概集(東海),pp.1049-1050, 2012.
- [1.51] S. Soroushian, K.L. Ryan, M. Maragakis, J. Wieser, T. Sasaki, E. Sato, T. Okazaki, L. Tedesco, A.E. Zaghi, G. Mosqueda and D. Alvarez: NEES/E-Defense Tests: Seismic Performance of Ceiling / Sprinkler Piping Nonstructural Systems in Base Isolated and Fixed Base Building, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Paper ID 5101, 2012.
- [1.52] 内田拓見,川口健一,片山慎一朗:人体損傷 指標を用いた天井材の安全性評価に関する 基礎的研究 その1 人体損傷指標,日本建

築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 1081-1082, 2009.

- [1.53] 片山慎一朗,川口健一,内田拓見,荻芳郎, 大矢俊治:人体損傷指標を用いた天井材の安 全性評価に関する基礎的研究 その2 天井 材落下実験,日本建築学会大会学術講演梗概 集(東北),pp.1083-1084,2009.
- [1.54] 内田拓見,川口健一,荻芳郎,大矢俊治:人 体損傷指標を用いた天井材の安全性評価に 関する基礎的研究 その3 天井材落下実験 2,日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp. 881-882, 2010.
- [1.55] 森大,川口健一,荻芳郎,小澤雄樹,中楚洋 介,細見亮太:人体損傷指標を用いた天井材 の安全性評価に関する基礎的研究 その4 石膏ボード落下実験,日本建築学会大会学術 講演梗概集(北海道), pp. 1003-1004, 2013.
- [1.56] 細見亮太,川口健一,中楚洋介,森大:人体 損傷指標を用いた天井材の安全性評価に関す る基礎的研究 その5 既往の人体損傷荷重 実験の比較,日本建築学会大会学術講演梗概 集(北海道),pp.1005-1006, 2013.
- [1.57] 中楚洋介,川口健一:人体損傷指標を用いた 天井材の安全性評価に関する基礎的研究 その6 伝達関数に基づく天井材落下衝撃荷重 の推定,日本建築学会大会学術講演梗概集(北 海道),pp.1007-1008, 2013.
- [1.58] 中楚洋介,川口健一:人体損傷指標を用いた 天井材の安全性評価に関する基礎的研究 その7 最適伝達関数の同定,日本建築学 会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 921-922, 2014.
- [1.59] 文部科学省:学校施設の屋内運動場等の天井 等に関する実態調査結果(速報)について、学 校施設における非構造部材の耐震対策の推進 に関する調査研究、第2回会議資料、資料2、 2012.

2. 実験計画

2.1 実験概要

1章で述べたように、平成25年度の実験では、鉄 骨造試験体を用いる.過去の地震被害を分析すると、 鉄筋コンクリート柱に鉄骨の置屋根構造(Rタイプ) の体育館の被害が多いことが明らかとなっている. しかし、震動台を大きくはみ出した実大試験体は初 の試みであり、はみ出した片持ち部分の振動が実験 結果に与える影響について不明な点も多く、この振 動を抑えることができる基礎梁の設計に関する課題 の洗い出しを行うことも目的として、今回の実験で は、鉄骨造体育館を模擬する試験体とした.今回の 実験により得られた知見は平成28年度に計画して いる実験での試験体設計にも反映させる予定であ る.

建物試験体内部には、吊り天井を施工する.今回 の実験では、実験期間中に天井の張り替えを行うこ ととし、2種類の天井を施工した.1つは、地震に 対する対策のない未対策天井、もう1つは、H26技 術基準に基づく脱落防止対策が施された耐震天井で ある.

未対策天井の加振実験では,既存の吊り天井の落 下被害のメカニズムの解明に主眼を置いて設計を行 い,壁への衝突などに寄らない,純粋な振動による 脱落現象の再現を目指した.

これに対し対策天井の加振実験では,H26技術基 準における特定天井として設計された吊り天井の耐 震余裕度の検証と,設計想定以上の外力による損傷 メカニズムの解明を目的として実験を行った.

2.2 体育館試験体の構造設計

写真 2.2.1 に建物試験体を,表 2.2.1 に建物試験体の



写真 2.2.1 実大体育館試験体 Photo 2.2.1 Full-scale Gymnasium Specimen.

主な仕様を示す.この建物試験体は,小中学校で使用 される鉄骨造体育館を想定して設計した.

建物試験体の平面寸法はE-ディフェンス震動台 (15 m×20 m)を大きく超える18.6 m×30 mとした. 1 章で述べたように,この寸法は平均的な屋内運動 場等施設の平面寸法を参考にして選択した.東北地 方太平洋沖地震における被害の調査分析によれば, 天井の全面脱落被害はスパンが20 m以上の体育館 で発生しており,スパンが大きいほど被害棟数も多 い結果となっている[2.1]-[2.4].今回の建物試験体 は実験施設の大扉(幅20 m)からの搬入が必要であ り,18.6 mのスパンと全面脱落が多数生じた寸法に はわずかに及ばない寸法としたものの,20 mに近 い寸法となっている.

建物試験体の屋根については,既存の体育館で採 用例の多い山形屋根とした.スパンと屋根の高さの 比であるライズスパン比と東日本大震災における被 害との関連を分析した結果によると,ライズスパン 比が 0.1 から 0.15 の間にある屋内運動場等施設の棟 数が多く,全面脱落被害も多いことがわかっている [2.1]-[2.4].そのため,スパンライズ比が 0.15 とな るよう,屋根勾配を 10:3 とした.建物試験体の高さ は最も高いところで 9.09 m である.

項目		仕様	
構造, 階数		鉄骨造 平屋建て	
質	上部建物	71 t(屋根錘は除く)	
	屋根錘	30 t	
量	全構造部材	230 t	
	合計	250 t	
	最大高さ	9.090 m	
	亚西土法	$30.0 \text{ m} \times 18.6 \text{ m}$	
	十面寸伝	(6スパン×6スパン)	
		許容応力度設計($C_0 = 0.2$)	
	設計	地震時保有水平耐力に	
		よる照査を実施	
	柱 (妻面は除く)	$\rm H400\times200\times8\times13~(SS400)$	
	事面の枕	$H250 \times 125 \times 6 \times 9 \text{ (SS400)}$	
使用部材	安田の性	$H300 \times 150 \times 6.5 \times 9 \text{ (SS400)}$	
	大梁	m H400 imes 200 imes 8 imes 13 (SS400)	
	小梁	$H248 \times 124 \times 5 \times 8 \text{ (SS400)}$	
	鉛直	M20, M27 (SNR400B)	
	ブレース	T.B. 付き(パイプ式)	
	水平	M16 (SNR400B)	
	ブレース	T.B. 付き(パイプ式)	

表 2.2.1 建物試験体の主な仕様 Table 2.2.1 Design of Gymnasium Specimen.

部位(鋼種	<u>(</u>)	降伏点 (N/mm ²) (N/mm ²)		伸び (%)
柱(SS400))	299 443		33
大梁(SS400)		330	444	31
	M27	313	482	31
ブレース材 (SNR400B)	M20 314		480	27
	M16	291	446	24

表 2.2.2 構造部材の機械的性質 Table 2.2.2 Material Properties of Structural Members.

構造設計では、標準層せん断力係数 $C_0 = 0.2$ に対し て許容応力度設計を行った.妻面以外の柱および大梁 は H400 × 200 × 8 × 13,小梁は H248 × 124 × 5 × 8,妻面の柱は H250 × 125 × 6 × 9,H300 × 150 × 6.5 × 9 である.これらに使用する鋼材種は SS400 材とし た.また、垂直ブレースは、妻面は径 20 mm、それ以 外は径 27 mm のターンバックルブレースを、屋根面の 水平ブレースは径 16 mm のターンバックルブレースと した.これらの鋼材種は SNR400B である.一般的に 体育館の設計では、柱および梁の断面寸法は、長期 荷重で決まることが多く、本試験体も同様である.

基礎梁については、震動台から張り出した部分の振 動を抑えられるだけの十分な大きさの梁として、H900 × 300 × 16 × 28 (一部テーパー部有り)を使用した. また、弱軸およびねじれによる振動を抑えられるよう 十分な量の補剛材を設け、弱軸およびねじれの剛性を 高めている.

主要な構造部材のミルシートおよび材料試験結果を

表 2.2.3 地震時保有水平耐力の照査 Table 2.2.3 Ductility Design of Specimen.

方向	階	Ds 値	基準 保有 耐力 Qud	必要 保有 耐力 Qun	保有 耐力 Qu	Qu/Qun	
桁行	1	0.45	835 kN	376 kN	631 kN	1.68	
	2	0.45	1014 kN	456 kN	776 kN	1.68	
梁間	1	0.40	835 kN	334 kN	809 kN	2.42	
	2	0.40	1014 kN	406 kN	983 kN	2.42	

参照した機械的性質を表 2.2.2 に示す.

許容応力度法による1次設計の後に,地震時保有 水平耐力に基づく地震時安全性の照査を実施した. 表 2.2.3 にその結果を示すが,地震時保有水平耐力 は,梁間方向には必要耐力の2.42 倍,桁行方向に は1.68 倍あり,十分な耐力があることがわかる.

この建物試験体の内部に後述する吊り天井を設置 して加振実験を実施した.吊り天井の動きが外部か ら確認しやすいよう,屋根,外壁材は省略した.た だし,屋根材の質量の分については,振動特性に与 える影響が大きいことから,これと等価な質量を持 つ鋼板(1m×1m×64mm)を大梁の上に60枚(以 下,これを屋根錘とする)設置し,建物試験体の応 答が実際の体育館の挙動を再現できるよう調整して いる.

建物試験体の質量については,上部建物は71 t, 屋根錘は30 t であり,建物試験体の全質量は230 t で ある.

表

2.3 未対策天井の設計

本節では、実大体育館試験体の内部に設置する天 井のうち、地震に対する対策のない既存の天井を模 擬した天井(以下,未対策天井とする)の設計につい て述べる.

2.3.1 未対策天井の仕様

表2.3.1 は未対策天井の仕様である.また,写真 2.3.1. 図 2.3.1 に建物試験体内に施工した未対策天 井を示す. 未対策天井は, 前述したように過去の地 震被害で観測された脱落被害の再現によりその被害 メカニズム解明することを目的として設計する. 勾 配は屋根勾配と同じとする.既存の天井では、棟直 下の天井面を水平にしたり、屋根勾配よりも緩やか な勾配を持つ勾配天井にしたりするケースも多い が、あえて同じ勾配とした.これは、H26技術基準 の仕様ルートでは、吊り長さは一定にすることが求 められ、後述する H26 技術基準に基づく脱落防止対 策が施された天井試験体もこれに従って設計するこ とから、メカニズムの違いなどの比較検討が容易に なるよう,同じ勾配とした.

仕上げ材は9.5 mm 厚せっこうボードと9 mm 厚 ロックウール吸音板を組み合わせとする. 天井の水 平投影面積は 570 m², 見付面積は 625 m² である. また, 天井単位面積質量は 13.1 kg/m² であり, 見付 面積と天井単位面積質量から、天井重量を求めると 80.3 kN となる.

天井周囲にはクリアランスはなく, 建物試験体側 面に取り付けられた梁 H200 × 200 × 8 × 12 が内壁 であると見なし、これに対して仕上げ材を隙間無く



- (a) 建物試験体内部に設置した天井
- (a) Ceiling Constructed in Gymnasium Specimen.

写真 2.3.1 未対策天井 Photo 2.3.1 Non-seismic Ceiling.

表 2.3.1	未対策天井の仕様
Table 2.3.1	Design of Non-seismic Ceiling.

項目	仕様
設計水平震度	なし
水平投影面積	$19.0 \times 30.0 \text{ m} (570 \text{ m}^2)$
見付面積	625 m ²
天井単位 面積質量	13.1 kg/m ²
天井重量	80.3 kN
クリアランス	なし
吊り長さ	1,500 mm
吊り間隔	$1147 imes1,000~\mathrm{mm}$
吊りボルト	W3/8 吊りボルト
ハンガー	フリーハンガー (JIS 規格相当品)
シングル野縁	JIS19 形 @364 mm
ダブル野縁	JIS19 形 @1,820 mm
野縁受け	JIS19 形 @1,000 mm
クリップ	JIS19 形用ワンタッチクリップ
斜め部材	なし
仕上げ材	せっこうボード 9.5 mm + ロックウー ル吸音板 9 mm ボードビス φ 3.5 mm 中央部: @200 mm (周辺部: @150 mm)

敷き詰めて天井を仕上げた.柱の周辺については, 柱の面に沿って長方形に仕上げ材を切り取って仕上 げた.

使用する下地材は、斜め部材やクリアランスがな い、既存の施設で一般的に使用されてきた天井と同 様に、JIS 規格 19 形天井下地材とした. 写真 2.3.2 は使用した下地材である.



- (b) 天井試験体の模型
- (b) Model of Specimen.



野縁と野縁受けを接合するクリップは、板厚、材 質がJIS 規格に従っており、施工が容易なワンタッ チクリップとした.クリップは背掛けと腹掛けを交 互に並べるようにして取り付けた.

ハンガーは板厚および材質が JIS 規格と同等であ り、かつ勾配天井用に加工されたフリーハンガーと した.

天井の吊り元となる母屋材は C 形鋼 (C-100 × 50

× 20) とし、これに吊りボルト用の穴を空けたアン グル材を工場溶接にて接合し、W3/8 吊りボルトで 天井を吊り下げる構造とした(図 2.3.2 参照). 吊り 元の仕様としては既存の天井では、専用の金具で 引っかける構造であったりするなど簡易な構造とし ていることが多いが、本試験体ではこれらより頑丈 な構造となる. これは屋根を省略したことにより、 吊り元の挙動の再現性に難があることから、この部



(a) 野縁受けとフリーハンガー(JIS 規格相当品)
(a) Ceiling Joist Receiver and Ceiling Hunger (JIS Equivalent).



(b) ダブル野縁とダブルクリップ(JIS 規格品)
(b) Wide Ceiling Joist and Wide Ceiling Joist Clip (JIS Conformed).



- (c) シングル野縁とシングルクリップ(JIS 規格)
- (c) Narrow Ceiling Joist and Narrow Ceiling Joist Clip (JIS Conformed).
- 写真 2.3.2 未対策天井に使用した部材 Photo 2.3.2 Members of Non-seismic Ceiling.



Fig. 2.3.2 Connection of Hanging Bolts.

分での損傷を避けるようにしたためである. 吊り長 さは 1.5 m とし,小中学校の体育館で設置される天 井の中でも長い吊り長さを採用した. 技術基準の仕 様ルートでは 3 m の吊り長さまでが適用範囲となっ ているが,斜め部材の設置の難易度なども考慮した 場合, 1.5 m 程度の吊り長さが施工可能な最も長い 例と考えたものである. 吊りボルト間隔は, 梁間方 向は 1,147 mm (屋根勾配沿いに 1,200 mm), 桁行方 向は 1,000 mm とした.

2.3.2 各部材同士の緊結強度

図 2.3.3 に未対策天井に使用した接合金物の強度 試験結果を示す.前述したように,未対策天井はク リアランスがなく,水平方向の慣性力については, 壁で抵抗する機構となる.この場合の天井の耐力評 価法については,検討が始まっているところではあ るが,不明なところも多い.ここでは,鉛直方向の 耐力について,検証を行う.

図 2.3.3 によれば,ハンガーの最大荷重は 2,797 N であり,許容耐力は 930 N となっている.一方,ハ ンガー1本が支える天井重量は,ハンガー1本当た りの負担面積から求めると147.2 N である.ハンガー は十分な耐力があり,損傷しないとみられる. シングルクリップの腹掛けの場合の最大荷重は 338 N であり,許容耐力は110 N となっている.一方, クリップ1つ当たりの負担面積からすると,1つの シングルクリップが負担している天井重量は46.8 N である.よって,天井面に垂直な方向の加速度が1.4 G に達するとクリップの負担している荷重が許容荷 重を,6.2 G に達すると最大耐力を超えることにな る. なお、野縁受けに作用する曲げ荷重について検討 すると、野縁受けの座屈許容応力度は、吊りボルト 間隔 1,146 mm の場合、29.4 N/mm² であるのに対し、 自重により生じる曲げ応力は 25.4 N/mm² と、ほと んど余力が無い、野縁受けが変形すると、ハンガー やクリップへの耐力にも影響を与えることから、未 対策天井は、野縁受けが変形した後、ハンガーやク リップが破損するメカニズムが考えられる。



図2.3.3 接合部の引張試験結果

Fig. 2.3.3 Tensile Test of Metal Parts for Connection of Ceiling.

H26 技術基準に従って設計した天井 (1.1G 耐震 天井)の設計

本節では,建物試験体の内部に設置する天井のうち,H26技術基準に基づく脱落防止対策が施された2種類の天井の1つについて述べる.

2.4.1 1.1G 耐震天井の設計条件

設計する天井は, 建物試験体内部の半面に設置す る. この天井の設計に当たり,設計水平震度は1.1 とした.以下,この天井を1.1 G 耐震天井とする. この1前後の設計水平震度は,これまでの天井の地 震対策において検討に用いられてきた地震力であ り,今後の設計においても検討対象となる可能性は 高い.また,H26技術基準では設計水平震度は最大 値 2.2 と定められており,これの1/2 となるもので ある.なお,H26技術基準によれば2階建物1階部 分の設計水平震度は0.98 と今回の地震力に近い値 である.

1.1 G 耐震天井の設計では,H26 技術基準の仕様 ルートに従う.実際の体育館に用いられる天井の設 計では,簡易な設計手順が用いられることが想定さ れる.そのため,仕様ルートに基づいた設計が妥当 であると判断した.

H26技術基準の仕様ルートでは、天井の吊り長 さが一様である条件にのみ適用できる.このため、 1.1 G 耐震天井の吊り長さが一定となるよう、屋根 の勾配と同じ傾きを有する勾配天井とした.

仕上げ材は、未対策天井と同様に、9.5 mm 厚の せっこうボードと9 mm 厚のロックウール吸音板と の組み合せとする.天井単位面積質量は、表2.4.1 に示す通り天井下地材等の質量も含め、13.8 kg/m² である.なお、天井下地等の質量は、野縁、野縁受 け、クリップの質量であり、吊りボルト、ハンガー、 斜め部材は含まれていない.なお、設計では、H26 技術基準の解説にある設計例を参考に、安全側の設 定とするために小数点以下を切り上げ、単位面積質 量を14 kg/m²とした.天井単位面積質量は 20 kg/m² 以下であり、H26 技術基準の仕様ルートの適用範囲 である.

なお,天井周囲のクリアランスは,図2.4.1 に示 すように,柱周辺,フェイルセーフ機能の吊り材(2.6 参照)周りで少なくとも 60 mm が確保出来るように した.

表 2.4.1 天井単位面積質量 Table 2.4.1 Unit Mass of Ceiling.

項目	質量
せっこうボード	6.2 kg/m^2
ロックウール吸音板	4.5 kg/m^2
下 地 材	3.1 kg/m ²



(a) Cross Section at Y4.

(b) Y 7 通り断面図(b) Cross Section at Y7.



図 2.4.1 1.1G 耐震天井のクリアランス Fig. 2.4.1 Clearance of Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.

2.4.2 1.1G 耐震天井の設計

図 2.4.2 に 1.1G 耐震天井を示す.表 2.4.2 は 1.1G 耐震天井の仕様である. 1.1G 耐震天井の天井単位 面積質量は 6 kg/m²を超えている.そのため,H26 技術基準に従い,吊りボルトが 1 本/m² 以上となる よう,吊りボルトの設置間隔を梁間方向 860 mm × 桁行方向 1,000 mm とした.単位面積当たりで計算 すると,1.16 本/m² である.未対策天井と同様,1.1G 耐震天井の吊り元は母屋材 C-100 × 50 × 20 とし,工場溶接で固定された L アングル材にナットで吊り ボルトを締め付けて固定した.



図 2.4.2 1.1G 耐震天井 Fig. 2.4.2 Seismically Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.



- (a) 建物試験体内部に設置した天井
- (a) Ceiling Constructed in Gymnasium Specimen.



(b) 天井試験体の模型

(b) Model of Specimen.

写真 2.4.1 1.1G 耐震天井 Photo 2.4.1 Seismically Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.

Table 2.4.2	Design of Seismically Ceiling with Seismic
	Coefficient of 1.1.

項目	仕様				
設計水平震度	1.1				
水平投影面積	$9.0 imes 29.7 \mathrm{m}(251 \mathrm{m}^2)$				
見付面積	279m ²				
天井単位面積質量	13.8 kg/m ² (設計では 14 kg/m ²)				
天井重量	38.4 kN				
クリアランス	60 mm 以上				
吊り長さ	1,500 mm				
吊り間隔	860 imes 1,000 mm				
吊りボルト	W3/8 吊りボルト				
ハンガー	耐震フリーハンガー				
シングル野縁	JIS19 形 @303 mm				
ダブル野縁	JIS19 形 @910 mm				
野縁受け	JIS19 形 @1,000 mm				
	耐風圧クリップ				
クリップ	耐震クリップ				
	(斜め部材設置箇所周辺のみ)				
割み却せ	[-40 imes 20 imes 1.6]				
赤キベノ ロり 4月	梁間方向,桁行方向ともに 27 組				
	せっこうボード 9.5 mm + ロック				
4 いぞせ	ウール吸音板 9 mm				
11.1.() 1/1	ボードビス φ 3.5 mm 中央部:				
	@200mm(周辺部:@150mm)				
J	1				

野縁,野縁受けはJIS 19形を使用し,斜め部材に ついても H26 技術基準に示される材料 ([-40×20 × t1.6)を使用することで,汎用性の高い部材構成 に配慮している.各部材は図2.4.3に示す金具で接 合した. 接合した状態は写真 2.4.2 に示す. ハンガー には、勾配天井に対応した、耐震フリーハンガーを 使用した.クリップについても、H26技術基準の解 説にある試験を実施し、その性能が明らかとなって いる耐風圧クリップと耐震クリップを使用した.

脱落防止対策のない天井では、地震時にハンガー やクリップの「開き」に起因する天井の脱落が発生し やすく,脱落防止対策はこれらの強度が重要となる.

2種類のクリップの使い分けは、斜め部材設置箇 所周囲の大きい水平力が作用する部分には耐震ク リップを, それ以外の箇所には耐風圧クリップを配 置した.斜め部材設置箇所周囲に,野縁と野縁受け にビス固定が可能な耐震クリップを設置すること で,加振時にかかる水平力を斜め部材に確実に伝達 できる構造となる.





(a) 斜め部材上部取付金具 (a) Connection Metal Part at Brace Top.

(b) 耐震フリーハンガー (b) Aseismic Free Hanger.





(c) 耐震クリップ (c) Aseismic Clip.

(d) 耐風圧クリップ (d) Windproof Clip.



(e) Ceiling Joist Receiver Joint.

(f) Ceiling Joist Joint.

図 2.4.3 各接合部に使用する金具 Fig. 2.4.3 Metal Parts for Connection of Members.



(a) 斜め部材上部



(b) 斜め部材下部



(c) 耐震クリップ



(d) 耐風圧クリップおよび耐震フリーハンガー

写真 2.4.2 1.1G 耐震天井の接合部

Photo 2.4.2 Connection in Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.





図 2.4.4 斜め部材上端部と斜め部材受け Fig. 2.4.4 Connection at Brace Top and Support Beam of Ceiling Brace.

斜め部材の固定方法については、従来工法では、 斜め部材上部も母屋材から吊り下げた吊りボルト上 部に接合していたが、母屋材 C-100 × 50 × 20 では、 加振時に斜め部材に作用する荷重に耐え切れないた め、本実験では斜め部材受け H-100 × 100 × 6 × 8 を別途用意し、斜め部材上部を接合することとした. 図 2.4.4 に斜め部材の上部接合部を示す。斜め部材 受けは、後述する斜め部材の損傷荷重 P_b が弱軸方 向に作用した場合でも、鋼材の許容応力度以下にな るよう設計している. 具体的には次式を満たす断面 を持つ部材を用いている.

$$\sigma = \frac{M_s}{Z_s} = \frac{P_b L_s}{4Z_s} \le \sigma_a \tag{2.4.1}$$

ここで、 M_s は単純支持されている斜め部材受け 中央に斜め部材の損傷荷重 P_b が作用した場合の斜 め部材受け中央に作用するモーメント、 Z_s は弱軸方 向の断面係数、 L_s は斜め部材受けの長さ、 σ_a は許容 応力度である. 建物試験体内には損傷状態を観察するための キャットウォークが X3 通りおよび X5 通りの大梁 下に設けられている.このキャットウォークと天 井との関係は図 2.4.5 の通りである.天井下地材と キャットウォーク下面との間の隙間は 150 mm 程度 である.また,キャットウォークの通路幅が 1.5 m あり,キャットウォークの中央部に吊りボルトが 干渉することになるため,当該箇所には写真 2.4.3 のように孔を設け,吊りボルト周囲に少なくとも 100 mm 程度のクリアランスが出来るようにした.

2.4.3 斜め部材の設置量

斜め部材の設置量は,H26技術基準に従い,次式 によって求めた.

$$n = \frac{kW}{3\alpha B} \cdot \gamma \cdot L_b^3 \tag{2.4.1}$$

ここで, k は設計水平震度(=1.1), W は天井重量, a は斜め部材の断面形状および寸法に応じた係数で ありここでは 4.361, B は斜め部材の水平投影長さ, y は斜め部材の細長比に応じた割り増し係数であり, ここでは 1, L_b は斜め部材の長さである. 斜め部材 の各寸法は図 2.4.6 に示すとおりである.

式(2.4.1)で設置数量を求めると22 組と算出され るが,設置位置のバランスを考慮し,梁間方向,桁 行方向ともに27 組の斜め部材を設置することとし た.斜め部材1組当たりの負担面積は10.34 m²であ る.斜め部材の設置位置は図2.4.2 に示したとおり である.斜め部材1組の負担する水平方向の荷重を 負担面積から求めると,設計水平震度1.1 の場合, 1,564 N である.よって,梁間方向の斜め部材1本 にかかる材軸方向の荷重は1,427 N となる.なお, 本天井の固有周期は,0.19 sec と想定される.

2.4.4 各部材同士の緊結強度

1.1G 耐震天井の終局状態までの安全率を比較検討 すべく,加振時にかかる荷重に対する各接合金具の 要素試験結果および設計余裕度を表2.4.3 にまとめ る.また,図2.4.7 および図2.4.8 は,各金具の耐力 を求めるために実施した斜め部材上部固定金具およ び耐震クリップの試験結果である.

表 2.4.3 に示す耐力のうち,斜め部材を除いた各 金具の損傷荷重 P_d は,H26 技術基準に従い求めた ものである.損傷荷重 P_d は,試験対象とする金具 に「滑り及び外れ並びに損傷が生ずるときの荷重(損



図 2.4.5 キャットウォークと天井の関係 Fig. 2.4.5 Ceiling and Catwalk.



写真 2.4.3 キャットウォークに設けた孔 **Photo 2.4.3** Hole in Catwalk around Hanging Bolts.



Fig. 2.4.6 Length of Ceiling Brace.



写真 2.4.4 斜め部材上端部と斜め部材受け Photo 2.4.4 Connection at Brace Top and Support Beam of Ceiling Brace.

Table 2.4.5 Strength of Connection and Safety Factor.										
公日夕升	①金具単体に	士山	②許容耐力	安全率	③損傷荷重	安全率				
並只有称	かかる荷重(N)	刀间	$P_a(\mathbf{N})$	2÷1)	P_d (N)	3÷1)				
斜め部材	1565	林動士向	1038	1.2	2813	1.8				
$[-40 \times 20 \times 1.6 \text{ L}=1840]$	1505	17] 平田 ノノ [1]	1958	1.2	2815	1.0				
耐震 S クリップ	783	水平方向	641	0.8	062	1.2				
	(261)	※野縁受け方向	041	(2.4)	902	(3.6)				
斜め部材上部	1565	斜め部材	4195	26	6278	4.0				
取付金具	1505	材軸方向	4185	2.0	0278	4.0				
斜め部材下部	212	水亚士向	776	24	2228	7.4				
ビス固定	515	小平刀间	//0	2.4	2328	/.4				

表 2.4.3 金具の耐力と安全率 Table 2.4.3 Strength of Connection and Safety Factor.



	一方向加力試験における損傷荷重および変位								
	引張	方向]	圧縮方向					
	変位 (mm) 荷重 (N) 変位 (mm) 荷重 (N)					荷重(N)			
1	4.90	1	7254.92	1	2.02	1	8331.10		
2	2.35	2	5179.92	2	2.68	2	8521.11		
3	3.82	3	6400.47	3	3.72	3	10158.37		
$\overline{d^+}$	3.69	$\overline{P_d^+}$	6278.44	$\overline{d^{-}}$	2.81	$\overline{P_d^-}$	9003.53		

(d) 一方向加力試驗 試驗結果

図 2.4.7 斜め部材上部固定金具 試験結果 Fig. 2.4.7 Test Result of Metal Part of Connection at Brace Top.

傷時の荷重)」と定められている荷重であり,一般的 な降伏荷重の評価方法を参考に,以下のようにして 求める.

- 1)1方向加力試験により得られた荷重-変位曲線 に基づき、初期剛性Kの直線Iを引く.
- 2) K/3の傾きをもつ直線を,荷重-変位曲線に接 するように平行移動したものを直線 II とする.
- 3) 直線 I と直線 II の交点における荷重を損傷時の 荷重 P_d とみなす.

ただし、初期剛性を保持したまま最大荷重付近に達し、すぐに剛性が K/3 以下に低下する場合は、この剛性変化点における荷重を損傷荷重 P_d としている.

斜め部材の損傷荷重は、許容座屈耐力 Pb として

H26技術基準に従い、次式によって求めた.

$$P_{b} = 1.5 \cdot \frac{\pi^{2} E}{2.17 \lambda_{b}^{2}} \cdot A_{b}$$
(2.4.3)

ここで, Eはヤング係数 (= 205 × 105 N/cm²), λ_b は 細長比 (= 295.35), A_b は断面積 (=1.209 cm²) である. 梁間方向の斜め部材のうち棟側の斜め部材が最も長 くなるため,当該の座屈荷重で照査した.

また,許容耐力 P_a は次式で求める.

$$P_a = \frac{P_d}{a} \tag{2.4.2}$$

ここで、aは1.5としている.



	一方向加力試験における損傷荷重および変位								
正方向				負方向					
変位(mm) 荷重(N)					変位(mm)		荷重(N)		
1	1.57	1	836.95	1	正士向		正士向		
2	2.07	2	1036.20	2	上方内 と同じ	4	2 上方向 と同じ		
3	1.31	3	1015.52	3	CHU		2 (F) C		
$\overline{d^+}$	1.65	$\overline{P_d^+}$	962.89	$\overline{d^{-}}$	1.	65 $\overline{P_d^-}$	962.89		

(d) 一方向加力試験 試験結果

図 2.4.8 耐震クリップ(野縁受け方向) 試験結果 Fig. 2.4.8 Test Result of Aseismic Clip in Direction of Ceiling Joist Receiver.

なお,H26技術基準では,各金具に対して正負繰 り返し加力試験も実施し,1方向加力試験により求 まった荷重-変位曲線と,正負繰り返し加力試験に より求まった荷重-変位曲線が概ね同等であること を確認することも求められており,本実験に使用し た金具もこれに準じて試験を実施してその性能を確 認している.

表 2.4.3 によれば、耐震シングルクリップの安全 率が 1.2 と最も小さいことから、耐震クリップのす べり、変形から損傷が始まると推定される.ただし、 耐震クリップについては、H26 技術基準の設計例に 従い、耐震クリップ 2 個で荷重負担するものとして 算出しているが、実際には図 2.4.2 (b) に示したよう により多くの耐震クリップを配置しており、さらに 余裕度があると考えられる.図 2.4.9 に天井のユニッ ト試験の結果を示すが、耐震クリップに損傷が生じ ることなく、斜め部材の座屈によって天井の耐力が 低下していることがわかる. 耐震クリップは斜め部 材1組当たり6列取り付けていることから, これが すべて機能するとした場合, 安全率は2.4 と, 斜め 部材の安全率よりも大きくなる. そのため, 耐震ク リップの変形が生じるとともに, 斜め部材の座屈が 生じ, 斜め部材が機能しなくなることにより天井の 揺れを抑えられなくなり, 天井が大きく振動, 最終 的に脱落するというメカニズムが推定される.

2.4.5 まとめ

天井の主部材を汎用性の高い部材で構成し,H26 技術基準に基づく脱落防止対策を施した1.1G 耐震 天井の設計を行った.これにより,今後施工される 天井の一般仕様に近いモデルでの加振実験が実現で き,天井の設計水準内での挙動と,設計余力さらに は損傷過程まで確認・検証できるものとなる.**表2.4.4** に1.1G 耐震天井の設計についてまとめる.



	損傷時の荷重での変位							
正方向					負え	方向		
	変位(mm) 荷重(N)			変位(mm) 荷重(N)			荷重(N)	
1	13.89	1	2354.28	1	9.73	1	1931.81	
$\overline{d^+}$	13.89	$\overline{P_d^+}$	2354.28	$\overline{d^{-}}$	9.73	$\overline{P_d^-}$	1931.81	

(d) 一方向加力試驗 試驗結果



(e) 試験体の損傷状況

図 2.4.9 ユニット試験 試験結果 Fig. 2.4.9 Test Result of Ceiling Unit.

表 2.4.4 H26 技術基準における仕様ルートの規定と設計 Table 2.4.4 Seismic Design Specification of Ceiling and Design of Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.

項目	技術基準における規定(仕様ルート)	設計
1.天井の質量	天井面構成部材等の単位面積質量が20kg以下	単位面積質量:14kg/m²
2.天井各部位の結合部材	天井材は相互に緊結されていること (ボルト結合、ねじ結合)	天井材は、ボルトまたはねじ接合により相互に緊結する
	荷重又は外力により容易に滑り・外れ・損傷を生じない	強度試験により確認
3.支持構造部	十分な剛性及び強度を有するものとし、建築物の 構造耐力上主要な部分に取り付けること	梁にボルト接合
4.吊り材	JIS材同等以上の性能を有するものとする	3/8″吊りボルト(3分)
5.吊り材及び斜め部材の 取り付け方法	ボルト接合等により構造耐力上主要な部分に緊結すること	吊り材:Lアングル(t6)を介しナット固定 斜め部材:上部は専用金具を介し、吊り材に取り付ける 下部は野縁受け等にビス固定する
	荷重又は外力により容易に滑り・外れ・損傷を生じない	強度試験により確認
	天井面構成部材を鉛直に保持できるものとする	フリーハンガーを使用し、天井面鋼製部材を鉛直に保持する
6.吊り材の配置方法	天井面の面積に対して1本/m ² 以上であること	1.16本/m²(梁間860mm×桁行1000mm)
	鉛直方向に釣り合いよく配置していること	鉛直方向に釣り合いよく配置
7.天井面の段差等	天井面の段差、その他地震時に有害な応力の集中が生ず る恐れのある部分を設けないこと	天井面の段差なし
8.吊り長さ	3m以下であること	吊り長さ:1.5m
	概ね均一であること	屋根勾配角=天井勾配角とする(3寸勾配)
	斜め部材は、JISG3302-2010、JISG3321-2010同等以上の 品質を有する材料とすること	JISG3302-2010に規定する材質とする(SGCC)
	2本の斜め部材の下端を近接してV字状にしたものを一組と する	2本の斜め部材の下端を近接してV字状に設置する
9.計め部材の配直	告示式により算定した組数以上を配置していること	水平震度:1.1 必要組数:22組 ⇒27組
	梁間方向及び桁行方向に釣り合いよく配置していること	梁間方向及び桁行方向に釣り合いよく配置する
10.壁等とのクリアランス	天井面構成部材と壁、柱その他の建築物の部分との間に 6cm以上の隙間が設けられていること	グリアランス:6cm

2.5 H26 技術基準に従って設計した天井 (2.2G 耐震 天井)

本節では 1.1G 耐震天井に引き続き,H26 技術基 準に基づく脱落防止対策が施されたもう1つの天井 について述べる.

2.5.1 2.2G 耐震天井の設計概要

設計する天井は,実大体育館試験体内部の,1.1G 耐震天井とは反対側(北側)の半面に設置する.この 天井の設計では,設計水平震度を2.2とした.以下, この天井を2.2G 耐震天井とする.図2.5.1に2.2G 耐震天井の試験体を示す.斜め部材毎に与えた通し 番号を伏図に示す.また,写真2.5.1に天井試験体 模型を示す.設計水平震度2.2は,H26技術基準で 定められている設計地震力の最大値である.2.2G 耐 震天井についても,1.1G 耐震天井と同様にH26技 術基準の仕様ルートに基づいて設計を行う.

ただし,2.2G 耐震天井に使用する部材は,後述す るように,JIS 規格材よりも断面の大きな部材を使 用する為,仕様ルートの適用範囲を外れる部分につ いては,計算ルート(水平震度法)を準用し,構造耐 力上安全であることを確かめている.

1.1G 耐震天井と同様に,屋根面と天井面が平行と なる勾配約 3/10 の片流れの天井を対象とした(写真 2.5.2 参照). 2.2G 耐震天井の仕様を表 2.5.1 に示す. 吊り長さは 1,500 mm である.天井の吊り元の仕様 も,写真 2.5.3 に示すとおり,1.1G 耐震天井と同様に, 母屋材 C-100 × 50 × 20 に工場溶接にて接合したア ングル材に W3/8 吊りボルトをナットで固定した.

斜め部材上部が取り付けられる吊りボルトについては、斜め部材受け H-100×100×6×8 に追加設置した.斜め部材の照査については、勾配方向の棟側と軒側で長さが異なるため、長い側の斜め部材について座屈耐力の照査を行った.図2.5.1 に示すと



写真 2.5.1 天井試験体模型 Photo 2.5.1 Model of Specimen.

おり,斜め部材耐力算定用の吊り長さは 1,750 mm, 水平投影距離は 1,250 mm である.



写真 2.5.2 2.2G 耐震天井

Photo 2.5.2 Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 2.2.



写真 2.5.3 吊り元および斜め部材受け Photo 2.5.3 Roof-Ceiling Connection and Support Beam of Ceiling Brace.

表	2.5.1	2.2G	耐震天井の仕様	ŧ
---	-------	------	---------	---

Table 2.5.1Design of Seismically Ceiling with Seismic
Coefficient of 2.2.

項目	仕様			
設計水平震度	2.2			
水平投影面積	$9 { m m} imes 29.7 { m m} (251 { m m}^2)$			
見付面積	279 m ²			
天井単位質量	16 kg/ m ²			
天井重量	39.4 kN			
クリアランス	60 mm 以上			
吊り長さ	1500 mm			
吊り間隔	860 imes1000~ m mm			
吊りボルト	W3/8 吊りボルト			
ハンガー	耐震フリーハンガー			
野縁	野縁 -50 $ imes$ 25 $ imes$ 0.8			
野縁受け	$[-40 \times 20 \times 1.6 @1000 \text{ mm}]$			
カリップ	耐風圧クリップ			
29997	補強ピース+ビス止め(斜め部材周囲のみ)			
斜め部材	C-50 imes 25 imes 10 imes 1.6			
다니데 Co Fri	梁間方向,桁行方向ともに 30 組			
	せっこうボード 9.5 mm + ロックウール吸音板 9 mm			
天井仕上げ材	ボードビス φ 3.5 mm 中央部: @200 mm(周辺部:			
	@150mm)			


図 2.5.1 2.2G 耐震天井試験体

Fig. 2.5.1 Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 2.2.

2.5.2 部材仕様と納まり

使用部材の一覧を図 2.5.2 に示す. 吊りボルトに は、建築用天井鋼製下地材として常用されている W3/8 吊りボルトを使用し、ハンガーおよびクリッ プには、耐風圧天井などに使用され、勾配天井に対 応できるビス付の耐震フリーハンガー、耐風圧ク リップを用いた.野縁受けジョイントは、JIS 規格 材(t = 1.0 mm)よりも厚い t = 1.6 mm 品とし、野縁 受けのウェブ部を挟み込む形状の物を用いた.野縁 ジョイントは、JIS 規格材と同形状だが、野縁の板 厚が JIS 規格材よりも厚い t = 0.8 mm となっており、 これに合わせたジョイントを用いた.

表 2.5.2 に使用部材の断面性能一覧を示す.設計 水平震度 2.2 という大きな設計外力に耐えられ,か つ実現場での天井裏の制約なども考慮し,座屈耐力 の高い斜め部材 C-50 × 25 × 10 × 1.6 を用いて組 数を減らすよう配慮した.なお, C-50 × 25 × 10 × 1.6 は一般には流通していない部材であり,本プロジェ クトに合わせ設計・製造した.また,斜め部材から の水平力で,野縁受け,野縁が変形しないようこれ らの部材も JIS 規格材よりも断面の大きい部材,野 縁受け [-40 × 20 × 1.6 および野縁 -50 × 25 × 0.8 を使用した.

設計当初は、仕様ルートの算定に従い天井面の許 容耐力を斜め部材の座屈耐力から決まる値とする事 を目標としていた.しかし、一般に流通している斜 め部材上部取り付け金具については、斜め部材の座 屈耐力を上回る耐力を有する金具の用意が困難で あった.そのため、ここでは、H26技術基準の計算 例 1-2[2.1]を参考に、「各部材や接合部材の許容耐 力を基に算定した天井の許容耐力」と「斜め部材の座 屈耐力から決まる天井の許容耐力」のうち、小さい 方を用いる事とした.より高強度な部材により斜め 部材を減らすよう設計を試みた場合には、金具の耐 力が斜め部材の座屈耐力を下回ることもあり得る.

今回の実験により、その場合の設計の妥当性の検 証と、金具の耐力が小さい場合の損傷メカニズムの 変化を確認することができる.



	項目	形状	断面積	断面	断面二次		係数	
		10.00	(mm ²)	Ix(mm ⁴)	Iy(mm ⁴)	Zx(mm ³)	Zy(mm ³)	
ſ	吊りボルト	W3/8	49.1	191.8	191.8	-	-	
Ī	野縁受け	[-40 imes 20 imes 1.6	119.6	28949.0	4643.0	1447.0	325.6	
ĺ	ダブル野縁	ダブル野縁 50 × 25 × t-0.8	86.4	6709.1	35170.0	392.3	1406.8	
ľ	斜め部材	$C\text{-}50 \times 25 \times 10 \times 1.6$	175.2	15310.0	66520.0	974.8	4384.0	
	追加野縁受け	[-40 imes 20 imes 1.6	119.6	28949.0	4643.0	1447.0	325.6	

図 2.5.3, 図 2.5.4 に使用した金具の施工詳細図を 示す.斜め部材近傍のクリップは補強ピース+ビス 止めにより水平力を伝達できるように補強した.ハ ンガーは,勾配に合わせて設置した後に,ビス固定 している.更に,野縁方向の斜め部材の下部取付部 は,追加の野縁受けを設置し,これにビスで固定す る.この追加野縁受けの設置には,その付近のハン ガーに,斜め部材下部取付金具を取り付け,これに [-40×20×1.6を固定することとした.斜め部材上 部には,施工性を考慮した開閉式の閉鎖型金具を使 用した.斜め部材下部は,野縁受け又は追加野縁受 けに直接ビス止めして固定した.写真 2.5.4 はこれ らの金具の設置状況である.図 2.5.5 に斜め部材上 部取り付け金具の取り付け状況を示す.

天井仕上げは他の天井と同じ仕様とした.ただし, 天井下地材にはより高強度な部材を配置したため, 天井面構成部材の単位面積当たりの質量は16 kg で ある.天井周囲のクリアランスは,図2.5.6 に示す とおり,1.1G 耐震天井と同様 60 mm 以上とした.



図 2.5.3 施工詳細図① Fig. 2.5.3 Construction Detail Part1.









図 2.5.5 斜め部材受けと天井下地材の関係 Fig. 2.5.5 Ceiling Brace and Support Beam for Ceiling.

1.1G 耐震天井と同様に,損傷状況を観察するため のキャットウォークが X3 および X5 通りに設置さ れている.キャットウォークと天井下地材(吊りボ ルト及び斜め部材等)とが干渉しないように,クリ アランスを設けている.

また,X6,Y3 通り,X6,Y4 通りの2箇所に高天井 照明を設置している.開口部では野縁が切断される ため,開口の両脇の野縁に追加野縁受けを設置して 補強した.設置状況を写真2.5.5 に示す.





(a) 天井下地側

(b) 天井仕上げ材側

写真 2.5.5 照明機器の納まり Photo 2.5.5 Connections of High Ceiling Lighting.

2.5.3 各部材の設計

斜め部材の座屈耐力から決まる斜め部材1組の水 平耐力(2本分)は,1.1G耐震天井と同様,H26技術 基準に従い,次式によって求めた.

• 許容圧縮応力度:

$$fc = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_p^2} \tag{2.5.1}$$

• 水平耐力(2本分):

 $Q_b = fc \times A_b \times \cos\theta \times 2 \tag{2.5.2.}$



図 2.5.7 斜め部材の各寸法 Fig. 2.5.7 Length of Ceiling Brace.





図 2.5.7 に示す各寸法を用いて算出した斜め部材の座屈耐力から決まる水平耐力 (2本分)は 5,508 N となる.

図 2.5.8 にユニット試験結果を図 2.5.9 に斜め部材 上部取付金具の要素試験結果を示す.なお,これら の試験結果及び添付 DVD に集録された金具の試験 結果の一部は,実験で使用された部材と異なるが, 実際の部材よりも強度の低い金具等の試験結果であ り,設計ではより安全側の評価になるとしてこれら の値を使用した.図 2.5.8 および図 2.5.9 には,試験 によって求めた各部材の損傷荷重と許容耐力を示し ている.設計水平震度 2.2 という大きな外力に対し, 極力部材を減らしてコストを抑えることができるよ う,1.1G 耐震天井に使用した金具の耐力評価とは異 なる考え方で損傷荷重を評価した.

具体的には,一方向加力試験によりある任意の荷 重 Pに達するときの変位 Dから基準変位 D_a =D/1.5 を求め, 0.5 D_a , 1.0 D_a , 1.5 D_a の3種類の変位を3回 繰り返す繰り返し加力試験を行い,これによって得 られた荷重-変位曲線が一方向加力試験の結果とほ ぼ同等と見なせるときの,荷重 Pが最大となる値を 損傷荷重 P_d と定義している.なお,繰り返し加力 試験において,変位 1.5 D_a の時に得られる荷重 P_c が, 一方向加力試験により得られる損傷荷重 P_d の 80 % 以上の値を示した時に双方の結果が同等であると見 なしている.このようにして評価された損傷荷重は, 繰り返し加力で顕著な耐力低下が生じない最大の荷 重を表すこととなるが,このような評価による損傷 荷重が設計に活用できるかの検証は不足しており, 注意が必要である.

ユニット試験では、天井面を構成する野縁、野縁 受け、クリップ、ハンガーは 2.2G 耐震天井と同じ 部材を使用し、H26 技術基準の解説にある方法で試 験を行ったものであり、この耐力は、天井面を構成 する下地材が変形に至る耐力を示している. なお、 斜め部材には C-60 × 30 × 10 × 1.6 をした. ユニッ ト試験によれば、天井の水平耐力は 4,200 N である. また、斜め部材上部取付金具の要素試験(図 2.5.10、





(a) 斜め部材上部

(b) 斜め部材下部

写真 2.5.6 ユニット試験の損傷荷重時の状況 Photo 2.5.6 Damage State during Lateral Loading Test of Ceiling Unit.

表 2.5.3	パーツの終局状況
Table 2.5.3	Ultimate State in Ceiling Members

	8
項目	終局状況
ユニット試験	野縁受けの強軸の曲げ変形が若干生じながら
(野縁受け方向)	圧縮側の斜め部材上部取付金具の変形の後
	引張側の斜め部材上部取付金具のズレ
斜め部材上部取付	吊りボルトが曲がりながら,金具の(羽子板ボ
金具(引張)	ルト)受け部の伸びが進展
斜め部材上部取付	吊りボルトを廻りに回転し、斜め部材接合部
金具(圧縮)	のボルト取付け部が変形
クリップ	なみし マの亦応
(野縁方向)	補強と一人の変形
クリップ	野緑の強軸古向の亦形
(野縁受け方向)	対称の近期月回の友心

10000

9000

8000

7000

6000

3000

2000

1000

2 5000

4000

Alternation





10000

9000

8000

7000

6000

2 5000

H 4000

3000

2000

1000

0

損傷荷重:5700N

10

変位(mm)

(b) 一方向加力試驗(正方向)

許容荷重:3800N

引張①

引張②

引張(3)

Fig. 2.5.9 Test Result of Metal Part of Connection at Brace Top.

図 2.5.11 参照) により得られた許容耐力(水平) は 3,242 N である.ユニット試験の加力中の状況を写 真 2.5.6 に,各試験の終局状況を表 2.5.3 に示す.





(b) 一方向加力試験



(c) 繰り返し加力試験



損傷荷重:5700N

10

5

奎位(mm)

(c)一方向加力試驗(負方向)

許容荷重:3800N

圧縮①

圧縮2

圧縮③

15

ユニット試験結果(野縁方向) Test Result of Ceiling Unit.





表2.5.4 には、要素試験により得られた金具の損 傷荷重と、これから求まる安全率も合わせて示して いる.斜め部材上部取付金具の安全率が1.34 と最も 小さいことから、設計想定以上の地震力を受けた場 合に、斜め部材上部取付金具が先行して損傷すると 推定される.また、ユニット試験より得られた許容 耐力から求まる安全率はそれぞれ4,200 N,1.35 で あり、斜め部材上部取付金具の安全率と大きな差が 無いことから、野縁受けの弱軸の曲げ変形等が進展 しながら、上部取付金具の損傷が生じることが推定 される.

2.5.4 まとめ

天井裏設備の回避,施工手間の減少など実施工を 想定し,JIS 規格品以上の高強度部材で構成し,斜 め部材1カ所当たりの耐力を向上させた天井の設計 について示した.表 2.5.5 に 2.2G 耐震天井の設計に ついてまとめる.

以上のように,斜め部材の座屈耐力に基づく耐力, ユニット試験によって得られた水平耐力,および角 度の影響を受けやすい斜め部材上部取付金具の要素 試験より得られた許容耐力を比較した結果,2.2G 耐 震天井の許容耐力は斜め部材上部取付金具の要素試 験より得られた許容耐力により求まる3,242 N とな る.

図 2.5.12 斜め部材配置 Fig. 2.5.12 Location of Braces.

X2

Y1

X1

このときの斜め部材の必要組数は 26.7 組となる が,設置位置のバランスを考慮し合計 30 組の斜め 部材を配置した.斜め部材の配置は,図 2.5.12 に示 す通りである.Y1 ~ Y4 通り,X1 ~ X3 通りの範 囲で梁間方向,桁行方向とも 10 組(V字)の斜め部

Table 2.3.4 Toree in cering wenders.						
部材名称	①部材にかかる荷重(N)	方向	②許容荷重	安全率 ②/①	③損傷荷重	安全率 ③/①
斜め部材 C-50×25×10×1.6	2844	軸方向	4700	1.65	6800	2.39
耐風圧Wクリップ (補強ピース+ビス止め)	776.8	水平方向	2000	2.57	3000	3.86
斜め部材上部取付金具	2844	軸方向	3800	1.34	5700	2.00
天井ユニット	3107	水平方向	4200	1.35	6300	2.03

表 2.5.4 各部材にかかる荷重 Table 2.5.4 Force in Ceiling Members.

表 2.5.5 H26 技術基準における仕様ルートの規定と設計

Table 2.5.5Seismic Design Specification of Ceiling and Design of Seismically Designed Ceiling with Seismic
Coefficient of 2.2.

項目	技術基準における規定(仕様ルート)	設計
1.天井の質量	天井面構成部材等の単位面積質量	単位面積質量:16kg/m²
9 玉井友如村の拉入如村	天井材は相互に緊結されていること(ボルト結合、ネジ結合)	天井材は、ボルトまたはねじ結合により相互に緊結
2. 入开省前初的按古前构	荷重又は外力により容易に滑り・外れ・損傷を生じない	天井ユニット試験および接合部の要素試験により確認
3.支持構造部	十分な剛性及び強度を有するもとのとし、建築物の構造耐力上主要な部分に 取り付けること	梁に緊結
4.吊り材	JIS材同等以上の性能を有する	3/8"吊りボルト
5.吊り材及び斜め部材の 取り付け方法	ボルト結合等により構造耐力上主要な部分に緊結すること	吊0材:Lアングル(t=6mm)を介しナット固定 斜め部材:上部は専用金具を介し吊り材に取り付ける 下部は野縁受け等にビス固定
	荷重又は外力により容易に滑り・外れ・損傷を生じない	天井ユニット試験および接合部の要素試験により確認
	天井面構成部材を鉛直に保持できるものとする	フリーハンガーを使用
6.吊り材の配置方法	天井面の面積に対して1本/ml以上であること	1.16本(梁間方向860mm×桁行方向1000mm)
	鉛直方向に釣り合いよく配置していること	鉛直方向に釣り合いよく配置
7.天井面の段差等	天井面の段差、その他地震時に有害な応力の集中が生ずる恐れのある部分を 設けないこと	段差無し
0 兄い目々	3m以下であること	吊り長さ1.5m
8.中り女さ	概ね均一であること	屋根勾配角=天井勾配角とする(3寸勾配)
	斜め部材は、JIS3302-2010、JIS3302-20103321-2010同等以上の品質を有 する	JIS G3302-2010に規定する材質とする(SGCCまたはSGHC)
9.斜め部材の配置	告示式により算定した組数以上を配置していること	水平震度:2.2 必要組数:27組 →30組
	梁間方向および桁行方向に釣り合いよく配置していること	梁間方向および桁行方向に釣り合いよく配置
10.段差等とのクリアランス	天井面鋼製部材と壁、柱その他の建築物の部分との間に6cm以上の隙間が設けられていること	クリアランス6cm

2.6 フェイルセーフ機能の設計

本試験体に導入したフェイルセーフ機能は,図 2.6.1 に示すように、脱落した天井を天井面の下に 格子状に配置したワイヤロープ(以下,展開ロープ とする)およびその上に取り付けたネットで受け止 める構造とした. 吊り天井が全面脱落した場合を想 定し、天井面より400 mm下方に展開ロープとネッ トを配置し、屋根頂部の小梁からつり下げた吊り材 と, 柱から接続した展開ロープの柔軟な伸びによっ て、天井板が落下した際の落下エネルギーを吸収で きるよう設計している.なお、落下物は自由度があ ればあるほど衝撃力、衝撃エネルギーを蓄えてしま うことから、最小限の落下距離とすることが望まし いが,実験を行う上で展開ロープが天井面に接触し, 破壊メカニズムに影響を与えてしまうことのないよ うにするため、天井面と展開ロープとの間隔は400 mm とした.

展開ロープには径 10 mm の 7 × 7 G/O ワイヤロー プを使用し、これを 800 mm 間隔で設置した.この ワイヤロープの破断荷重は 64.4 kN である.吊り材 には ϕ 22 mm の丸鋼を使用した.吊り材に使用した 材料は S25C で、短期許容引張応力 0.22 kN/mm² か ら吊り材の許容引張荷重を求めると 83.6 kN となる.

なお、天井板が落下する際、片側のネット構造を 構成する展開ロープには等分布荷重がかかるものと 仮定し、展開ロープの伸びにより天井の落下エネル ギーを吸収すると考え、天井の落下エネルギーと展 開ロープのひずみエネルギーの釣り合いから適切な 展開ロープの種類、設置間隔を設定した.

片側のネット構造の上の天井が落下することにより生じるエネルギー *E* は次式で求められる.



図 2.0.1 ワイヤローク・ネットによる溶ト防止措直 Fig. 2.6.1 Failsafe System by Combination of Wires and Nets.

ここで、f₀は展開ロープの初期たわみ、fは天井を 受け止めたことにより生じる展開ロープのたわみ、 Hは天井面から展開ロープまでの距離、Wは天井全 体の重量である.

これに対し,展開ロープが吸収するエネルギー *E*, は展開ロープのひずみエネルギーから次式で求めら れる.

$$E_r = N_w \cdot \left(\frac{1}{2}T\Delta l - \frac{1}{2}T_0\Delta l_0\right)$$
(2.6.2)

ここで、 N_w は展開ロープの本数、T、 Δl は天井を受け止めたときの展開ロープの張力とそのときのロープの伸び、 T_0 は初期張力、 Δl_0 は初期たわみによるロープの伸びである.

天井を受け止めた際に生じるたわみfはエネル ギーの釣り合いなどから求めることはできるが、非 線形の方程式を繰り返し計算で解く必要があり,容 易には求められない.しかし、図 2.6.2 に落下エネ ルギー*E*, と展開ロープのひずみエネルギー*E*, の関 係を示すが、両者は展開ロープのたわみ量の増加に 伴い単調に増加し、たわみ量が天井を受け止めた際 に生じるたわみ f と一致したときに両者は一致する. また、たわみ量が天井を受け止めた際に生じるたわ みfを超えると、展開ロープの歪エネルギー Er は落 下エネルギーEcよりも大きくなる. そこで, 展開ロー プにかかる張力が許容張力を超えない適当なたわみ 量を許容たわみ f'とし、そのときの落下エネルギー E_{c}' とひずみエネルギー E_{r}' を求め、これが $E_{r}' > E_{c}'$ となるよう展開ロープの種類と設置間隔の設計を行 えば、天井を受け止めた際に展開ロープに生じる張 力は許容張力以下となり、全面脱落した天井を受け 止めることが可能であると言える.



一方,吊り材や吊り材と展開ロープ を固定するブラケット等の設計では, 展開ロープの破断荷重に相当する荷重 が作用した状態でも許容引張荷重以下 になるよう設計した.なお,吊り材の 設計では,両方のネット構造の展開 ロープの破断荷重の合力が作用すると 仮定して照査した.

落下した天井をきちんと受け止めら れるかは、吊り材や展開ロープの固定 方法にかかっているが、いずれも強固 な部材に取り付けることとした.具体 的には、吊り材については、頂部の小 梁よりつり下げ、展開ロープの端部に ついては、H200 × 200 を柱間にピン 接合し、これに固定することとした.

展開ロープの上には,天井脱落に伴い発生する破損したクリップ等も受け 止められるよう建築現場で一般的に使 用される目合い 30 mm の養生ネット を設置した.

Table 2.0.1 Design of Fansale System.					
	項目 仕様				
	天井の落下エネルギー E _c '	31.2kJ			
	ロープ仕様	$\phi 10 \text{ mm} 7 \times 7 \text{ G/O}$			
	断面積	48.7 mm ²			
	弾性係数	137 kN/mm ²			
	破断荷重	64.4 kN			
	許容張力	32.2 kN			
展	固定距離	9.3 m			
開	設置本数	37本(800mm間隔)			
	初期たわみ f ₀	0.02 m			
プ	許容たわみ <i>f</i> ′	0.45 m			
	初期たわみによる伸び Δl ₀	0.4 mm			
	許容たわみが生じたときの伸び Δ/	58.5 mm			
	初期張力 T ₀	0.2 kN			
	許容たわみが生じたときの張力 T	30.6 kN			
	ひずみエネルギー <i>E</i> r'	33.2 kJ			
		S25C			
吊	直径	φ22 mm			
Ŋ	断面積	380 mm ²			
材	許容引張荷重	83.6 kN			
	設置間隔	800 mm			
	その他(ガセットプレート等)の材料	SS400			





全景(耐震天井)



①吊り材(耐震天井)



③展開ロープと繊維ネット



②展開ロープと吊り材とブラケット(左:未対策天井、右:耐震天井)

写真 2.6.1 建物試験体内部に設置したフェイルセーフ機能 **Photo 2.6.1** Failsafe System in Gymnusium Specimen. 表 2.6.1 は、大規模空間に設置された吊り天井の 加振実験に用いる試験体に対し、上述した方法で設 計したフェイルセーフ機能についてまとめた表であ る.また、写真 2.6.1 に実際に建物試験体内部に設 置したフェイルセーフ機能を示す.なお、未対策天 井を対象とした脱落被害再現実験では、損傷した天 井が脱落にまで至るメカニズムへの影響を懸念し, 建物試験体の中央部付近, X3 ~ X5 通り間の脱落防 止措置は省略している. 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震 天井を対象とした耐震余裕度検証実験では, 天井全 面に対して脱落防止措置を設置した. 図 2.6.3 は設 置した脱落防止措置である.



Fig. 2.6.3 Failesafe System.

2.7 加振計画

加振実験では 2011 年東北地方太平洋沖地震において防災科学技術研究所の強震観測網(K-NET)の仙 台観測点で観測された加速度記録(K-NET 仙台波) および 1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気 象台で観測された加速度記録(JMA 神戸波)を用い る.入力方向は,K-NET 仙台波,JMA 神戸波いず れも梁間方向に NS 成分,桁行方向に EW 成分,上 下方向に UD 成分とした. K-NET 仙台波と JMA 神 戸波の梁間方向に入力した NS 成分の時刻歴波形を 図 2.8.1 に,減衰定数を 5 % として得られる加速度 応答スペクトルを図 2.8.2 に示す.実験では,加速 度振幅を適切なレベルに縮小(もしくは拡大)して入 力した.事前解析によると,屋根面での最大水平加 速度が 1.1G 程度となるのは仙台波 25 % 加振, 2.2G 程度となるのは仙台波 50 % 加振である.未対策天



井の実験では仙台波 5 %, 25 % 加振の後, 50 % 加 振を 2 回実施した. 耐震天井の実験では, 仙台波を 5 %, 25 %, 50 %, 80 %, 100 % の順で入力した後, 神戸波を 100 %, 150 % で加振した. 但し仙台波 100 % は, 加振機の性能限界のため, 20 Hz の LPF でフィルター処理して入力している.

なお,各加震の前後には,試験体の振動特性把握のためのランダム波による加振を行っている.入力方向は梁間,桁行,鉛直方向の3方向同時で有り,入力波は0.1~35 Hzの成分が含まれたランダム波で,最大加速度が0.6 m/s2程度となるよう調整した波形である.

表 2.7.1 に本実験における加振計画を示す. ここでは、K-NET 仙台波と JMA 神戸波のみ示すが、実際の実験ではその前後にランダム波による加振を実施している.表 2.7.1 によると、K-NET 仙台波 25 % 加振、50 % 加振での屋根面における梁間方向の目標応答加速度は、3 次元フレーム解析による事前検討ではそれぞれ 7.3 m/s²、15.7 m/s² である.屋根振動によって生じる天井面の応答は、屋根面に比べある程度増幅することが見込まれるため、K-NET 仙台波 25 % 加振は 1.1G 耐震天井の、K-NET 仙台波 50 % 加振は 2.2G 耐震天井の設計レベルに相当する入力と考えられる.

実験日	天井 試験体	加振波	入力 レベル	震動台 加速度 (梁間方向)	震度	目標屋根面 加速度 (梁間方向)	
2014/1/27		K-NET 仙台波	5%	0.76 m/s ²	震度 4	1.5 m/s ²	
2014/1/27	-L. L. 1. Arter	JMA 神戸波	5%	0.30 m/s ²	震度 4	1.2 m/s^2	
	■ 未対策 工世		25%	3.79 m/s ²	震度5強	7.3 m/s ²	
2014/1/28	入开	K-NET 仙台波	50%	7.59 m/s ²	震度6弱	15.7 m/s ²	
			50%	7.59 m/s ²	震度6弱	15.7 m/s ²	
	1.1G 耐 震天井 2.2G 耐 震天井		5%	0.76 m/s ²	震度 4	1.5 m/s ²	
2014/2/27			25%	3.79 m/s ²	震度5強	7.3 m/s ²	
		□ 1.1G 耐 □ K-NET 仙台波	50%	7.59 m/s ²	震度6弱	15.7 m/s ²	
			80%	12.14 m/s ²	震度6強	36.9 m/s ²	
2014/2/28			100%	13.41 m/s ²	震度6強	48.3 m/s ²	
2014/2/28			IMA抽言油	100%	8.05 m/s ²	震度6強	22.9 m/s ²
		JMIA竹叶尸仅	150%	12.08 m/s^2	震度 7	33.1 m/s^2	

表 2.7.1 加振計画 Table 2.7.1 Excitation Plan.

2.8 計測計画

図 2.8.1 ~ 図 2.8.23 は本実験において実施した試 験体応答の計測計画を示す.本実験での主な計測項 目は,(1)震動台,基礎架台,屋根面,天井面での 加速度,(2)ワイヤー式変位計による屋根頂部の変 位量,(3)レーザー変位計による柱頂部での変位量, (4) 柱,大梁,鉛直ブレース,水平ブレースのひず み量、(5)ワイヤー式変位計による鉛直ブレースの 変位量,(6)ばね式変位計による柱脚部の回転量,(7) 天井面端部における建物試験体に対する相対変位 量,(8)フェイルセーフ機能のターンバックルに取 り付けたひずみゲージによるワイヤーの作用荷重で ある. 各センサーの方向であるが, 図中の北方向が 梁間方向(X)の正側,これに対して直交方向の西方 向が桁行方向(Y)の正側,鉛直方向は上向きが正と



なるよう設置した.

また,図 2.8.24 ~図 2.8.27 は、試験体内外を撮影 するカメラの計測計画である. 天井裏の脱落に至る までの状況や天井の応答を記録出来るように天井裏 や床面にカメラを設置するとともに、建物試験体外 部から試験体の応答を確認できるように外部にもカ メラを設置した. このカメラ計測にあわせ, 15 cm と、10 cm のターゲットマークを天井面に貼り付け た. このターゲットマークは、カメラの映像から変 位を計算できないかを試みたものであるが、今回の 天井が大規模であり,この程度の大きさのターゲッ トでは大きさが足りなかったことに加え、カメラそ のものが大きく振動してしまったため,変位の算出 は困難であった.ただし、天井の動きを見るための 目印としては非常に有用であった.

m



図 2.8.3 柱·梁加速度 Fig. 2.8.3 Acceleration of Beams and Columns.



Fig. 2.8.4 Roof Acceleration.



図 2.8.5 柱脚部回転変位計測 Fig. 2.8.5 Rotation at Column Base.



Fig. 2.8.6 Displacement of Braces.



図 2.8.9 層間変位,天井頂部変位計測(未対策天井)

Fig. 2.8.9 Displacement at Roof Top and Ceiling Top (Non-seismic Ceiling).



図 2.8.10 屋根頂部変位,天井頂部変位計測(1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井) Fig. 2.8.10 Displacement at Roof Top and Ceiling Top (Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1 and 2.2).



図 2.8.11 柱頭変位計測 Fig. 2.8.11 Displacement at Column Top.



図 2.8.12 治具応答加速度計測 Fig. 2.8.12 Acceleration of Steel Frame for Mesurement.



図 2.8.13 天井面応答変位(未対策天井) Fig. 2.8.13 Ceiling Dispalcement (Non-seismic Ceiling).



図 2.8.14 天井面応答変位 (1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井) Fig. 2.8.14 Ceiling Dispalcement (Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1 and 2.2).







図 2.8.17 柱のひずみ Fig. 2.8.17 Strain of Columns.



図 2.8.16 斜め部材受け応答加速度 Fig. 2.8.16 Accelaration of Support Beam for Ceiling Braces.



図 2.8.18 鉛直ブレースのひずみ Fig. 2.8.18 Strain of Vertical Braces.

. ₽TTŌ

12L.

414.

-

1240

۲

(2)

174

8-10

60



0

0

83

Х

0

0

図 2.8.23

0

0

Fig. 2.8.23 Strain of Wires for Failsafe System.

0

フェイルセーフ用ワイヤのひずみ

0

0

......

天井高 操下or专

図 2.8.24

0

天井裏カメラ計測

Fig. 2.8.24 Camera Plan in Space between Ceiling and

ク上(18合)

Roof.

6













写真 2.8.1 ターゲットマーク Photo 2.8.1 Target Marks for Videos.

2.9 参考文献

- [2.1] 山田哲,伊山潤,島田侑子,松本由香,長谷 川隆,清家剛,中野達也,吉敷祥一:東北地 方太平洋沖地震および余震による学校体育館 の構造被害,日本建築学会技術報告集,Vol. 20, No. 44, p. 133-138, 2014.
- [2.2] 清家剛, 江口亨, 熊谷亮平, 佐藤考一, 名取発, 脇山善夫, 井上朝雄, 山田哲, 島田侑子: 東 北地方太平洋沖地震および余震による学校施 設の校舎と体育館の非構造部材の震動被害, 日本建築学会技術報告集, Vol. 20, No. 44, p.405-410, 2014.
- [2.3] 山田哲,江口亨,松本由香,清家剛,伊山潤, 熊谷亮平,島田侑子:東北地方太平洋沖地震 および余震による学校体育館の構造特性と非 構造部材の震動被害,日本建築学会技術報告 集, Vol. 20, No. 46, p. 981-986, 2014.
- [2.4] 江口亨,清家剛,熊谷亮平,松本由香,伊山 潤,山田哲,椛山健二,楠浩一:東北地方太 平洋沖地震および余震による学校施設の校舎 における天井の震動被害,日本建築学会技術 報告集, Vol. 21, No.47, p. 55-59, 2015(掲 載準備中).
- [2.5] 一般社団法人 建築性能基準推進協会:建築
 物における天井脱落対策に係る技術基準の解
 説, 2013.

3. 構造躯体の応答

E-ディフェンスを用いた大規模空間吊り天井の 加振実験における構造躯体の応答について述べる.

3.1 試験体の固有周期と減衰定数

未対策天井試験体の地震動入力前に実施した3軸 同時入力によるランダム加振により得られた応答加 速度の震動台上での入力加速度に対する伝達関数か ら試験体の固有周期と固有モードを同定する. 屋根 面頂部中央(X4,Y4 通り)での加速度応答の入力地震 動に対する伝達関数を図3.1に示す.固有周期,減 衰定数,固有モードは1自由度系の伝達関数の理論 式を最小二乗法によるフィッティングにより求め た.各方向の1次固有周期および減衰定数を表3.1 に示す.1次固有周期は、梁間方向で0.399~0.415 秒, 桁行方向で 0.358 ~ 0.368 秒, 上下方向で 0.332 ~ 0.336 秒程度と推定される. また減衰定数は 1.82 ~ 2.40%となった.未対策天井の実験前と, 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の実験前で, 固有周期はほ ぼ同じである.後述するように、未対策天井の実験 で、屋根ブレースの一部が降伏したが、未対策天井 の実験後に、屋根ブレース、壁ブレースは締め直し たため、その結果、振動特性は大きく変化していな

いと言える.

図 3.2 は, 伝達関数から求められた各方向1次モードのモード変形図である. なお, 図 3.2 では, 天井 も含めてモード形状を示している.

梁間方向の固有モードでは,妻面の応答は壁ブ レースにより剛性が大きいため,応答が小さく,中 央の X4 通りの構面の応答が最も大きくなる.

- 表 3.1 実験前の各方向の1次固有周期と減衰定数 の推測値
- Table 3.1 Estimation of Natural Period and Damping Ratio before Experiment.

(a)	未対策天井	
(u)	///////////////////////////////////////	

(a) Non-seismic Cei	ling.
	固有周期(秒)	減衰定数(%)
+	0.200	1.00

梁間方向	0.399	1.82
桁行方向	0.368	2.40
上下方向	0.336	2.28

⁽b) 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井

⁽b) Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1 and 2.2.

	固有周期(秒)	減衰定数(%)
梁間方向	0.415	2.18
桁行方向	0.358	2.21
上下方向	0.332	2.06



図 3.1 ランダム波加振による屋根頂部加速度応答の震動台入力に対する伝達関数(未対策天井実験前) Fig. 3.1 Transfer Function of Response Acceleration to Table Acceleration during Whitenoise Excitation before Non-seismic Ceiling.



図 3.2 各方向 1 次固有モードのモード変形図(カラー図面は添付 D を参照) Fig. 3.2 Mode Shape in 1st Mode (Color Fig.s Available in Appendix D).

一方,桁行方向の固有モードは,大梁が弱軸方向 に大きくたわむモードが出てくる.中央のY4通り が大きくはらんでいる点は,梁間方向と似たモード 形状となっているが,荷重の伝達機構が異なるため, 注意が必要である.

鉛直方向の固有モードでは、中央部が大きく震動 し、柱部はほとんど振動しないモードになっている.

一方, 天井のモード形状は, 水平方向のモードに ついては, ほぼ一様の動きをしている. 天井面の面 剛性は大きく, 吊りボルトの剛性は小さいことから, 天井面のモード形状がほぼ一様になったものと考え られる. ただし, 天井のモード形状のうち, 鉛直方 向1次モードについては, 屋根面の振動と一致して いる.

なお,梁間方向1次モードの天井のモード変形は Y1,Y7通りの妻面の動きとほぼ一致し,桁行方向 1次モードの天井のモード変形はX1,X7通りの動 きとほぼ一致した.

3.2 構造躯体の全体挙動

3.2.1 全体変形角

耐震天井試験体の仙台波 100 % 加振に対する梁 間,桁行方向の全体変形角の時刻歴応答を図 3.3 に 示す.ここで,全体変形角とは屋根面頂部中央に 設置したワイヤー変位計の伸縮量から求まる水平 変位をその測定点の高さ 9.09 m で割った値である. K-NET 仙台波による加振に対する全体変形角の一 覧を表 3.2 に示す.

表 3.2	全体変形角(%)の最大値
Table 3.2	Maximum Global Drift Angle (%).

種別	入力地震動	全体変形角	
	加振レベル	梁間方向	桁行方向
未対策 天井	K-NET 仙台波 25%	0.27%	0.17%
	K-NET 仙台波 50% (1)	0.68%	0.42%
	K-NET 仙台波 50% (2)	0.65% ⁽ *)	$0.52\%^{()}$
耐震 天井	K-NET 仙台波 25%	0.28%	0.18%
	K-NET 仙台波 50%	0.65%	0.41%
	K-NET 仙台波 80%	1.14%	1.03%
	K-NET 仙台波 100%	1.81%	2.09%
	JMA 神戸波 100%	1.45%	3.20%
	JMA 神戸波 150%	2.05% ⁽ **)	4.47% ^(%)

(※)加速度データを2回直接積分して算出された値





(Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 100 % Excitation).

未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振の 2 回目ならびに耐震天井試験体の JMA 神戸波 150 % 加振は計測点近傍の天井落下によりワイヤーが破断 するなどしていたため屋根面頂部中央部に設置した 加速度計による加速度データを 2 回直接積分するこ とで変位を得た.以下にその手順の詳細を示す.

- 加速度の計測データの平均値を計算し、そのド リフト量を全計測データから減ずることで、平 均値を0.0とする.
- 2. 上記の加速度データを直接積分して速度データ を算出する.
- 未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振 の 2 回目では,梁間,桁行方向の速度データに 対して 1.5 Hz のハイパスフィルター (High Pass Filter, HPF)をかける.耐震天井試験体の JMA 神戸波 150 % 加振では,梁間方向の速度データ に対して 1.0 Hz の HPF,桁行方向では 0.5 Hz の HPF をかける.
- 4. 上記の速度データを直接積分して変位を算出す る.

上記3のHPFの適正値は,前後の加振において ワイヤー変位計と加速度計から得られる計測データ を比較,検討することで得られた.未対策天井試験 体のK-NET 仙台波50%加振の1回目と耐震天井試 験体のJMA神戸波100%加振について,ワイヤー 変形計による変位データと加速度計による加速度を 上記の手順で2回直接積分して得られた変位を図 3.4,図3.5で比較する.これらの図では最大変形時 近傍を拡大して示している.上記のHPFの値を用 いれば、ワイヤー変位計と加速度計による変位は概 ね良い対応を示している.



(b) Ridge Direction.

- 図 3.4 ワイヤー変位計と加速度計による全体変形角の時刻歴の比較(未対策天井, K-NET 仙台波 50% 加振の1回目)
- Fig. 3.4 Comparison of Time-history Response of Global Drift Angle obtained by Wire-transducer and Accelerometer (Non-seismic Ceiling, K-NET Sendai 50% 1st-Excitation).



- 図 3.5 ワイヤー変位計と加速度計による全体変形角の 時刻歴の比較(耐震天井, JMA 神戸波 100% 加 振)
- Fig. 3.5 Comparison of Time-history Response of Global Drift Angle obtained by Wire-transducer and Accelerometer (Non-seismic Ceiling, JMA Kobe 100% Excitation).

耐震天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振に対す る梁間方向の全体変形角の最大値は 0.65 %, 桁行方 向では 0.41 % となり,梁間方向の方が大きい. 一 方,K-NET 仙台波 100 % 加振に対しては,梁間方 向で 1.81%,桁行方向では 2.09 % であり,桁行方向 の方が大きい. これは,加振レベルが大きくなるに 従い,壁ブレースの塑性化が進行し,壁ブレースの 水平力負担率の大きい桁行方向の層剛性が低下した ためと推測される.JMA 神戸波 100 % 加振に対して, 梁間方向の全体変形角は 1.45 %,桁行方向では 3.20 % となり,桁行方向の変形が大きい.JMA 神戸波 150 % 加振に対しては,梁間方向で 2.05 %,桁行方 向で 4.47 % となった.

3.2.2 全体変形角-層せん断力の関係

3.3 節で後述するようにひずみゲージによる計測 値から算出した1階の全ての柱材のせん断力と,全 ての壁ブレースの軸力の水平成分の総和をとること で層せん断力を算出する.ここで,鋼材の応力-ひ ずみ関係は完全弾塑性でモデル化した.未対策天井 試験体のK-NET 仙台波25%,50%加振1回目の 全体変形角と層せん断力の関係を図3.6,図3.7,耐 震天井試験体のK-NET 仙台波25%,50%,80%, 100%加振時を図3.8~図3.11,JMA 神戸波100%, 150%加振時を図3.12,図3.13に示す.未対策天 井試験体ならびに耐震天井試験体のK-NET 仙台波 25%加振,K-NET 仙台波50%加振では,図3.6~

図3.9に示すように、柱材、壁ブレースともに弾性 状態に留まっており線形応答を示している.また, 未対策天井試験体と耐震天井試験体で、同じレベル の加振に対する応答は殆ど同一となっている. 耐震 天井試験体の K-NET 仙台波 80 % 加振では,図 3.10 に示すように、柱材とブレース材が塑性化を開始し、 非線形応答を示している.特に桁行方向のブレース 材ではスリップ性状が見られる.また、梁間方向で は山形ラーメン架構の柱材が多くの水平力を負担す るのに対し、桁行方向では壁ブレースの水平力負担 率が大きいことがわかる. さらに, K-NET 仙台波 100%加振では、柱材、ブレース材の塑性化が進行 しており、桁行方向のブレース材では著しいスリッ プ性状が見られる. 耐震天井試験体の JMA 神戸波 100%, 150%加振に対しては、特に桁行方向の柱 材,壁ブレースの塑性変形が著しく進行している. また、桁行方向のブレース材にはスリップ性状が見 られる.

事前解析による建物試験体の層間変形角 1/50 に おける梁間方向,桁行方向の終局耐力はそれぞれ 1,500 kN,850 kN程度であり,耐震天井試験体の K-NET 仙台波 100 % 加振の図 3.11,ならびに JMA 神戸波 100 % 加振の図 3.12 に示されるように,実 験においても全体変形角 2 % で概ねそれらの値が得 られている.







図 3.7 層せん断力-全体変形角の関係(未対策天井, K-NET 仙台波 50%加振1回目)

Fig. 3.7 Relations of Story Shear Force and Global Drift Angle (Non-seismic Ceiling, K-NET Sendai 50 % 1st-Excitation).



図 3.8 層せん断力-全体変形角の関係(耐震天井, K-NET 仙台波 25 % 加振) Fig. 3.8 Relations of Story Shear Force and Global Drift Angle (Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 25 % Excitation).



図3.9 層せん断力-全体変形角の関係(耐震天井, K-NET 仙台波 50% 加振).

Fig. 3.9 Relations of Story Shear Force and Global Drift Angle (Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 50 % Excitation).



図 3.10 層せん断力-全体変形角の関係(耐震天井, K-NET 仙台波 80 % 加振)

Fig. 3.10 Relations of Story Shear Force and Global Drift Angle (Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 80 % Excitation).



図 3.11 層せん断力-全体変形角の関係(耐震天井, K-NET 仙台波 100 % 加振)

Fig. 3.11 Relations of Story Shear Force and Global Drift Angle (Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 100 % Excitation).







図 3.13 層せん断力-全体変形角の関係(耐震天井, JMA 神戸波 150 % 加振) Fig. 3.13 Relations of Story Shear Force and Global Drift Angle (Seismic Ceiling, JMA Kobe 150 % Excitation).

3.3 各部材の塑性化の進行状況

3.3.1 山形ラーメン架構の曲げモーメント

柱と屋根大梁の断面でのひずみ計測値により山形 ラーメン架構の曲げモーメント分布を推測する.耐 震天井試験体の K-NET 仙台波 50 %, 80 %, 100 % 加振時の,柱材が弾性状態を保つと仮定して算出し た柱脚部曲げモーメント *M_b* が最大となる時点の X4 通りの山形ラーメン架構の曲げモーメント分布を図 **3.14** に示す.同図中に *M_b* の値を括弧内に示してい る.山形ラーメン架構の柱材,大梁の断面は H400 × 200 × 8 × 13 であり,その降伏曲げモーメント *M_y* は 350 kN·m, 全塑性曲げ耐力 *M_p* は 392 kN·m である.

3.3.2 柱脚部の塑性化

K-NET 仙台波 50 %, 80 %, 100 % 加振時におけ る X4-Y1 通り柱脚部曲げモーメント M_b の時刻歴を 図 3.15 に示す.同様に神戸波 100 %, 150 % 加振に ついて図 3.16 に示す.同図中に柱材の M_p を点線で 示す.K-NET 仙台波 50 % 加振では弾性状態に留まっ ているが,K-NET 仙台波 80 % 加振で M_p 近傍まで 増加し, さらに K-NET 仙台波 100 % 加振では柱脚 部モーメントは数回 M_p に達している.JMA 神戸波 100 %, 150 % 加振についても柱脚部は数回 M_p に達 している.但し,加振終了後,目視により確認した が柱脚部に目立った損傷は見られなかった.



(a) K-NET 仙台波 50% 加振
 (b) K-NET 仙台波 80% 加振
 (a) K-NET Sendai 50%
 (b) K-NET Sendai 80%
 Excitation.



図 3.14 山形ラーメン架構の曲げモーメント分布 Fig. 3.14 Moment Distribution of Pitched Rigid Frame.





(a) JMA 神戸波 100% 加振

(a) JMA Kobe 100%.



(b) JMA Kobe 150%.

図 3.16 柱脚部曲げモーメントの時刻歴(X4-Y1 通り) Fig. 3.16 Time-history Response of Column-base Moment (X4-Y1 Column).

3.3.3 壁ブレース材の挙動

(a) 応力一ひずみ関係のモデル化

ターンバックル形式の壁ブレースに貼付したひず みゲージの値より応力を推測し、その応力に面積を 掛けて壁ブレースの軸力を算出する.ここで鋼材の 応力一ひずみ関係を図 3.17 に示すように完全弾塑 性でモデル化し下式により応力σを算出する. 弾性域①: $\sigma = E \cdot \varepsilon_e = E \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_p)$ 塑性域②: $\sigma = \sigma_v$, 塑性域③: $\sigma = -\sigma_v$

ここで、 ε_t は全ひずみ、 ε_e は弾性ひずみ、 ε_p は塑 性ひずみ(除荷した時の残留ひずみ)、Eは弾性係 数である、弾性域①では ε_p を更新せずに塑性域②, ③では ε_p を更新する、一例として、仙台波 80 %, 100 % 加振に対する桁行方向 Y1 構面の X2 – X3 通り間の1層壁ブレースの応力–ひずみ関係を図 **3.18** に示す、壁ブレースは引張方向で降伏している のに対し、圧縮方向には座屈により軸力が小さい. K-NET 仙台波 100 % 加振時では、K-NET 仙台波 80 % 加振よりも若干、塑性ひずみが進行している。



図 3.17 モデル化の方法 Fig. 3.17 Method of Modeling.



(b) K-NET Sendai 100% Excitation.



Fig. 3.18 Relations of Stress and Strain of Vertical Brace (Y1 Frame, X2-X3).

(b) 壁ブレースの軸力一伸縮量関係

上記で求めた壁ブレースの応力に断面積を乗じて 軸力を算出する.一方,梁間方向,桁行方向のそれ ぞれ1個の壁ブレースの伸縮量をワイヤー変位計で 計測した.K-NET 仙台波 80%,100%加振に対する, 桁行方向 Y1構面の X2 – X3 通りの1層壁ブレース の伸縮量と軸力の関係を図 3.19 に示す.K-NET 仙 台波 80%,100%加振ともに,引張方向では軸力が 降伏軸力に達している.一方,圧縮方向には軸力を 殆ど負担していない.



- (Y1構面のX2 X3通り間)
- Fig. 3.19 Relations of Axial Force and Axial Deformation of Vertical Brace (Y1 Frame, X2-X3).
- (c) 壁ブレースの塑性化の進展

各加振における,ひずみを計測した梁間方向,桁 行方向の壁ブレース各 10 個のうち降伏ひずみに達 したブレースの個数の割合を図 **3.20** に示す. 壁ブ レースの作用軸力 Σ*P* の降伏軸力 Σ*P_y*に対する割合 の平均値を図 **3.21** に示す. ここで作用軸力 Σ*P*,降 伏軸力 Σ*P_y*は以下の式で算出した.

$$\sum P = \sum_{i=1}^{n} P_i = \sum_{i=1}^{n} (A \times \sigma_i)$$

$$\sum P_y = n \times A \times \sigma_y$$
(1)

ここで、nはひずみを計測した壁ブレースの個数 であり、梁間、桁行方向ともに 10 である. Aは壁 ブレースの断面積、 σ_y は降伏応力、 σ_i は図 3.17 に 示す完全弾塑性モデルにより得られた作用応力であ る.

K-NET 仙台波 25 % 加振, 50 % 加振では全ての壁 ブレースが弾性域にあり, K-NET 仙台波 25 % 加振 では梁間,桁行方向ともに降伏軸力の 0.3 倍程度, K-NET 仙台波 50 % 加振では 0.6 ~ 0.8 倍程度の軸 力が作用した.K-NET 仙台波 80 % 加振では,降伏 した壁ブレースの個数の割合は,梁間方向で 0.8, 桁行方向で 0.5 であった.K-NET 仙台波 100 % 加 振では梁間方向で降伏したブレースの個数の割合 は 0.3 に減少したが,桁行方向の全ての壁ブレース が降伏した.JMA 神戸波 100 % 加振と JMA 神戸波 150 % 加振に対しては,桁行方向の全てのブレース は弾性域 に留まった.耐震天井試験体での仙台波 80 % 加振 後の壁ブレースの座屈変形の様子を**写真 3.1** に示す.



図 3.20 降伏した壁ブレースの個数の推移





図 3.21 壁ブレースの作用軸力比の推移 Fig. 3.21 Transition of Axial Force Ratio in Vertical Brace.



写真 3.1 K-NET 仙台波 80% 加振後の壁ブレースの 座屈変形

Photo 3.1 Buckling of Vertical Brace after K-NET Sendai 80% Excitation.

3.3.4 屋根ブレース材の挙動

(a) 未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振に おけるひずみ

未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振の1 回目における, X2,Y2 通り-X3,Y3 通り, ならびに X2,Y3 通り-X3,Y4 通りの屋根面屋根ブレースのひ ずみ計測値の時刻歴を図 3.22 に示す.建物試験体の 設計では,外周部の屋根面屋根ブレースが内側のブ レースよりも早期に塑性化することが想定されてい たが,図 3.22 に示すように,内側にある X2 - X4 通り間,Y2 - Y4 通り間近傍の屋根面屋根ブレース のひずみが瞬間的に降伏ひずみを著しく超えて増加 した.これら近傍の屋根ブレースのみにも同じ時刻 あたりで同様の大きなひずみが生じている.



図 3.22 屋根面屋根ブレースの応力一ひずみ関係 (未対策天井, K-NET 仙台波 50% 加振の1回目)

Fig. 3.22 Time-history Response of Strain of Horizontal Brace (Non-seismic Ceiling, K-NET Sendai 50% 1st-Excitation.

未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振の1 回目と2回目について屋根ブレースの降伏した順序 を図 3.23 に示す.青字が1回目の加振状況,2回目 を赤字で示す.弾性に留まったものは Elastic と表 記している.1回目の加振では X2 通りと X4 通り, Y2 通りと Y4 通りに囲まれた内側の屋根ブレースが 降伏した.



図 3.23 屋根面屋根ブレースの塑性化開始時(未対策天 井試験体, K-NET 仙台波 50% 加振(1), (2))

Fig. 3.23 Stating Times at Yielding of Horizontal Brace (Non-seismic Ceiling, K-NET Sendai 50% 1st, 2nd-Excitations).

(b) 屋根面屋根ブレースの塑性化の進展

屋根面屋根ブレース36個のうち降伏ひずみに達 したブレースの個数の割合を図 3.24 に示す. 屋根ブ レースの作用軸力 ΣP の降伏軸力 ΣP, に対する割合 の平均値を図 3.25 に示す. ここで作用軸力 ΣP,降 伏軸力 ΣP_{v} は式(1) で算出した. ここで, n はひず みを計測した屋根面屋根ブレースの個数であり36 である.未対策天井試験体について,K-NET 仙台 波25%加振時では全ての屋根面屋根ブレースが弾 性域に留まり、降伏軸力の0.25倍程度の軸力が作 用した. K-NET 仙台波 50 % 加振 1 回目で屋根面屋 根ブレース 36 個のうち 11 % が降伏し, K-NET 仙 台波 25% 加振 2回目では 17% が降伏した.一方, 耐震天井試験体では, K-NET 仙台波 50 % 加振時ま では全ての屋根面屋根ブレースが弾性域に留まり, K-NET 仙台波 50% 加振で降伏軸力の 0.6 倍程度の 軸力が屋根面屋根ブレースに作用した. K-NET 仙 台波80%について、屋根面屋根ブレースの降伏し た順序を図 3.26 に示す.外周部四辺一列の屋根ブ レースは全て降伏しており、内側の屋根ブレースの 多くは弾性に留まっている. JMA 神戸波 100 % 加振,

JMA 神戸波 150 % 加振では、全ての屋根面屋根ブレースが降伏した. 全加振後の屋根面屋根ブレース の座屈変形を写真 3.2 に示す.







図 3.25 屋根ブレースの作用軸力比の推移 Fig. 3.25 Transition of Axial Force Ratio in Horizontal Brace.



写真 3.2 全加振後の屋根ブレースの座屈変形 **Photo 3.2** Buckling of Horizontal Brace after All Excitations.



図 3.26 屋根面屋根ブレースの塑性化開始時(耐震天井試 験体, K-NET 仙台波 80% 加振)

Fig. 3.26 Stating Times at Yielding of Horizontal Brace (Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 80% Excitation).

3.4 屋根面における最大加速度応答

(a) フィルターなしの屋根面加速度応答

未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振1回 目に対する屋根面 X4-Y5 通りにおける梁間,桁行, 上下方向の加速度応答の時刻歴を図 3.27 に示す.こ こで,屋根面 X4-Y5 通りを選択したのは,仙台波 50 % 加振2回目の加振によりその近傍の天井が落 下したためである.加振計画では 2.2G 程度の最大 加速度応答を想定していたが,梁間方向で 3.6G,桁 行方向で 9.6G,上下方向で 6.2G の最大加速度応答 が得られている.すなわち,想定を大きく超える最 大加速度を示している.これは屋根面に設置した錘 の鋼板が母屋材等に接触し衝撃を与えたためと考え られる.





各加振に対する屋根面の全 36 計測点における最 大加速度応答の最大値,平均値,最小値を図 3.28 に 示す.未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振 の1回目に対して,梁間方向の最大値は 9.7G,平均 値は 5.0G,最小値が 1.9G,桁行方向では最大値が 11.7G, 平均値は 8.4G, 最小値は 3.8G, 上下方向で は最大値が 9.5G, 平均値は 6.0G, 最小値は 1.4G と なっている. すなわち, 屋根面最大加速度応答には 測定点によって大きなばらつきがある.



- 図 3.28 各加振における屋根面最大加速度応答の 最大値,平均値,最小値
- Fig. 3.28 Maximum, Average, Minimum Values of Maximum Roof Acceleration Response for Each Excitation.

(b) ローパスフィルター (LPF) をかけた屋根面加速 度応答

衝突などによる高周波成分のノイズを取り除くために、屋根面加速度データにローパスフィルター (Low Pass Filter, LPF)をかける.天井面で計測された加速度応答データに対しても検証した結果,不要なノイズを取り除き,主要な加速度応答を取り除かない LPF の値として 100 Hz が最適であると判断した.

未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振の1 回目における,100 Hz の LPF をかけた場合の屋根 面 X4-Y5 通りでの加速度応答の時刻歴を図 3.29 に 示す.図 3.27 と比較すると,最大加速度応答が大き く減少していることがわかる.フィルターをかけな い屋根面加速度応答データと100 Hz の LPF をかけ た屋根面加速度応答についてピーク時近傍を拡大し て比較した結果を図 3.30 に示す.100 Hz の LPF を かけても体育館構造全体の挙動による加速度応答を 取り除いていないことがわかる.





Fig. 3.29 Roof Acceleration filtered by 100Xz-LPF (Non-seismic Ceiling, K-NET Sendai 50% 1st-Excitation).



図 3.30 フィルター有無による屋根面加速度の比較 (未対策天井, K-NET 仙台波 50% 加振の1回目) Fig. 3.30 Comparison of Roof Acceleration Data not-filtered and filtered by 100Xz-LPF (Non-seismic Ceiling,

and filtered by 100Xz-LPF (Non-seismic Ceiling K-NET Sendai 50% 1st-Excitation).

各加振に対する屋根面の全36計測点における, 100 Hz の LPF をかけた最大加速度応答の最大値, 平均値,最小値を図3.31 に示し,各加振の平均値の 一覧を表3.3 に示す.100 Hz の LPF をかけた全36 計測点における最大加速度応答の平均値では,未対 策天井試験体の K-NET 仙台波25%加振に対して梁 間方向で1.4G,桁行方向で2.0G,上下方向で1.4G である.また,未対策天井試験体のK-NET 仙台波 50%加振の1回目では,梁間方向で2.7G,桁行方 向で3.3G,上下方向で2.5Gとなった.これらは概 ね加振計画で想定した最大加速度程度となってい る.また,図3.31に示すように,耐震天井試験体 でK-NET 仙台波80%を超えた加振レベルでは,屋 根面最大加速度応答が頭打ちとなっている.

(c) 屋根面最大加速度の分布

未耐震天井試験体の K-NET 仙台波 50 % 加振の1 回目,耐震天井試験体の K-NET 仙台波 80 % 加振, 100 % 加振における全計測点での 100 Hz の LPF を かけた屋根面最大加速度の分布を図 3.32 ~図 3.34 に示す.ならびに,各加振時における,X4 通りの 各計測点での 100 Hz の LPF をかけた屋根面最大加 速度の分布を図 3.35 に示す.屋根面最大加速度は, 特に梁間方向と上下方向の加速度は側面である Y1, Y7 通りで小さく,頂部である Y4 通りに近づくに従 い,大きくなる傾向がある.

LPF for Each Excitation.					
天井 試験体	加振レベル	梁間	桁行	上下	
未対策 天井	K-NET 仙台波 25%	1.4	2.0	1.4	
	K-NET 仙台波 50%(1)	2.7	3.3	2.5	
	K-NET 仙台波 50%(2)	2.8	3.5	2.7	
	K-NET 仙台波 25%	1.2	1.4	1.0	
	K-NET 仙台波 50%	2.4	3.0	2.3	
耐震	K-NET 仙台波 80%	4.0	4.2	3.4	
天井	K-NET 仙台波 100%	4.2	4.2	3.2	
	JMA 神戸波 100%	3.7	4.2	3.0	
	JMA 神戸波 150%	4.0	4.4	3.2	

表 3.3 各加振での 100Hz-LPF をかけた屋根面最大加速度応答の平均値(G) Table 3.3 Average (G) of Maximum Roof Acceleration Response filtered by 100Xz-LPF for Each Excitation.



Fig. 3.31 Maximum, Average, Minimum of Maximum Roof Acceleration Response filtered by 100Xz-LPF

for Each Excitation.



- 図 3.32 屋根面最大加速度の分布(未対策天井, K-NET 仙台波 50% 加振1回目)
- Fig. 3.32 Distribution of Maximum Roof Acceleration (Non-seismic Ceiling, K-NET Sendai 50% 1st-Excitation).
- 図 3.33 仙台波 80% 加振における屋根面最大加速度の 分布(耐震天井, K-NET 仙台波 80% 加振)

. 10

 2.10^{2}

. 10

Fig. 3.33 Distribution of Maximum Roof Acceleration (Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai 80% Excitation).


X4 通りにおける屋根面最大加速度の分布 図 3.35 (100Hz-LPF)

=41 = 42

=41 = 42

■45-■46

=41 = 42

■ 43 = 44

■45-■46

47

= 43 =44

= 47

=43 =44≡45 ≡46

= 47

Fig. 3.35 Distribution of Maximum Roof Acceleration filter by 100Hz-LPF in X4.

仙台波 100% 加振)

100% Excitation.

Fig. 3.34 Distribution of Maximum Roof Acceleration

(Seismically Designed Ceiling, K-NET Sendai

4. 吊り天井脱落被害の再現

4.1 未対策天井の損傷状況

加振ケースと損傷状況の概要を表 4.1 に,各加振 ケースでの天井が脱落した近傍の X4-Y5 通りにお ける,天井面および屋根面の応答加速度 3 成分の最 大値を表 4.2 に示す.着目点は図 4.1 に示す X4-Y5 通り近傍の天井面に設置した加速度センサ(CA22) とその同位置上方の屋根面に設置した加速度センサ (RA19)とし,前章の屋根面応答加速度の分析と同 様に天井の検証に用いる天井面応答加速度は 100 Hz の LPF でフィルタ処理を行ったものを用いている.

表 4.1 加振ケースと損傷状況一覧 Table 4.1 Experimental Case and Damage Progress.

加振ケース	損傷状況				
仙台波 25%	ハンガ・クリップのずれ				
仙台波 50% (1 回目)	ハンガ・クリップが外れ、天井面がたわむ				
仙台波 50% (2 回目)	たわんだ天井面が大きく振動し、脱落				





4.1.1 K-NET 仙台波 25 % 加振

K-NET 仙台波 25 % 加振では 1 箇所のハンガーが 滑動する状況を加振時の記録映像で確認できるほ か,ハンガー・クリップなどの天井面構成部材の接 合部に僅かな滑りが確認され,このクリップのずれ により,野縁受けに蛇行が見られた.加振後の天井 頂部の状況を写真 4.1 に,野縁受けの蛇行を写真 4.2 に示す.なお,写真 4.1 にはその後の加振による損 傷も示す.写真 4.1 (a)が K-NET 仙台波 25 % 加振に よる損傷である.



(a) K-NET 仙台波 25% 加振後(a) After K-NET Sendai 25% Excitation.



(b) K-NET 仙台波 50% (1 回目) 加振後(b) After K-NET Sendai 50% 1st Excitation.



- (c) K-NET 仙台波 50% (2 回目) 加振後(c) After K-NET Sendai 50% 2nd Excitation.
- 写真 4.1 各加振後の天井頂部の状況
- Photo 4.1 Damage after Experiment.

表 4.2 加振ケースと着目点における屋根面および天井面応答加速度の最大値一覧 **Table 4.2** Maximum Response Acceleration on Ceiling and Roof.

加佐ケーフ	計測重度	振動台入力加速度(G)			屋根面応答加速度の最大値(G)			天井面応答加速度の最大値(G)		
	司側最度	梁間方向	桁行方向	上下方向	梁間方向	桁行方向	上下方向	梁間方向	桁行方向	上下方向
K-NET 仙台波 25%	5+ (5.1)	0.35	0.20	0.09	0.76	2.33	1.27	1.15	0.66	0.74
K-NET 仙台波 50%(1 回目)	6- (5.7)	0.77	0.44	0.21	1.60	4.23	2.71	6.22	2.17	5.33
K-NET 仙台波 50%(2 回目)	6- (5.7)	0.77	0.46	0.21	1.73	4.50	2.50	8.15	3.83	7.26



写真 4.2 クリップのすべりによる野縁受けの蛇行 (K-NET 仙台波 25% 加振後)

Photo 4.2 Meandering of Furring Bracket due to Slip of Clips.

4.1.2 K-NET 仙台波 50 % (1 回目) 加振

K-NET 仙台波 50 % (1 回目) 加振において天井が 大きく損傷した.図4.2 に天井面加速度と天井の損 傷過程を,損傷が生じた時刻の詳細を表4.3 に示す.

この加振では最初の激しい振動により、天井頂部 の多数のハンガーが大きく滑り,繰り返し滑動した. これらのハンガーにはこの時点で既に開きが生じて いたものと考えられ、吊り材として天井材の重量を 負担することができない状態となった. なお, 頂部 より2列目のハンガーには施工上必要なビス留めが 為されていたため、ハンガーの滑りは確認できず、 損傷は主に頂部のハンガーに集中している. その後 揺れが小さくなり,続けて再び激しい振動を受け, 南面 Y5 通り中央付近の天井が大きく上下に振幅し, 天井面が波打つように挙動した. この現象により, Y4-Y5 通り間の中央付近で多数のクリップが外れ, 外れたクリップが支持していた天井面は大きく下方 にたわんでしまった. たわんだ部分と周囲の天井面 は天井ボードにより繋がっていたため、かろうじて 脱落には至らなかったが、外れたクリップが負担し ていた天井材の重量を近傍のクリップが負担するこ ととなった.継続時間の長い地震動であったために,



たわんだ天井面が上下方向に長時間繰り返し振動し 続け,近傍のクリップも連鎖的に外れて損傷範囲が 拡大した.結果的にこの加振では天井は脱落には至 らなかったが,接合部が多数損傷し,脱落する危険 性の高い状態となった.加振後の天井頂部の状況を 写真 4.1 (b) に,天井の損傷のイメージを図 4.3 に示 す.





番号	損傷時刻 (s)	損傷状況
1	22.2887	ハンガー滑り
2	23.2220	ハンガー滑り
3	23.5887	ハンガー外れ
5	28.1220	ハンガー外れ
6	28.4887	ハンガー外れ
7	28.9887	ハンガー外れ
10	31.2220	ハンガー外れ
14	32.3887	ハンガー外れ
17	34.0887	ハンガー外れ
18	73.0887	天井板の波打ち
19	73.7887	クリップ外れ
20	73.9220	クリップ外れ
21	75.1220	クリップ外れ
22	76.2553	クリップ外れ
23	77.2553	野縁受け波打ち
24	776553	クリップ外れ
25	77.6553	クリップ外れ
26	78.3553	クリップ外れ、野縁受け変形
27	78.3553	クリップ外れ
28	78.6220	クリップ外れ
29	78.8220	クリップ外れ
30	79.3553	クリップ外れ
31	79.3887	クリップ外れ
32	79.7553	クリップ外れ
33	79.9220	クリップ外れ
35	88.0553	クリップ外れ
36	88.7220	クリップ外れ
37	98.4220	クリップ外れ
38	120 0220	クリップ外れ(片持ち状能になる)

表 4.3 損傷の時刻 K-NET 仙台波 50%(1回目)加振 Table 4.3 Time of Damage during K-NET Sendai 50% 1st Excitation.



図 4.3 天井面の損傷イメージ



4.1.3 K-NET 仙台波 50 % (2 回目) 加振

損傷を受けた天井に対して,余震を想定し再度 K-NET 仙台波 50%による2回目の加振を行った. 天井面加速度と天井の損傷過程を図4.4に,損傷が 生じた時刻の詳細を表4.4に示す.最初の激しい揺 れにて,既にたわんでいた天井面が大きく振動し, 南面(Y4-Y7)の天井頂部が脱落した.



図 4.4 K-NET 仙台波 50% 2 回目加振における天井面加 速度と損傷観察結果 (CA22 付近:南面の天井の 損傷との比較)

Fig. 4.4 Response Acceleration of Ceiling and Damage Progress during K-NET Sendai 50% 2nd Excitation.

	Excitation.	
番号	損傷時刻 (s)	損傷状況
1	24.9203	天井面に亀裂
2	25.2220	天井脱落、クリップ外れ
3	25.2537	ハンガー外れ
5	27.3203	ハンガー外れ
6	27.3203	野縁受けジョイント外れ
7	29.6537	天井面撓み
10	29.6870	ハンガー外れ
14	29.7537	天井脱落
17	72.0870	野縁受けジョイント外れ
18	75.2537	天井脱落クリップ外れ
19	75.7537	天井脱落
20	78.2537	天井脱落
21	80.8870	天井脱落

表 4.4 損傷の時刻 K-NET 仙台波 50% (2 回目) 加振 Table 4.4 Time of Damage during K-NET Sendai 50% 2nd Excitation

その後揺れは小さくなるものの,先の天井脱落に 起因して,残存する天井端部のクリップの一部にも 損傷が生じており,天井端部が大きく揺れてしまう 状態となった.続けて再び激しく振動した際,クリッ プが損傷していた天井端部から引きずられるように 天井が脱落し,更に天井中央から端部に向けて連鎖 的かつ広範囲に渡り天井が脱落した.加振後の天井 頂部の状況を**写真 4.1**(c)に示す.

なお,一連の加振で天井が脱落しなかった北面の 天井についても,加振後の目視による損傷観察によ り,クリップの外れやハンガーの開き,野縁受けの 蛇行,波打ちなどが確認されている.この加振では 北面の天井は脱落に至らなかったが,接合部の損傷 など南面の天井と類似する損傷も見られることか ら,北面の天井にも,南面の天井と同様の脱落被害 が発生する可能性があったと言える.

4.1.4 接合部の損傷

写真 4.3 に加振後の損傷状況を示す. このような 勾配天井の頂部付近を中心とした天井脱落被害は, 過去の地震被害において報告されている大規模空間 に設置された吊り天井の脱落被害状況に類似してお り,実験結果は吊り天井の脱落被害をうまく再現で きたものと考える. 天井脱落が生じた要因は,既往 の研究でも論じられている通り,クリップやハン ガーなどの接合部であった. 図 4.5 に天井接合部の 損傷状況を示す. 2 章で述べたように,本試験体に 用いられていたのは, JIS 規格相当品を勾配用に改良



写真 4.3 天井が脱落した試験体の全景 K-NET 仙台波 50% 2 回目加振後 **Photo 4.3** Damage of Ceiling after K-NET Sendai 50% 2nd Excitation.

されたフリーハンガーであった. これらの要素試験 による鉛直方向の最大荷重(以下,耐力とする)は, ハンガーが 2,797 N,クリップは最も低い値となる シングルクリップの腹掛けで 338 N である(2 章参 照).

一方,図4.6に吊りボルトに貼られた歪みゲージ から求めた軸力を示す.計測位置については2章を 参照されたい. これによれば, 南面天井に設置され た吊りボルト CS003 が最も大きく、1,243 N であり、 ハンガーには耐力の半分程度の鉛直荷重が作用した ことになり、鉛直下向きの地震力ではハンガーは破 損しないこととなる.一方,近傍のクリップについ て、1個当たりの負担面積 0.3 m² から、負担してい た地震力を求めると328 N となる. クリップの耐力 にはわずかに足りないものの、2章で示したとおり、 野縁受けが座屈する荷重は小さいため、野縁受けが 変形していた可能性は高く、この野縁受けの変形に よりクリップの耐力が低下し破損したと考えられ る.以上のように、各金具に作用した荷重は、損傷 に至るほどの大きな荷重が作用しており、実際に再 現された被害状況に矛盾しない.

なお,吊りボルトに設置した歪みゲージによって 得られた軸力は,天井面応答加速度,天井単位質量, 負担面積の積から求まる鉛直方向地震力に比べやや 大きくなっているが,これは頂部のハンガーが損傷 して外れ,棟側の天井の鉛直地震力を支持できなく なり,より軒側に位置する吊りボルトが棟側の天井 重量をも負担していたためと考えられる.







図4.6 吊りボルトに生じた軸力

(K-NET 仙台波 50% 1 回目 加振)

Fig. 4.6 Axial Force of Bolts during K-NET Sendai 50% 1st Excitation.

北面の天井の吊りボルトの軸力も,南面の吊りボ ルトに作用している軸力と同様に大きい.ここでも 北面の天井が脱落していた可能性があったものと考 えられる.

また,図4.6 では,一部加振前から軸力が作用し ている状態のものや,残留軸力が生じたものがある. これは K-NET 仙台波25%加振や,50%加振によ り振動を受け,吊りボルト下部に設置したハンガー に滑りやズレが生じた結果,加振前に負担していた 天井材の重量から荷重が抜けたためと考えられる.

写真 4.4 に実験終了後の未対策天井の損傷状況を まとめる.いずれの被害状況も、1 章で示した過去 の被害状況によく似ている.



天井裏から見た頂部の損傷



せっこうボードの目地を境に脱落した



クリップの外れ



壁際野縁の端部が座屈している



床まで脱落した天井材



ロックウール吸音板の脱落



野縁受けジョイントの外れ



柱周りの仕上げ材の損傷

写真 4.4 実験後の未対策天井の損傷状況 **Photo 4.4** Damage of Non-seismic Ceiling after Experiment.

4.2 未対策天井の応答

4.2.1 天井面の応答加速度

図 4.7 に本節で着目する加速度センサの位置を示 す.また,天井が大きく損傷した仙台波 50 % 1 回 目加振時の CA22 で計測された南面の天井面応答加 速度を図 4.8 に, CA19 で計測された北面の天井面 応答加速度を図 4.9 に示す.

南面の天井面に設置した加速度センサ CA22 に着 目すると、K-NET 仙台波 50 % 1 回目加振における 各方向の天井面応答加速度の最大値は梁間方向で 6.22G,桁行方向で 2.17G,上下方向で 5.33G であっ た.これに対し、CA22 の直上に位置する屋根面の 応答加速度の最大値は梁間方向で 1.60G,桁行方向 で 4.23G,上下方向で 2.71G であった.天井面の, 屋根面に対する応答倍率は梁間方向と上下方向では 着目すると屋根面と比較して約 2 倍であった.震動 台への入力と比較すると約 25 倍の応答倍率となり, 改めて地震時には建築物,特に吊り元の応答が,天





Fig. 4.8 Response Acceleration of South Ceiling during K-NET Sendai 50% 1st Excitation (CA22).

井面の応答に多大な影響を与えることがわかり,天 井の設計を行う上では注意が必要である.

また,今回脱落被害が生じなかった北面の天井に ついても,南面の天井が脱落するまではほぼ同様の 応答を示している.







- 図 4.9 仙台波 50% 1 回目 加振における 北面天井面応答加速度 (CA-19)
- Fig. 4.9 Response Acceleration of North Ceiling during K-NET Sendai 50% 1st Excitation.

4.2.2 天井面最大加速度の分布とばらつき

各加振に対する天井面に設置した加速度計全 36 計測点における天井面応答加速度の最大値の分布を 図 4.10 ~ 4.12 に示す.また,これらの天井面応答 加速度の最大値から,最大値,平均値,最小値を求 めると図 4.13 のようになる.

図 4.13 が示す通り, K-NET 仙台波 50 % 1 回目加 振では,梁間方向の最大値が 9.24G,平均値が 6.22G, 最小値が 4.78G,桁行方向では最大値が 6.51G,平 均値が 2.76G,最小値が 1.74G,上下方向では最大 値が 11.06G,平均値が 4.03G,最小値が 2.93G となり, 前章の屋根面と同様に天井面も計測箇所により大き くばらつきがあることがわかる.いずれも K-NET 仙台波 50 % 1 回目加振に比較して,K-NET 仙台波 50 % 2 回目加振の加速度の方が大きいが,これは K-NET 仙台波 50 % 1 回目加振にて天井が損傷し, 天井面がより大きく振動したためと考えられる.

図 4.10 ~ 4.13 に示す天井の各点における応答加 速度についても確認すると, 天井面の最大加速度は, K-NET 仙台波 25 % 加振では X1, X7 通りの外周部 で大きくなっている.一方, 2 回の K-NET 仙台波 50 % 加振では,外周部に加えて頂部も大きくなっ ていることがわかる. K-NET 仙台波 50 % 1 回目加 振にて,頂部付近の天井が損傷し,脱落したことが 影響していると考えられる.



図 4.10 天井最大加速度の分布(K-NET 仙台波 25% 加振) Fig. 4.10 Maximum Response Acceleration of Ceiling (K-NET Sendai 25% Excitation).



(K-NET Sendai 50% 1st Excitation).

(K-NET Sendai 50% 2nd Excitation).





Fig. 4.13 Variation of Response Acceleration of Ceiling.

5. 天井脱落防止対策の有効性検証

5.1 H26 技術基準に従って設計した天井 (1.1G 耐震 天井)の応答

5.1.1 天井面の応答および損傷状況

加振ケースと屋根面および天井面の応答加速度の 最大値と天井面変位の最大値の関係を表 5.1.1 に示 す. なお,応答加速度については,未対策天井と同 様に RA19, CA22 に注目した.詳細な位置は 2 章 および 4 章を参照されたい.

天井全体の天井面応答加速度の最大値を集め,これらの平均値,最大値,最小値を求めると,図 5.1.1 のようになる.各測定点で応答加速度の最大値にばらつきが発生しているが,未対策天井ほど大きな差は無い.なお,ここでは個々の応答は示していないが,軒先端部(X1-Y7),(X7-Y7)での天井面の応答加速度の方が,それ以外の点に比較して,大きい.

K-NET 仙台波 50 % 加振における天井面最大応答 加速度は梁間方向で 1.99G となり, 設計水平震度 1.1 に相当する加速度を超えたが,一部ハンガーに若干 のずれが見られたものの,これ以外の目視で確認で きる損傷はなかった.天井の耐震性能に大きな問題 は生じていない.設計水準以上の地震力に対しても 安全性が確保されていることが確認できた.

図 5.1.2 に K-NET 仙台波 80 % 加振における天井 の応答加速度を,図 5.1.3 に K-NET 仙台波 80 % 加 振における天井面端部 X1-Y7 通りの天井面の応答 変位を示す.K-NET 仙台波 80% 加振では,天井面 最大応答加速度が梁間方向で 2.82G となり,設計想 定の 2.5 倍に相当する加速度が生じた.その結果, 梁間方向に配置された 3 列の V 字状斜め部材のう

表 5.1.1 加振ケースと着目点における屋根面および 天井面応答加速度の最大値一覧

 Table 5.1.1
 Maximum Response Acceleration on Ceiling and Roof

加振	屋根	屋根面応答加速度 (G)			面応答加 (G)	天井面変位 (mm)		
ケース	梁間 方向	桁行 方向	上下 方向	梁間 方向	桁行 方向	上下 方向	梁間 方向	桁行 方向
K-NET仙台波 25%	0.74	0.67	0.52	0.74	0.60	0.90	10.62	7.45
K-NET仙台波 50%	1.57	2.83	1.17	1.99	1.39	2.09	28.19	17.49
K-NET仙台波 80%	2.77	4.70	2.96	2.82	1.66	3.35	60.51	41.16
K-NET仙台波 100%	2.85	5.20	2.79	3.28	2.31	3.49	-	-
JMA神戸波 100%	2.99	5.04	3.63	5.36	2.54	6.60	-	-
JMA神戸波 150%	3.17	5.68	2.86	5.30	3.56	4.76	-	-

屋根面応答加速度測定点:RA19 天井面応答加速度測定点:CA22



Fig. 5.1.1 Variation of Response Acceleration of Ceiling.



図 5.1.2 梁間方向天井面応答加速度(CA22) (K-NET 仙台波 80% 加振)

Fig. 5.1.2 Response Acceleration of Ceiling (CA22) in Transverse Direction during K-NET Sendai 80% Excitation.



- 図 5.1.3 梁間方向天井面変位(X1-Y7) (K-NET 仙台波 80% 加振)
- Fig. 5.1.3 Response Displacement of Ceiling at X1Y7 in Transverse Direction during K-NET Sendai 80% Excitation.

ち,軒先に近いY6 - Y7 通り間の斜め部材のうち 頂部に近い方の斜め部材に座屈が生じた.写真5.1.1 は斜め部材の座屈の状態である.設計上は斜め部材 の座屈箇所に偏りが生じる可能性については検討し ていない.座屈した斜め部材に偏りが生じた原因に ついては,さらなる検証を進めたい.

また,一部の斜め部材上部取付金具は,ずり落ち ており,吊り元との間に数ミリ程度の隙間が生じて いた.これら以外の大きな損傷は確認できていない.

図 5.1.4 に K-NET 仙台波 100 % 加振における天井 の応答加速度を,図 5.1.5 に K-NET 仙台波 100 % 加 振における天井面端部 X1-Y7 通りの天井面の応答 変位を示す.図 5.1.5 については測定範囲以上の変 位(100 mm 以上)が発生したため参考データとなる. なお,使用したセンサはレーザー式変位計であり, 測定範囲を超えた測定をしてもその後の計測結果に 不具合は生じない.

K-NET 仙台波 100% 加振では, 天井面最大応答 加速度が梁間方向で3.28Gとなり、設計で想定し ている地震力を大きく超える加振となった.既に 80%加振時に一部の斜め部材に座屈が生じていた 為,100%加振時には設計値より耐力が低下してお り、斜め部材の座屈変形が進行した.写真5.1.2は K-NET 仙台波 100 % 加振後の斜め部材の損傷状況 である. 座屈の多くは Y5 - Y7 間で発生し, 梁間 方向では V 字状斜め部材のうち頂部側, 軒先側両方 が, 桁行方向では Y6 - Y7 間の斜め部材に集中的 に座屈が生じた.梁間方向の座屈変形量は頂部側に 設置された斜め部材の方が大きく、「く」の字に変形 が残留した. 斜め部材が大きく変形した箇所は、そ れを固定している斜め部材上部取付金具が吊りボル トに沿って下がり、吊り元に数センチ程度の隙間が 生じていた. これは、加振によって斜め部材に引張 力が作用したときに、斜め部材上部取付金具が緩ん だために、ずり落ちたものと考えられる.

最終的に K-NET 仙台波 100 % 加振により,多く の斜め部材が座屈したため,揺れを抑える機能は失 われ,25 mm 程度の残留変位が生じている.

既に多くの斜め部材が座屈により,揺れを抑える 機能を喪失していたため,その後に行った JMA 神 戸波 100 % 加振では,天井面はさらに大きく振動し, 天井面の最大応答加速度は 4.77G に達した.神戸波 100 % 加振後の斜め部材の損傷状況を写真 5.1.3 に



写真 5.1.1 K-NET 仙台波 80%加振後の斜め部材損傷 状況

Photo 5.1.1 Buckling of Brace during K-NET Sendai 80% Excitation.





Fig. 5.1.4 Response Acceleration of Ceiling (CA22) in Span Direction during K-NET Sendai 100% Excitation.



- 図 5.1.5 梁間方向天井面変位(X1-Y7) (K-NET 仙台波 100% 加振)
- Fig. 5.1.5 Response Displacement of Ceiling at X1Y7 in Span Direction during K-NET Sendai 100% Excitation.



写真 5.1.2 K-NET 仙台波 100%加振後の斜め部材損傷 状況

Photo 5.1.2 Buckling of Brace during K-NET Sendai 100% Excitation.

示す. ほぼ全ての斜め部材が大きく「く」の字に座屈 した. また,斜め部材上部取付金具が50 cm ほどず り下がるとともに,斜め部材上端部吊りボルトの破 断も発生した.

クリアランスを超えて大きく振動したため,周囲 柱と衝突した.その影響で天井下地材および仕上げ 材が大きく変形し,仕上げ材の脱落につながった. なお,野縁,野縁受け等の天井下地材は脱落しなかっ たため,連鎖的な崩落はなかった.

さらに続けて JMA 神戸波 150 % で加振を行った 結果,100 % 加振より更に大きく振動したため,斜 め部材の座屈,斜め部材上端部吊りボルトの破断に 加え,斜め部材下部取付ビスの外れ,野縁・野縁受 けの変形まで発生した.JMA 神戸波 150 % 加振後 の斜め部材の損傷状況を写真 5.1.4 に示す.

1.1G 耐震天井の応答変位が大きくなった結果, 写真 5.1.5 に示すように,損傷調査用に設置された キャットウォークに吊りボルトが衝突した.詳細は 後述する.



写真 5.1.3 JMA 神戸波 100%加振後の斜め部材 損傷状況

Photo 5.1.3 Buckling of Brace during JMA Kobe 100% Excitation.



写真 5.1.5 キャットウォークとの衝突 **Photo 5.1.5** Pounding of Bolts to Catwalk.

また,周囲柱にもさらに激しく衝突し,天井下地 材の変形や,天井板の脱落につながった.しかし, クリップなどにより天井下地材が適切に緊結されて おり,天井下地材の脱落しなかった.天井材の損傷 状況を写真 5.1.6 に示す.また,仕上げ材の脱落箇 所については,後述する.

5.1.2 斜め部材に作用した荷重と設計余裕度

K-NET 仙台波 80 % 加振, 100 % 加振により,多 くの斜め部材が座屈した.それぞれの加振により斜 め部材の損傷,変形,斜め部材上部取付部の隙間の 発生等が確認された.これらの不具合が発生した部 位の損傷荷重と,斜め部材に取り付けたひずみゲー ジから求めた各部位への作用最大荷重を表 5.1.2, 表 5.1.3 にまとめる.また,図 5.1.6 に K-NET 仙台 波 80 % 加振における斜め部材の軸力を示す(測定位 置は図 2.8.21 参照).なお,表 5.1.2,表 5.1.3 には, 斜め部材のオイラー座屈荷重を損傷荷重として,そ れ以外の部材については,H26 技術基準の解説にあ る試験方法により得た各接合部の損傷荷重を示す.



写真 5.1.4 JMA 神戸波 150%加振後の斜め部材 損傷状況

Photo 5.1.4 Buckling of Brace during JMA Kobe 150% Excitation.



写真 5.1.6 1.1G 耐震天井の損傷状況 Photo 5.1.6 Damage of Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.



図 5.1.6 頂部側斜め部材に生じた軸力(K-NET 仙台波 80%) Fig. 5.1.6 Axial Force of Ceiling Braces during K-NET Sendai 80% Excitation.

なお, K-NET 仙台波 100 % 加振時には頂部側斜め 部材に設置したひずみゲージ (CS119, CS120) のひず みが降伏ひずみを大きく超えていることから,表 5.1.3 中の※印は参考値となる.

K-NET 仙台波 50 % 加振までは,各部位にかかったと考えられる最大荷重が損傷荷重を上回ることはなく,設計段階において想定した通りの結果となった.

- 表 5.1.2 斜め部材への作用荷重 (K-NET 仙台波 80% 加振)
- Table 5.1.2Force of Braces during K-NET Sendai 80%
Excitation.

金具名称	方向	損傷荷重 (N)①	加振時にかかった 最大荷重(N)②	2÷1
頂部側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=184cm	材軸方向	2813	4163	1.5
軒先側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=170cm	材軸方向	3296	4387	1.3
東側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=181cm	材軸方向	2907	1726	0.6
西側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=181cm	材軸方向	2907	1469	0.5
斜め部材上部固定金具(圧縮)	斜め部材 材軸方向	6278	4387	0.7
斜め部材上部固定金具(引張)	斜め部材 材軸方向	9003	5324	0.6

表 5.1.3 斜め部材への作用荷重 (K-NET 仙台波 100% 加振)

Table 5.1.3Force of Braces during K-NET Sendai 100%
Excitation.

金具名称	方向	損傷荷重 (N)①	加振時にかかった 最大荷重(N)②	2÷1)
頂部側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=184cm	材軸方向	2813	14159 💥	5.0
軒先側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=170cm	材軸方向	3296	5696	1.7
東側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=181cm	材軸方向	2907	2817	1.0
西側 斜め部材(圧縮) [-40×20×t1.6 L=181cm	材軸方向	2907	4214	1.4
斜め部材上部固定金具(圧縮)	斜め部材 材軸方向	6278	14159 💥	2.3
斜め部材上部固定金具(引張)	斜め部材 材軸方向	9003	6467	0.7
斜め部材下部固定(圧縮) ※ビス2本固定	斜め部材 材軸方向	3347	14159 💥	4.2
斜め部材下部固定(引張) ※ビス2本固定	斜め部材 材軸方向	3347	6467	1.9

K-NET 仙台波 80 % 加振時には, 頂部側の斜め部 材が 10 本座屈した. 表 5.1.2 に示されるように, 頂 部側の斜め部材には想定した損傷荷重の 1.5 倍の荷 重がかかったと考えられ, 他の斜め部材や接合部よ りも早く損傷したと考えられる. 斜め部材上端部の 金具と準構造体の間に数ミリの隙間も確認された が, 仙台波 100 % 加振中に金具の滑りが確認された 箇所と相関性は無かったことから, 数ミリ程度の隙 間はほとんど影響しないものと判断できる.

K-NET 仙台波 100 % 加振時には, 頂部側斜め部 材の座屈がさらに進行し, 軒先側の斜め部材も9本 座屈した. さらに, 西側の斜め部材も7本座屈して いた. 仙台波 80 % の斜め部材の座屈状況と併せる と, 1.1G 耐震天井では, 想定した損傷荷重の約 1.5 倍程度を超える荷重により斜め部材の座屈等の著し い損傷が発生し始めることがわかった.

また, K-NET 仙台波 100 % 加振では, 斜め部材 上下端接合部にも損傷が確認できた. 加振中に斜め 部材上部固定金具の滑りが発生し始めており, 斜め 部材下部を固定したビスも, 加振中に1カ所(φ4 ビ ス2本)脱落していた. 表 5.1.3 より, 参考値ではあ るが接合部の損傷荷重を大きく超える圧縮荷重が加 わった可能性があり, 損傷原因の一端となっている と考えられる. K-NET 仙台波 80 %, 100 % 加振で の損傷の過程を図 5.1.7 ~図 5.1.12 に示す.











図 5.1.9 K-NET 仙台波 100% 加振開始から 50 秒経過時までの損傷個所(ビデオ観察による確認結果) Fig. 5.1.9 Progress of Damage until 50 sec from Beginning of K-NET Sendai 100% Excitation (Inspection by Video).



(凡例) ◆:ハンガーナットの緩み →:斜め部材が加振にあわせ湾曲 ◎:斜め部材上部取付金物と斜め部材受けに隙間が発生
 ○:斜め部材上部取付金物に動きが発生 ×:斜め部材下部取付ビスの脱落









(凡例) ■: 天井仕上げ材の脱落範囲



5.1.3 仕上げ材の脱落

JMA 神戸波 100 %, 150 % 加振では,多くの斜め 部材が座屈しており,クリアランスのある未対策天 井を加振しているような状況となっていた.神戸波 150 % 加振中には,キャットウォーク直下で多数の 仕上げ材が脱落した.写真 5.1.7 に示す通り,ビデ オ観察による確認では,ぶれも激しくわかりにくい ものの,キャットウォークに天井下地材が衝突して おり,これと同時刻に写真 5.1.8 のように仕上げ材 が大きく脱落している.写真 5.1.9 は加振後の仕上 げ材の脱落の状況である.

写真 5.1.7 によれば, 天井が 500 mm 以上程度軒 先側に変位している. これに対し, 図 5.1.13 に示す ように, キャットウォーク直下の天井は 229 mm ~ 468.5 mm 天井材が軒先方向に変位すると, キャッ トウォークへ衝突すると考えられる. キャット ウォーク直下の仕上げ材の損傷は激しく, この天井 のキャットウォークへの衝突が, 仕上げ材の脱落に つながった可能性が高いと考えられる.



写真 5.1.7 天井下地材とキャットウォークの衝突 (JMA 神戸波 150% 加振) Photo 5.1.7 Pounding of Ceiling to Catwalk (JMA Kobe 150% Excitation).



写真 5.1.8 キャットウォーク直下の天井脱落 (JMA 神戸波 150% 加振) **Photo 5.1.8** Damage of Ceiling Panels underneath

Catwalk (JMA Kobe 150% Excitation).

キャットウォークへの衝突以外にも JMA 神戸波 100 %, 150 % 加振時に, 斜め部材下部取り付けビ スが破断し, 外れた斜め部材が仕上げ材を突き破る などの損傷や, 柱への衝突に激しく下地も変形して 脱落するなど, 他の箇所においても仕上げ材の脱落



図 5.1.13 天井の変位とキャットウォークへの衝突 Fig. 5.1.13 Displacement of Ceiling and Pounding of Ceiling to Catwalk.



写真 5.1.9 キャットウォーク直下の仕上げ材脱落 Photo 5.1.9 Falling Down of Ceiling Panels underneath Catwalk.



写真 5.1.10 仕上げ材を突き破った斜め部材 Photo 5.1.10 Breaking Through of Ceiling Braces.

-82 -



写真 5.1.11 柱への衝突による損傷と脱落 Photo 5.1.11 Damage due to Pounding of Ceiling to Column.



写真 5.1.12 斜め部材下部の脱落による仕上げ材の脱落

Photo 5.1.12 Falling Down of Ceiling Panels due to Breaking of Braces.

5.1.4 まとめ

設計水平震度 1.1 とし,JIS 規格材を主部材とし て構成した,H26 技術基準に基づく脱落防止対策を 施した 1.1G 耐震天井の加振実験により,耐震余裕 度の検証を行った.K-NET 仙台波 50 % 加振時に, 設計想定を上回る天井面応答加速度が生じたが,座 屈変形等の損傷は発生しなかった.各部材の作用荷 重は,要素試験により得られた耐力以下であること も確認できた.

これに対し、入力レベルをさらに上げ、K-NET 仙 台波 80 %、100 % 加振を行うと、斜め部材等に座屈 などの損傷が生じたものの、天井材の脱落には至ら なかった.各部材の作用荷重は、要素試験により求 めた損傷荷重を超えており、妥当な結果であること が確認できた.H26 技術基準 仕様ルートに準じた耐 震設計の妥当性が確認できたと言える.

また,斜め部材が座屈し,その性能が大きく低下 した状態で行った JMA 神戸波 100 % 加振で,天井 は大きく振動し,柱への衝突等により仕上げ材が脱 落したが,未対策天井のような連鎖的な脱落は生じ なかった.

JMA 神戸波 150 % 加振になると, さらに大きく 振動し, キャットウォークへの衝突が確認された. 実際の天井でも天井裏に多数の設備機器が設置され ている場合も多く, 斜め部材が損傷した状態で余震 等を受けた場合, これらへの衝突が懸念される. 脱 落防止対策が施された天井であっても, 一定規模の 地震が発生した際には, 地震後の点検を怠らず, 斜 め部材の座屈などの不具合が確認できた場合には, 避難などの一時的対策や, 斜め部材の交換などの復 旧作業を適宜講じることが重要と考えられる.

5.2 2.2G 耐震天井の応答

5.2.1 天井面の応答および損傷状況

2.2G 耐震天井の加振ケース毎の天井面応答加速 度3 成分および天井面水平変位の最大値を表5.2.1 に示す.また,2.2G 耐震天井に取り付けた加速度セ ンサで計測された20 点の天井面応答加速度から求 まる最大値について,最大値,平均値,最小値に整 理すると図5.2.1 のようになる.なお,仕上げ材と 共に脱落し,最後まで計測できなかったセンサにつ いては除外した.天井面応答加速度のばらつきは, 桁行方向よりは梁間方向が大きく,入力レベルが大 きくなり,応答加速度が大きくなるほど大きい傾向 を示している.

- 表 5.2.1 加振ケースと着目点における屋根面および天 井面応答加速度の最大値
- Table 5.2.1 Maximum Response Acceleration of Ceiling and Roof.

加振	屋根面	屋根面応答加速度 (G)			面応答カ (G)	天井面変位 (mm)		
ケース	梁間 方向	桁行 方向	上下 方向	梁間 方向	桁行 方向	上下 方向	梁間 方向	桁行 方向
K-NET 仙台波 25%	1.38	1.36	2.00	0.81	0.75	0.88	15.26	8.42
K-NET 仙台波 50%	3.03	4.05	3.06	1.73	1.54	2.06	37.83	19.75
K-NET 仙台波 80%	4.10	3.88	4.17	2.54	1.83	2.94	56.75	33.89
K-NET 仙台波 100%	4.79	4.70	4.63	3.54	2.04	3.86	-	-
JMA 神戸波 100%	4.58	6.28	4.16	5.34	2.50	4.03	-	-
JMA 神戸波 150%	4.28	5.24	4.20	6.42	3.57	9.60	-	-

屋根面応答加速度測定点:RA17 天井面応答加速度測定点:CA19 100HzのLPFで処理を行った値

K-NET 仙台波 25 % および 50 % 加振時には,ハンガー等の若干の位置ずれが見られた以外に目立った損傷はなく,無損傷状態であった.

K-NET 仙台波 80 % 加振後の損傷箇所を図5.2.2 に, 損傷状況を写真 5.2.1 に示す.また,天井面応答加 速度 (CA19) を図 5.2.3 に示す.K-NET 仙台波 80 % 加振では,建物試験体外部からでは各大きな損傷は 確認できなかったものの,加振後の損傷観察におい て,斜め部材の上部取付金具に若干の変形およびず れが確認できた.天井面応答加速度は,梁間方向で 2.54Gであり設計想定レベルを超えた加振となった.



図 5.2.1 天井面応答加速度とばらつき Fig. 5.2.1 Variation of Response Acceleration of Ceiling.



(a) Top of Brace

(b) 斜め部材下部 (b) Bottom of Brace







図 5.2.2 K-NET 仙台波 80% 加振後の損傷箇所(損傷調査による確認結果) Fig. 5.2.2 Progress of Damage after K-NET Sendai 80% Excitation (Direct Inspection).



図 5.2.3 梁間方向天井面応答加速度(CA19) (K-NET 仙台波 80% 加振)

Fig. 5.2.3 Response Acceleration of Ceiling (CA19) in Span Direction during K-NET Sendai 80% Excitation



写真 5.2.2 K-NET 仙台波 100% 加振後の斜め 部材損傷状況

Photo 5.2.2 Damage of Brace during K-NET Sendai 100% Excitation.



図 5.2.4 梁間方向天井面応答加速度(CA19) (K-NET 仙台波 100% 加振)

Fig. 5.2.4 Response Acceleration of Ceiling (CA19) in Span Direction during K-NET Sendai 100% Excitation.

K-NET 仙台波 100 % 加振後の損傷状況を写真 5.2.2 に、天井 面応答加速度 (CA19) を図 5.2.4 に示す. 加振スケジュールの関係から、加振後のキャット ウォークからの損傷観察は実施できなかったが、建 物試験体外部からの損傷確認では、一部の斜め部 材上部取付金具がずれ下がりが確認されたのみであ り、それ以外に目視で確認できる損傷はなかった.

図 5.2.4 によれば, K-NET 仙台波 100 % 加振での 天井面応答加速度は梁間方向で 3.54G であった. 2.2G 耐震天井の設計水平震度は 2.2 であり,設計想 定の 1.6 倍の天井面応答加速度が生じたにも関わら ず,生じた損傷は前述したとおり,斜め部材取り付 け金具の若干の変形のみであり,天井の耐震性能に はほとんど影響のない状態を保っていた.

JMA 神戸波 100 % 加振では, 2.2G 耐震天井は斜 め部材の上部取付金具が一部破断すると共に激しい 振動によってロックウール吸音板が 3 枚程度脱落し た.JMA 神戸波 100 % 加振後の損傷状況を**写真 5.2.3** に示す.

なお,前述したように,JMA 神戸波 100 % 加振 では,1.1G 耐震天井では設計想定レベルを大きく超 えた加振となったおり,天井面の振幅が大きくなり, 頂部では,フェイルセーフ機能の吊り材へ衝突して いる.この衝突では,吊り材のみでは 1.1G 耐震天 井の動きを抑えることができておらず,2.2G 耐震天 井へも衝突している.(写真 2.5.4 参照)また,天井 の応答変位も 60 mm を超えており,天井端部と周 辺部との衝突も生じている.



写真 5.2.3 JMA 神戸 100% 加振後の斜め部材 損傷状況 Photo 5.2.3 Damage of Brace during JMA Kobe 100%

Excitation.



- (a) 頂部の天井同士の衝突
- (a) Pounding of Ceilings at Top.



- (b) 天井端部における壁への衝突(b) Pounding of Ceiling to Wall.
- 写真 5.2.4 JMA 神戸 100% 加振時の状況 Photo 5.2.4 Ceiling of collision JMA Kobe 100%Excitation.

JMA 神戸波 150 % 加振後の斜め部材の損傷状況を 写真 5.2.5 に,損傷調査より明らかになった各斜め 部材周辺や金具の損傷状況を写真 5.2.6 に,損傷状 況を図 5.2.5 に示す.JMA 神戸波 150 % 加振では,2.2G 耐震天井には,斜め部材に座屈,上部取付金具の変 形もしくは斜め部材取付部の吊りボルトの破断など の被害が生じた.同時に斜め部材が取り付けられた 野縁受けも変形し,多数の天井ボードが落下した.



写真 5.2.5 JMA 神戸 150% 加振後の斜め部材 損傷状況 Photo 5.2.5 Damage of Brace during JMA Kobe 150% Excitation.







(b) 斜め部材 3-2(b) Brace 3-2



(c) 斜め部材 3-4(2)(c) Brace 3-4(2)







(g) 斜め部材 5-6(g) Brace 5-6



(d) 斜め部材 3-4(d) Brace 3-4



(f) 斜め部材 5-6(2)(f) Brace 5-6(2)



(h) 斜め部材 8-1(h) Brace 8-1

写真 5.2.6(1) JMA 神戸波 150% 加振後の損傷状況 Photo 5.2.6(1) Damage after JMA Kobe 150% Excitation.



(i) 斜め部材 10-1(i) Brace 10-1



(k) 斜め部材 13-3(k) Brace 13-3



(m) X2Y1 柱廻り (m) Around X2Y1 Column



(o) キャットウォーク下1(o) Underneath Catwalk (1)



- (q) 野縁受けジョイント
- (q) Joint of Ceiling Joist Receiver



(j) 斜め部材 13-1(j) Brace 13-1



(1) X1Y1 柱廻り
 (1) Around X1Y1 Column



(n) X4Y1 柱廻り(n) Around X4Y1 Column



(p) キャットウォーク下2(p) Underneath Catwalk (2)



(r) 頂部(r) Top of Ceiling

写真 5.2.6(2) JMA 神戸波 150% 加振後の損傷状況 Photo 5.2.6(2) Damage after JMA Kobe 150% Excitation.



梁間方向の斜め部材には、上部金具および吊りボ ルトの変形・破断が多く生じた.また、斜め部材下 部(野縁受け取付け部)のビスの破断している.2本 の斜め部材では、上部取付金具の破損と下部取付ビ スの破断が同時に発生しており、下まで脱落した. X2~X3通り間、X3~X4通り間でそれぞれ1本の 斜め部材が座屈した.桁行方向の斜め部材では、上 部取付金具が吊りボルトの軸方向に沿って下がった.

吊りボルトおよび追加野縁受けの変形も 2.2G 耐 震天井全体で発生している. X6 通り付近では,斜 め部材下部が追加野縁受けから外れ,仕上げ材を突 き破った. 表 5.2.2 ~表 5.2.7 に JMA 神戸波 100 % 加振および 150 % 加振の加振中の損傷状況を示す. なお,表中の斜め部材の記号は,2章の図 2.5.1 に 示した斜め部材の配置を示している.

実験終了後の斜め部材近傍の損傷状況を写真 5.2.7 に示す.JMA 神戸波 100 % 加振および 150 % 加振 により,設計想定以上の外力が作用した.これによ り 2.2G 耐震天井は,斜め部材の取付金具が損傷し た後に野縁や野縁受けが変形し,この変形に追従し きれなくなった天井ボードがビスの頭抜けを起こし て脱落に至ることがわかった.



写真 5.2.7 ブレース近傍の破損状況 Photo 5.2.7 Damage after JMA Kobe 150% Excitation.

表 5.2.2 JMA 神戸波 100% 加振中損傷状況 (1-1 ~ 5-8) Table 5.2.2 Progress of Damage on Brace 1-1~5-8 during JMA Kobe 100% Excitation.

斜め部材	損傷状況
1-1	-
1-2	-
1-3	-
1-4	-
1-5	-
1-6	-
1-7	-
1-8	-
2-1	-
2-2	
2-3	-
2-5	-
2-6	-
2-7	-
2-8	-
3-1	1. 頂部側(3-1)の上部金具の下がり 2. 頂部側(3-1)の吊りボルトの変形
3-2	なし
3-3	1. 頂部側(3-3)の上部金具の下がり
3-4	なし
3-5	-
3-6	_
3-7	-
3-8	なし
4-1	-
4-2	-
4-3	-
4-4	-
4-5	-
4-0	-
4-8	-
5-1	なし
5-2	なし
5-3	なし
5-4	1. 軒先側(5-4)上部金具の下がり
5-5	1. 西側(5-5)上部金具の下がり 2. 吊りボルトの曲がり
5-6	なし
5-7	1. 西側(5-7)上部金具の下がり 2. 吊りボルトの曲がり
5-8	1. 東側(5-8)上部金具の下がり

表 5.2.3 JMA 神戸波 150% 加振中損傷状況 (1-1 ~ 5-8) Table 5.2.3 Progress of Damage on Brace 1-1~5-8 during JMA Kobe 150% Excitation.

4-1 HP 1-1	[1] [1] [1] [1] [1] [1] [1] [1] [1] [1]
1-1	-
1-2	_
1.2	
1-3	-
1-4	-
1-5	_
1_6	_
1-0	-
1-7	-
1-8	-
2-1	_
2 1	
2-2	-
2-3	-
2-4	-
2-5	_
2 0	
2-0	
2-7	-
2-8	-
3-1	(頂部側(3-1)の上部金具の下がり、吊りボルトの変形) 1. 頂部側(3-1)斜め部材下部の面材が落下 2. ほぼ同時に軒た側(3-2)の斜め部材下部ビスが破断 5. 茶材茶でがはた」、約5.80440でであて」た
3-2	3. 回村落下が拡大し、村の町村1200回村が主(落下した 4. 頂部側(3-1)の吊りボルトが吊り元から引き抜かれる
3-3	 頂部側(3-3)の上部金具のボルト破断(上部斜め部材の外れ) (3-4)斜め部材下部の野縁受けに上下に変形(強軸側に曲がり) 追従して下部の野縁も上下に変形 ボードが(3-3)(3-4)斜め部材下部から剥がれ始める
3-4	4. (3-3) (3-4) 斜め部材下部の野縁受けが大きく曲がり、軒先側(3-4) の斜め 部材下部が外れる 5. (3-3) (3-4) 斜め部材下部のボード落下に追従して、西側・南側のボードも落 下
3-5	-
3-6	_
0 7	
3-7	
4-1	_
4-2	_
4 2	
4-3	-
4-4	-
4-5	
4-6	-
4-7	_
4-/	
4-8	-
5-1	1. 頂部側(5-1)斜め部材上部金具の下がり 2. 上部金具と下部が外れて斜め部材の落下
5-2	1. 軒先側(5-2)斜め部材上部金具の下がり 2. 金具ボルトの曲がり 3. 金具ボルトの破断
5-3	1. 頂部側(5-3)斜め部材上部金具の下がり 2. 斜め部材の座屈 3. 繰り返し変形により吊りボルトの破断
5-4	(軒先側(5-4)上部金具の下がり) 1. 軒先側(5-4)上部金具の破断
5-5	(西側(5-5)上部金具の下がり、吊りボルトの曲がり) 1. 西側(5-5)斜め部材上部側の吊りボルトが繰り返し変形により破断
5-6	1. 東側(5-6)斜め部材下部はずれ
5-7	(西側(5-7)上部金具の下がり、吊りボルトの曲がり) 1. 西側(5-7)斜め部材座屈
5-8	(東側(5-8)上部金具の下がり) 1. 東側(5-8)上部金具の破断

表 5.2.4 JMA 神戸波 100% 加振中損傷状況(6-1 ~ 10-8) Table 5.2.4 Progress of Damage on Brace 6-1~10-8 during JMA Kobe 100% Excitation.

斜め部材	損傷状況
6-1	
6-2	
6-3	
	なし
6-4	
6-5	
6-6	
6-7	なし
6-8	
7-1	
7-2	
7-3	なし
7-4	
7-5	
7-6	<i>t</i> il
7-7	60
7-8	
8-1	なし
8-2	-
8-3	-
8-4	-
8-5	-
8-6	-
8-7	-
8-8	-
9-1	-
9-2	-
9-3	-
9-4	-
9-5	-
9-6	-
9-7	
10-1	_
10-2	-
10-3	-
10-4	-
10-5	-
10-6	-
10-7	-
10-8	-

表 5.2.5 JMA 神戸波 150% 加振中損傷状況(6-1 ~ 10-8) Table 5.2.5 Progress of Damage on Brace 6-1~10-8

during JMA Kobe 150% Excitation.

斜め部材	損傷状況
6-1	
6-2	1. 頂部側(6-1)(6-3), 軒先側(6-2)(6-4)斜め部材上部金具のボルト破断(上 部斜め部材の外れ)
6-3	2. ボードの頂部側側が棟側躯体に衝突 3. 頂部側(6-1)西側のボードの落下
6-4	※(6-5)~(6-8)斜め部材下部のボードの落下 1. (10-1)~(10-8)斜め部材下部のボードの落下 2. 1.の落下に追従して(8-1)~(8-8)斜め部材下部のボードの落下 3. 2.の落下に追従して(6-5)~(6-8)斜め部材下部のボードの落下
6-5	
6-6	+ >1
6-7	なし しんしょう しんしょ しんしょ
6-8	
7-1	
7-2	1. 頂部側(7-1)(7-3), 軒先側(7-2)(7-4)斜め部材上部金具のボルト破断
7-3	2. 頂部側(7-3)斜め部材破断と同時に(7-3)斜め部材下部のボードの落下 (斜め部材の破断の前に、斜め部材上部金具が下がったために吊りボルトが変 形)
7-4	
7-5	
7-6	al al
7-7	
7-8	
8-1	1. 頂部側(8-1)斜め部材の座屈 2. 頂部側(8-1)上部金具下がり、変形
8-2	-
8-3	-
8-4	-
8-5	-
8-6	-
8-7	-
8-8	-
9-1	-
9-2	-
9-3	-
9-4	-
9-5	-
9-6	-
9-7	
10-1	
10-2	
10-3	
10-4	_
10-5	
10-6	_
10-7	_
10-8	

表 5.2.6 JMA 神戸波 100% 加振中損傷状況(11-1 ~ 15-8) Table 5.2.6 Progress of Damage on Brace 11-1~15-8 during JMA Kobe 100% Excitation.

斜め部材	損傷状況
11-1	-
11-2	-
11-3	-
11-4	-
11-5	-
11-6	-
11-/	-
11-8	
12-2	_
12-3	-
12-4	-
12-5	-
12-6	
12-7	-
12-8	
13-1	1. 頂部側(13-1)の上部金具ボルトが破断 2. 斜め部材下部の野縁受けが上下に振動
13-2	なし
13-3	1. 頂部側(13-3)の上部金具ボルトが変形 2. 斜め部材下部の野縁受けが上下に振動
13-4	なし
13-5	なし
13-6	なし
13-7	なし
13-8	なし
14-1	1. 頂部側(14-1)の金具ボルトが変形
14-2	1. 軒先側(14-2)の金具ボルトが変形
14-3	1. 頂部側(14-3)の金具が破断
14-4	1. 軒先側(14-4)の金具が下がり
14-5	なし
14-6	なし
14-7	なし
14-8	なし
15-1	1. 頂部側(1)の上部金具ボルトが破断
15-0	
1.J=2	
15-3	sl
15-4	なし
15-5	なし
15-6	
15-8	-
10 0	a de la construcción de la constru

表 5.2.7 JMA 神戸波 150% 加振中損傷状況(11-1 ~ 15-8) Table 5.2.7 Progress of Damage on Brace 11-1~15-8 during JMA Kobe 150% Excitation.

料の部材					
11-1	-				
11-2	_				
11 2					
11-3	-				
11-4	-				
11-5	-				
11-6	_				
11-7	_				
11.0					
11-8	-				
12-1	-				
12-2	-				
12-3	-				
12-4	_				
12-5	_				
12 0					
12-6	-				
12-7	-				
12-8	-				
13-1	(頂部側(13-1)の上部金具ボルトが破断) 1. 頂部側(13-1)斜め部材下部の野縁受けが変形				
13-2	2. 頂部側(13-1)斜め部材下部のボードが南側から落下 3. 軒先側(13-2)の金具ボルトが破断・落下				
13-3	(頂部側(13-3)の上部金具ボルトが変形) 1. 頂部側(13-3)の金具ボルトが破断 2. 頂部側(13-3)の斜め部材下部がはずれ				
13-4	3. (13-3)(13-4)斜め部材下部のボードが南側から落下 4. 軒先側(13-4)の斜め部材下部がはずれ				
13-5	1. 西側(13-5)の上部金具下がり 2. 金具ボルトが曲がり				
13-6	1. 東側(13-6)の上部金具下がり 2. 金具ボルト曲がり				
13-7	1. 西側(13-7)の上部金具下がり				
13-8	1. 東側(13-8)の上部金具下がり				
14-1	(頂部側(14-1)軒先側(14-2)の金具ボルトが変形) 1. 頂部側(14-1)の金具ボルトが破断 5. 数5.側(14-2)の金具ボルトが破断				
14-2	2. (14-1)(14-2)斜め部材下部の面材が南側から落下				
14-3	(頂部側(14-3)の金具が破断)				
14-4	(料元(14-4)の金具かトかり) 1. 西側(14-5)の金具が下がり、吊ボルトが変形				
14-6					
14-7					
14-8	1. 東側(14-8)の金具が下がり 2. 東側(14-8)斜め部材下部がはずれ				
15-1	(頂部側(1)の上部金具の破断)				
15-2	1. 軒先側(2)の金具が下がり				
15-3	1. 頂部側(3)の金具が下がり				
15-4	1. 軒先側(4)の金具が曲がり 2. 吊りボルト上部が破断				
15-5	1. 西側(5)の金具ボルトが破断				
15-6					
15-7	-				
15-8	-				

5.2.2 斜め部材に作用した荷重と設計余裕度

K-NET 仙台波 80% 加振, 100% 加振では, 一部 の金具等に変形等が生じたものの、斜め部材の座屈 や斜め部材上部,下部の脱落はなかった.図 5.2.6, 図 5.2.7 は、斜め部材に作用した軸力を、表 5.2.8 は K-NET 仙台 25 %, 50 %, 80 %, 100 % 加振の斜め 部材の軸力の最大値を示す.なお、軸力は、4枚の ひずみゲージの値の平均値に断面積と弾性係数を乗 算して求めた.ひずみゲージを貼り付けた位置につ いては、2章を参照されたい.また、斜め部材への 作用荷重,H26技術基準の解説にある試験方法で求 めた損傷荷重,およびこれらの比を表 5.2.9 に示す. なお,表 5.2.9 中の天井ユニットの項については, 天井単位面積質量,斜め部材1組当たりの負担面積, 梁間方向の最大応答加速度の積を最大荷重と、天井 ユニット試験により得られた耐力を損傷荷重として 示している.ただし、これらの損傷荷重は設計に用 いた金具の試験結果から求めたものであり、実験と は条件が異なる点には注意していただきたい.

表 5.2.8 斜め部材に作用した最大軸力 Table 5.2.8 Maximum Axial Force of Braces.

		頂部側	軒先側	東側	西側
		CS101~104	CS105~108	CS109~112	CS113~116
K-NET仙台波 25%	正:引張	1226.7	1907	770.5	687.1
	負:圧縮	-1370.4	-1267.3	-775.9	-582.4
K-NET仙台波 50%	正:引張	2619.8	3707.6	1455.9	1355.3
	負:圧縮	-2438.8	-2586.7	-1387.2	-1461.3
K-NET仙台波	正:引張	3985.6	5829.1	1833.8	1861.5
80%	負:圧縮	-4705.4	-4824.7	-2292.6	-1609.5
K-NET仙台波	正:引張	5929.8	4901.6	2082.9	2880.3
100%	負:圧縮	-3738.6	-8565.6	-3306.4	-1917.2

表 5.2.9 斜め部材周辺にある部材への作用荷重 Table 5.2.9 Force of Members around Braces.

金具名称	方向	損傷時の荷重 (N)①	加振時に作用した 最大荷重(N) ②	2/1
頂部側 斜め部材(圧縮)	材軸	6800	4705	0.69
軒先側 斜め部材(圧縮)	材軸	16965	4825	0.28
斜め部材上部取付金具(圧縮)	斜め部材 材軸方向	5700	4705	0.83
天井ユニット ※1	水平	6300	3336	0.53

(a) K-NET 仙台波 80% 加振

(b) K	-NET	仙台波	100%	加振
-------	------	-----	------	----

金具名称	方向	損傷時の荷重 (N)①	加振時に作用した 最大荷重(N) ②	2/1
頂部側 斜め部材(圧縮)	材軸	6800	3739	0.55
軒先側 斜め部材(圧縮)	材軸	16965	8566	0.50
斜め部材上部取付金具(圧縮)	斜め部材 材軸方向	5700	8566	1.50
天井ユニット ※1	水平	6300	4649	0.74

※天井ユニット試験のデータおよび天井総重量等より算出







図 5.2.7 頂部側斜め部材に生じた軸力 (K-NET 仙台波 100%) Fig. 5.2.7 Axial Force of Brace at Ceiling Top Side

(K-NET Sendai 100% Excitation).

K-NET 仙台波 80 % 加振では,最大荷重が損傷耐 力を上回ることはなく,設計段階において想定した 通りの結果となった.但し,斜め部材上部取付金具 の圧縮側作用荷重はすでに許容耐力を超えており, 損傷耐力の 83 % である.一部の斜め部材上部取付 金具に若干の変形が生じた事実に矛盾しない.

K-NET 仙台波 100 % 加振では, 斜め部材上部取 付金具の変形やずれが顕著になり始めた. この段階 になると, 軒先側の斜め部材は 8,566 N という大き な圧縮軸力が作用している. 軒先側の斜め部材は在 長が短く, 座屈耐力も大きいため, この圧縮軸力で も座屈することはない. しかし, 斜め部材上部取付 金具には, 損傷耐力の 1.5 倍の荷重が作用したこと に相当しており, これが斜め部材上部取付金具の変 形やずれを起点として, 天井の損傷が進んだ原因と 考えられる.

図 5.2.8, 図 5.2.9 に吊りボルトに作用した軸力を 示す.着目点 CA19 付近の,斜め部材下部近傍の吊 りボルト (CS001) と斜め部材上部近傍の吊りボルト (CS005)を示す.部材長さ1,500 mm,片端固定,片 端フリーの境界条件下での吊りボルトの座屈耐力は 352 N であるのに対し,CS001 には座屈を生じさせ る軸力が生じている.これは,斜め部材に生じた軸 力の上下成分が影響していると考えられる.これに 対し,CS005 の作用軸力は小さい.これは斜め部材 により屋根面に対する天井面の相対変位が拘束され ているためであると考えられる.

5.2.3 まとめ

設計水平震度 2.2 という大きな外力に耐えるため に JIS 規格材よりも高強度な部材で構成し, H26 技 術基準に基づいて設計した 2.2G 耐震天井を加振実 験によって損傷するまで加振し,その損傷メカニズ ムについて検証した.その結果,設計レベルに対し ては目立った損傷は生じなかったことが確認でき, 2.2G を超える大きな外力に対し,斜め部材の組数を 施工可能な範囲で留め,強度と施工性を考慮した天 井の設計法の妥当性を検証できた.

設計レベルを超えた加振では,斜め部材の座屈よ りも接合金具の変形等により損傷していく結果と なった.この結果は,斜め部材の座屈耐力よりも斜 め部材上部取付金具の耐力の方が小さかったために 生じたものであり,要素試験の結果に矛盾しない.

ただし、勾配のある天井では、1 組の V 字に配置

された斜め部材のそれぞれの長さの違いに起因する 斜め部材の座屈耐力の違いにより,短い斜め部材側 の方が,長い斜め部材側に比較して,損傷が激しく なる結果となった.斜め部材上部取付金具との余裕 度の設定方法について慎重に検討する必要があると いえる.2.2G耐震天井の設計に際しては,各部材の 安全率を考慮に入れて部材選定を行ったが,実務に 際してはバランスのよい斜め部材設置計画等を行う とともに,個々の斜め部材の座屈耐力の違いと金具 の耐力とのバランスなども考慮した詳細な検証,部 材選定が重要である.



図 5.2.8 吊りボルトの軸力(K-NET 仙台波 80%) Fig. 5.2.8 Axial Force of Hanging Bolts (K-NET Sendai 80% Excitation).



図 5.2.9 吊りボルトの軸力(K-NET 仙台波 100%) Fig. 5.2.9 Axial Force of Hanging Bolts (K-NET Sendai 100% Excitation).

5.3 ワイヤによるフェイルセーフ機能の有効性

本節では,天井下に設置したワイヤとネットによ る脱落防止措置の有効性について述べる.

5.3.1 脱落した天井のフェイルセーフによる捕捉状況

未対策天井を対象とした脱落被害再現実験では, K-NET 仙台波 50 % 入力加振の 2 回目で, 1.1G 耐震 天井および 2.2G 耐震天井を対象とした耐震余裕度 検証実験では, JMA 神戸波 100 % 入力加振および 150 % 入力加振で天井仕上げ材の脱落が確認された.

写真 5.3.1 は、未対策天井を対象とした脱落被害 再現実験において、脱落した天井を受け止めたフェ イルセーフ機能である. X3 ~ X5 通り間は脱落防 止措置を省略したため、損傷し、脱落した天井が床 まで落下した.一方、フェイルセーフ機能を取り付 けた X1 ~ X3 通り間, X5 ~ X7 通り間は脱落した 天井約 60 m² 程度を受け止め、床まで落下すること はなかった.この実験では、仕上げ材が野縁ごと脱 落しており、広い面積で脱落した天井を受け止めて いる.また、写真 5.3.1 (c) に示すように、外れたク リップなどの金具もネットにより受け止めることが 出来ており,脱落とともに損傷したせっこうボード やロックウール吸音板のかけらを除く,ほとんどの 天井部材を適切に捕捉できている.細かい部品に落 下によって生じることが予想される人的被害も最小 限に抑えられたと言える.加振実験後の損傷調査に おいて,展開ロープ,吊り材,ネットに目視で確認 できる損傷は無かった.

写真 5.3.2 は、1.1G 耐震天井、2.2G 耐震天井を対象とした耐震余裕度検証実験において、脱落した天井を受け止めたフェイルセーフ機能である。5.1、5.2 で述べたとおり、せっこうボードのビスの頭抜けで脱落しており、受け止めたのはそのほとんどが仕上げ材のみである。脱落被害再現実験での状況に比較すると、写真 5.3.2 (b) にあるように仕上げ材はせっこうボード1枚分程度にまで分割して落下しており、ネットにかかる負担は大きい。

なお,壁との境界部における端部では,わずかで はあるが隙間からせっこうボードなどが脱落してお り,この部分については,適切な処置が必要である と言える.



- (a) 天井下から
- (a) Look up from floor.
- (b) 脱落した天井の捕捉状況(b) Catching the Damaged Ceiling.
- (c) 捕捉したクリップ(c) Damaged Clip.
- **写真 5.3.1** 未対策天井に対する K-NET 仙台波 50% 加振後のフェイルセーフ機能の状況 Photo 5.3.1 Failsafe System after K-NET Sendai 50% Excitation for Non-seismic Ceiling.



- (a) 2.2G 耐震天井
- (a) Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 2.2.



(b) 1.1G 耐震天井(b) Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.



(c) 折れ曲がった吊り材(c) Bent Suspending Rods.

写真 5.3.2 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井に対する JMA 神戸波 150% 後のフェイルセーフ機能の状況 Photo 5.3.2 Failsafe System after JMA Kobe 150% Excitation for Seismically Designed Ceiling.







また、写真 5.3.2 (c) にあるとおり、吊り材が大き く折れ曲がっているが、これは、斜め部材の損傷 により1.1G 耐震天井の振動が大きくなったために、 1.1G 耐震天井が衝突したためである. 写真 5.3.3 は JMA 神戸波 100%加振における吊り材への天井の 衝突の状況である.激しく衝突を繰り返しているこ とがわかる.実験後に吊り材の損傷状況を確認した ところ、約15度ほどの折れ曲がりが確認できた.

5.3.2 展開ロープへの作用力

40

30

図 5.3.1 は耐震余裕度検証実験の JMA 神戸 100 % 加振における展開ロープに作用する荷重を端部にあ るターンバックルに取り付けたひずみゲージから測 定した結果である. ターンバックルに取り付けたひ ずみゲージのひずみ測定値と荷重の関係について は、別途ターンバックルのみの引張試験を行い求め た. ここでは、2.8 で示した 10 本の測定結果のう ち,最も大きな荷重を計測した中央部の展開ロープ FS04 と多数の脱落した仕上げ材を受け止めた展開 ロープ FS07 の結果について示す.

図 5.3.1 (b) によれば, FS07 に作用した張力は最大 で 27.3 kN であり, 脱落後には 5~6 kN 程度の残留 張力が生じた. この展開ロープに落ちた天井ボード は、集録した映像から確認すると約5m²(石膏ボー

ド3枚程度) であり、重量に換算すると約540Nで ある.この重量は、展開ロープ直上にある天井面積 からすると、およそ半分のボードが脱落したことに なる.しかし, 測定された張力の最大値 27.3 kN は, 全面脱落したと想定し求めた張力 30.6 kN の 89 % と同程度であることから,実際に全面脱落した場合 には、設計想定の2倍程度の荷重が作用したことに なる.

一方、脱落した天井を受け止めていない展開ロー プにも大きな荷重が作用しており,図 5.3.1 (a) に示 したとおり、特にFS04には38.5 kNにも達する荷



図 5.3.2 吊り材への天井衝突による展開ワイヤへの張力 Fig. 5.3.2 Tension due to Pounding Ceiling to Suspending Rods.





(a) 展開ワイヤ
(b) 吊り材
(a) Wire
(b) Suspending Rod
写真 5.3.4 引張試験による残存強度の評価
Photo 5.3.4 Evaluation of Remain Strength by Tensile Tests.



写真 5.3.5 展開ワイヤの破断状況 Photo 5.3.5 Rapture of Wires.

重が作用している.これは,前述したように吊り材 には加振中に天井が衝突しており,図 5.3.2 に示す ように吊り材への衝突によって展開ロープに張力が 発生したために,天井を受け止める以上の張力が発 生したものと考えられる.

天井が衝突することにより吊り材が押された場合 について検証する.吊り材がどの程度動いたかにつ いては計測していないため確かではないが,ビデオ によれば,2.2G 耐震天井にぶつかるほど吊り材を 押していることから,吊り材は少なくとも吊り材と 2.2G 耐震天井とのクリアランス 60 mm 分は押され ていることになる.そのため,展開ロープは 60 mm 程度伸びたと言える.一方,2.6 に示した許容たわ みが生じたときの伸びは 58.5 mm であり,天井の衝 突により生じたと想定される伸びとほぼ一致する. この事実は,測定された張力の最大値が,許容たわ みが生じたときの張力と同等の値であることに矛盾

写真 5.3.6 吊り材の破断状況 Photo 5.3.6 Rapture of Hanging Rods.

しない.以上の事実から,展開ロープには,天井の 吊り材への衝突による張力が作用していたと言え る.

5.3.3 実験後の各部材の残存強度

実験後,実験に使用した展開ロープ,吊り材の一部に対して,引張試験を実施し,その残存強度を確認した.写真 5.3.4 に,引張試験の状況を示す.

展開ロープの引張試験は、多くの仕上げ材を受け 止めた中央部付近の展開ロープ2本に対して実施し た.いずれも十分な残存強度を有しており、それぞ れの強度は77.0 kN、73.0 kN と、ワイヤの規格で定 められている破断強度 64.4 kN よりも十分大きい残 存強度が確認できた.ただし、73.0 kN の残存強度 を示した展開ワイヤの破断状況を写真 5.3.5 に示す が、ワイヤ本体に比較して、十分な耐力があるはず の端部止め用のアルミ素管が割れて破断している. 目視で確認した限りでは損傷はなかったが、実験に より脱落した天井がぶつかるなどして,アルミ素管 に小さな損傷が生じ,これが残存強度に影響した可 能性も考えられ,注意が必要と考えられる.

吊り材の引張試験は,目視では大きな損傷がない 吊り材と,天井の衝突により15度ほど折れ曲がっ た状態の吊り材の2本に対して引張試験を実施し た.いずれの吊り材も163.0 kNの残存強度が確認さ れており,許容引張強度83.6 kNはもちろん,破断 強度133.3 kNよりも十分大きな強度を有しているこ とが確認できた.天井衝突により吊り材が変形した としても,15度程度の折れ曲がりでは耐力にはほと んど影響がない.

5.3.4 天井脱落によって生じる被害

前述したように、フェイルセーフ機能により脱落 した天井を受け止めることができ、有効であったこ とが検証された.ここでは、天井の脱落により、人 に被害を及ぼす可能性について検証する.

図 5.3.3 は、床面に座らせた人体ダミーに対して、 天井面の高さ(約6m)からせっこうボードとロック ウール吸音板を組み合わせた仕上げ材(約15kg)を 落として衝突させたときの頭部に作用した衝撃加速 度である(写真 5.3.7). なお、人体ダミーには、側 頭部に衝撃加速度計を取り付けて計測した.最大で 84Gの鉛直加速度が約4ミリ秒ほどの時間に作用し ていることがわかる. ECE94 (Economic Commission for Europe) 欧州経済委員会による基準 94 項「全面 衝突時における乗員の保護」, FMVSS208 (Federal Motor Vehicle Standards) 米国連邦自動車安全基準 208 項「衝突時の乗員保護」において、「衝突時の頭 部の加速度が 80G 以下 (3 ms)」と言うことが定義さ れており、この基準を超える強い加速度が頭部に作 用していることがわかる.また,頭部の鉛直方向の 耐性は上記の半分程度であるとも言われており [5.1] [5.2], これを考慮した場合はさらに危険であると判 断できる.

5.3.5 まとめ

本節では、大規模空間に設置された吊り天井の脱 落による被害を抑えるためのネットとワイヤの組み 合わせによるフェイルセーフ機能の有効性について まとめた.加振実験により、脱落した天井を細かい 金具まで含めて受け止めることができ、有効であっ たことが確認された.また、各部材の残存強度を引 張試験により確認し、十分な耐力が残っていること



写真 5.3.7 衝突の瞬間 Photo 5.3.7 Pounding of Ceiling Board.



図 5.3.3 せっこうボードの衝突による人体ダミー頭部の 衝撃加速度(鉛直方向)

Fig. 5.3.3 Impact Acceleration at Head of Human Body Dummy due to Pounding of Gypsum Board (Vertical Direction).

が確認できた.ただし,壁際の端部において一部せっ こうボードの脱落や,天井が吊り材に衝突したため に,展開ロープに想定以上の張力が作用したことが 確認されており,注意が必要である.

- 5.4 参考文献
- [5.1] 内田拓見、川口健一、片山慎一朗:人体耐性 指標を用いた天井材の安全性評価に関する 基礎的研究 その1 人体耐性指標、日本建 築学会大会学術講演梗概集(東北), pp. 1081-1082, 2009.
- [5.2] 片山慎一朗,川口健一,内田拓見,荻芳郎, 大矢俊治:人体損傷指標を用いた天井材の安 全性評価に関する基礎的研究 その2 天井 材落下実験,日本建築学会大会学術講演梗概 集(東北),pp.1083-1084,2009.

6. 各天井の脱落被害メカニズムの違い

本章では、未対策天井および2種類の耐震天井の 損傷状況に応じた振動特性の変化および各天井の脱 落被害メカニズムの比較分析を行う.

6.1 損傷状況に応じた振動特性の変化

地震波による加振実験の結果から,各加振ケース における図 6.1 に示す位置の3種類の天井の伝達関 数を図 6.2 ~ 6.4 に示す.ここでは,屋根大梁と天 井面の応答加速度(梁間方向)のフーリエスペクトル の比を天井の伝達関数としている.なお,バンド幅 0.4 Hz の Parzen window を用いた移動平均により平 滑化を行った.





6.1.1 未対策天井

K-NET 仙台波 25 % 加振時には天井はほぼ無被害 であったが、図 6.2 における未対策天井の伝達関数 によると 0.1 ~ 0.2 秒間にピークがあり、未対策天 井の固有周期がおよそ 0.1 ~ 0.2 秒であることがわ かる. 斜め部材が無い従来の在来工法天井の固有周 期はおよそ1~2秒程度になると考えられるが[6.1], これは壁との接触を考慮しない場合の値であり、未 対策天井では天井の周囲を壁要素で囲われているた めに固有周期が0.1~0.2秒と短い周期となったと 思われる. K-NET 仙台波 50% (1回目) 加振時には 複数のハンガーやクリップが外れ、天井面が大きく たわんだ状態となったが、この段階で 0.2 ~ 0.3 秒 間に大きなピークが現れた.たわんだ天井面の振動 の周期を記録映像より確認するとおよそ 0.3 秒程度 であり、伝達関数におけるこの 0.2 ~ 0.3 秒間のピー クはたわんだ天井面の振動の周期に対応したものだ と考えられる.また、フレーム構造の梁間方向一次 固有周期は0.40秒程度であり、天井面で応答が増幅 されやすい状態になっていたと考えられる.K-NET 仙台波50%(2回目)の加振では、たわんでいた天井 面が大きく振動し、激しい揺れと共に天井が脱落し た.この加振では、伝達関数のピークは0.2~0.3 秒にあり、1回目と同じ傾向を示している.ただし、 伝達関数は全周期帯で、1回目よりも大きくなって おり、1回目の加振時よりも大きく応答していたこ とがわかる.



図 6.2 伝達関数(未対策天井)(カラー図は添付 D) Fig. 6.2 Transfer Function (Non-seismic Ceiling).

6.1.2 1.1G 耐震天井

K-NET 仙台波 25 % および K-NET 仙台波 50 % 加 振時では、1.1G 耐震天井に大きな損傷はなかった. 図 6.3 に示すように、この時の伝達関数には 0.15 秒の部分において明確なピークがあり、1.1G 耐震 天井の固有周期がおよそ0.15秒であることがわか る. K-NET 仙台波 80 % 加振時になると,一部の斜 め部材に座屈が生じたものの、この段階ではまだ卓 越周期には大きな変化は見られない. K-NET 仙台 波100%加振では多数の斜め部材において座屈が生 じ、加振後も大きな曲げ変形が残留した状態となっ た. この時の伝達関数は、0.15 秒付近にあったピー クは低下し、代わりに 0.2 ~ 0.4 秒辺りにピークが 見られるようになった.これは、多くの斜め部材が 座屈によりその機能を失ったために天井の剛性が低 下し、固有周期が伸びたものと考えられる. JMA 神 戸波100%加振では天井が大きく振動し、天井端部 で周囲の柱と衝突, 仕上げ材が脱落した. この時の 伝達関数は1秒前後の周期帯にピークが見られた.

斜め部材がない場合の在来工法天井の固有周期がお よそ 1~2 秒程度であることから,この時点で斜め部 材はその機能を失い,応答に影響しない状態であっ たことがわかる.その後の JMA 神戸波 150 % 加振 時の伝達関数では 1 秒前後にあったピークが更に大 きくなっている.斜め部材が機能していない状態で あったために更に大きく天井が応答し,多数の仕上 げ材脱落に繋がったものと考えられる.



図 6.3 伝達関数(1.1G 耐震天井)(カラー図は添付 D) Fig. 6.3 Transfer Function (Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1).

6.1.3 2.2G 耐震天井

2.2G 耐震天井は, K-NET 仙台波 25 % の加振から K-NET 仙台波 100 % 加振までの間, 斜め部材上部 取付金具のずれ以外に大きな損傷は確認されておら ず、図 6.4 の伝達関数においてもその卓越周期に大 きな変化は見られない.なお、これらの加振実験に おける卓越周期はおよそ 0.15 秒であった. JMA 神 戸波 100 % 加振では斜め部材上部取付金具が一部破 断し、ロックウール吸音板が3枚程度脱落したが、 この段階ではまだ伝達関数に大きな変化は見られな かった. このことは、これらのロックウール吸音板 の脱落は、天井下地の損傷とは無関係であり、強い 振動によるものであることを示していると思われ る.JMA 神戸波 150 % の加振にて大半の斜め部材 に座屈や上部取付金具もしくは取付部吊りボルトの 破断が生じ、同時に斜め部材が取付けられた野縁受 けも変形し、多数の仕上げ材が脱落した. その結果、 伝達関数において 0.2 秒~ 0.4 秒間と1 秒前後の周 期帯でピークが見られるようになった. 1.1G 耐震天 井と同様に、斜め部材が機能しない状態となり、天 井の応答が大きくなり,脱落被害につながったこと がわかる.



図 6.4 伝達関数 (2.2G 耐震天井) (カラー図は添付 D) Fig. 6.4 Transfer Function (Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 2.2).

6.2 各天井の脱落被害メカニズム

4章,5章における実験結果の分析に基づき,未 対策天井と1.1G 耐震天井および2.2G 耐震天井の脱 落被害メカニズムの比較分析を行う.

6.2.1 未対策天井の脱落被害メカニズム

図 6.5 に未対策天井の天井脱落へ至るメカニズム を示す. 未対策天井では、まずクリップやハンガー などの接合部がすべり,野縁受けは蛇行する. さら に強い揺れを受けた際には、未対策天井にはクリア ランスがないため、図 6.5 ①に示す様に、地震時に 天井面に作用する水平慣性力のうち, 壁に押しつけ る方向については基本的に壁で受け止める. そのた め,壁周辺の天井が損傷するまでは慣性力に十分抵 抗できる.しかし,壁から離れる方向の慣性力に対 しては抵抗しない. そのため, 例えば図 6.5 ①の状 況では、右側の天井が左へ移動しようとして、ビス で固定された頂部の野縁受けの部分に大きな荷重が かかり, 左側の天井は左端部の壁と接している部分 を起点に固定されるため、この壁からの反力を受け る. また, 左側の天井自身の慣性力は天井中央に作 用する. つまり, これらの荷重の作用点の位置関係 から, 頂部側が持ち上がるようなモーメントが働き, 頂部が持ち上がることになる. このモーメントに対 しては吊りボルトおよびハンガーで抵抗する必要が あるが、今回採用したハンガーのように十分な耐力 が無い場合には、ハンガーが損傷して開くなどして

ハンガーから野縁受けが外れることとなる. 頂部に 近いハンガーから外れた原因はこのようなメカニズ ムによると考えられる.

頂部に近いハンガーが外れると、そこから1列軒 先側にずれた吊りボルトには、頂部に近い吊りボル トが負担するはずだった荷重が加わることとなり、 結果としてその吊りボルト周辺のクリップの負担が 増加することとなる(図 6.5 ②). 最終的には、この 吊りボルト周辺のクリップが増加した負担に耐えら れなくなって外れたと考えられる.

その後は,最初に損傷した箇所を起点として周囲 のクリップの負担荷重が増大し,クリップの外れが 周囲にも進展していき,天井面が大きくたわんだ状 態となった(図6.5③).この時,たわんだ天井面は 仕上げ材及び野縁で繋がった周囲の天井面によって 支えられている状態であり,脱落する危険性が高い 状態であったと言える.

そして、この後の加振によりそのたわんだ天井面 が大きく振動することでクリップの外れは更に広が り(図 6.5 ④)、振動による慣性力を周囲の天井面で は支えきれなくなって最終的に天井面の脱落に至っ たものと考えられる(図 6.5 ⑤).

脱落し始めたのは,野縁でつながれた仕上げ材で あり,その野縁が脱落したせっこうボードの隣の せっこうボードを引っ張り,次々と脱落する結果と なった.

6.2.2 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の脱落被害メカ ニズム

図 6.6 に耐震天井の天井脱落へ至るメカニズムを 示す.耐震天井では,天井面に作用する慣性力は斜 め部材を介して屋根まで伝達される構造となってお り,未対策天井とは慣性力の伝達経路が大きく異 なっている(図 6.6 ①).損傷はその伝達経路上にお いて最も耐力が低い部位から発生する事となる.未 対策天井において損傷が生じたクリップやハンガー に関しては,ビスやネジにより野縁や野縁受けに緊 結され,補強された耐震仕様の「耐震クリップ」,「耐 震フリーハンガー」が用いられており,これらの箇 所から損傷して天井面が脱落しないようにしてい る.

5章に示した実験結果を,1.1G 耐震天井と2.2G 耐震天井のそれぞれの損傷パターンに分類する.天 井に生じる最初の損傷は,いずれも斜め部材周辺部 から発生している. 1.1G 耐震天井の場合は, 斜め部 材本体の座屈(図 6.6 ②-1)である. 2.2G 耐震天井 の場合は, 斜め部材上部取付金具もしくは取り付け られている吊りボルトの損傷による上部接合部の損 傷, または斜め部材が取り付けられた野縁受けの変 形やビスの破断等の下部接合部における損傷(図 6.6 ②-2)である. このように損傷パターンが大きく 2つに分かれた理由としては, 1.1G 耐震天井では斜 め部材本体の座屈耐力が上下の接合部の耐力より低 く, 逆に 2.2G 耐震天井では斜め部材本体の座屈耐 力が上下の接合部の耐力よりも高く設計されている 事が要因だと考えられる.

ある斜め部材が損傷し始めると、損傷していない 他の斜め部材が負担する慣性力は大きくなってい く. そのため、斜め部材の損傷は更に進展していく. 斜め部材が損傷した後の天井が脱落に至るメカニズ ムもまた 1.1G 耐震天井と 2.2G 耐震天井とでそれぞ れ異なる. 1.1G 耐震天井の場合は、多数の斜め部 材の損傷によりその機能が失われた結果, 天井応答 が増大し(図 6.6 ③-1), 天井が周囲の壁や柱と衝 突して天井下地と仕上げ材を破壊し脱落するパター ン(図 6.6 ④-1)が多く見られた. 2.2G 耐震天井の 場合は, 負担荷重が大きくなった斜め部材に力が作 用した際に斜め部材周辺の野縁や野縁受けが斜め部 材の荷重を受けきれなくなって大きく変形し(図 6.6 ③-2),仕上げ材が変形に追従しきれなくなって、 仕上げ材を固定しているビスが頭抜けし、脱落する パターン(図 6.6 ④ - 2)が多く見られた. この 1.1G 耐震天井と2.2G 耐震天井の2つのパターンの脱落 被害メカニズムは、天井脱落に至る経緯や脱落箇所 は異なるものであるが、そのきっかけが斜め部材周 辺部の損傷であるという点は共通しており, 耐震天 井の設計では、斜め部材とこれらの接合部の耐力評 価が重要であると言える.



図 6.5 未対策天井の脱落被害メカニズム Fig. 6.5 Collapse Mechanism of Non-seismic Ceiling.


図 6.6 H26 技術基準による脱落防止対策が施された天井の脱落被害メカニズム Fig. 6.6 Collapse Mechanism of Seismically Designed Ceiling.

6.2.3 脱落被害メカニズムの比較

以上の各天井の脱落被害メカニズムの分析より, 未対策天井ではクリップ・ハンガー等の接合金物の 外れに起因して天井脱落が生じるのに対し,耐震天 井では斜め部材周辺部の損傷が天井脱落の主な要因 であり,それぞれ脱落被害に至るプロセスが大きく 異なっていることがわかる.

各天井の脱落の様子を**写真 6.1**に示す.未対策天 井では、クリップの外れが脱落の原因であるため、 脱落し始めた箇所を起点として野縁で繋がった仕上 げ材も引っ張られて連鎖的に脱落した.これに対し、 耐震天井では野縁・野縁受け等の天井下地が脱落し ないよう相互に緊結されていたため、全てビスの頭 抜けによって仕上げ材のみが脱落した.落ちたせっ こうボードは、隣のせっこうボードを引っ張ること なく、単独で落下したため、未対策天井に見られる 様な連鎖的な脱落は生じなかった.



(a) 未対策天井 (a) Non-seismic Ceiling.

ビスが抜けた痕



野縁は脱落せず、仕上げ材のみがビス の頭抜けによって脱落

(b) 耐震天井

(b) Seismically Designed Ceiling.

写真 6.1 脱落の仕方の違い

Photo 6.1 Differences in Collapse Mode of Ceiling.

6.3 各天井の耐震性能の比較

実験で生じた各天井の被害状況を基に各天井の耐 震性能の比較分析を行う. H25 年度実験で実施した 全実験結果の内,未対策天井および 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の各天井の各加振ケースにおける天井 の被害状況をまとめたものを表 6.1 に,屋根面およ び天井面の応答加速度最大値(各観測点の平均値)を まとめたものを表 6.2 に示す.より詳細な損傷状況 や天井の応答については,4章,5章を確認されたい.

各加振ケースに対する各天井の被害状況を比較す ると,未対策天井では K-NET 仙台波 25 %(震度 5 強) で損傷,その後の K-NET 仙台波 50 %(震度 6 弱)の 2 度の加振で天井脱落に至ったのに対し,1.1G 耐震 天井および 2.2G 耐震天井ではいずれもほぼ無損傷 状態を保っており,未対策天井と比較して高い耐震 性能を有している事が確認できた.

図 6.7 に、未対策天井の天井面加速度と各部材の 要素試験結果から評価できる天井の耐力の関係を示 す. K-NET 仙台波 25 % 加振時の鉛直加速度によれ ば、すでに野縁受けの座屈が生じていてもおかしく ない加速度が天井面に生じており. この野縁受けの 変形に伴い、ハンガーやクリップが緩み、野縁受け がずれ動いた結果、野縁受けの蛇行が発生したと言 える.また,K-NET 仙台波 50%1 回目加振でハンガー の耐力を超える鉛直加速度が天井面に生じており, ハンガーが変形したことで、野縁受けからハンガー が外れやすくなったと考えられる. なお, K-NET 仙 台波50%2回目加振でもクリップが損傷する加速 度には達していないが、一部のハンガーが外れたこ とにより、ハンガーが外れた吊りボルトの隣に位置 する吊りボルトの負担が増加したことにより、その 位置のハンガーとクリップの負担が増加したため, クリップが破損し脱落に至ったと考えられる.

図 6.8 は 1.1G 耐震天井の天井面加速度と各部材 の耐力評価に基づく天井の耐力を比較したものであ る.1.1G 耐震天井では K-NET 仙台波 50 % 加振 (震 度 6 弱) において梁間方向の天井面最大応答加速度 で 2.03G を記録しており,設計水平震度 1.1 を大き く超えたにも関わらず無損傷であったことになる. その後の K-NET 仙台波 80 % 加振 (震度 6 強) では一 部の斜め部材で座屈が発生し始めたが,この時の梁 間方向の天井面最大応答加速度が 3.34G であった. これに対し,斜め部材が座屈する天井面加速度は 1.98G であり, K-NET 仙台波 50 % 加振の時点で天 井面加速度がこの値をわずかに超えている. 斜め部 材の座屈耐力は安全側に評価されていると言える.

一方,桁行方向については,桁行方向斜め部材は, 天井面加速度が2.28Gで座屈するよう設計されてい るのに対して,実験では,K-NET 仙台波80%加振 により,2.04Gの天井面加速度が生じた際には桁行 方向斜め部材は無損傷であり,K-NET 仙台波100% 加振により,2.62Gの天井面加速度で桁行方向斜め 部材は座屈している.斜め部材の座屈耐力からすれ ば妥当である.

図 6.9 は、2.2G 耐震天井の天井面加速度と各部材 の耐力評価に基づく天井の耐力を比較したものであ る. なお、各部材の耐力評価に用いた試験結果は、 実験に使用した部材とは異なっている点には注意 が必要である.実際に実験に使用した部材による 試験結果で評価した場合には、斜め部材の上部取 付金具および下部取付部の耐力が高まると考えら れるが実験で使用した金具に対する試験結果で評 価した場合については今後検討したい.

図 6.9 によれば、1.1G 耐震天井と同様に、2.2G 耐震天井では K-NET 仙台波 100 % (震度 6 強) 時に 梁間方向の天井面最大応答加速度が 4.14G と設計水 平震度 2.2 を大きく超えたにも関わらず,一部の斜 め部材上部取付金具のずれ下がりが生じたのみであ り、ほぼ無損傷状態を保っている. JMA 神戸波 100 %加振(震度6強)で、梁間方向の天井面最大応答加 速度が 5.34G に達し、斜め部材上部取付金具の破断 が生じた. この時点で、斜め部材上部取付金具に作 用する荷重が金具の耐力に達する加速度を超えてい る. また, JMA 神戸波 150 % 加振 (震度 7) で, 梁間 方向の天井面最大応答加速度が 7.60G に達し、斜め 部材下部の下地材が大きく変形したが、この天井面 加速度は、天井ユニット試験より求まる下地材の変 形荷重に相当する加速度を超えている. 金具が先行 して損傷するよう設計された 2.2G 耐震天井は、各 金具の要素試験により求まる耐力に対応する天井面 加速度で金具が損傷していき、最終的に脱落に至っ た. 各金具の要素試験により求まる耐力とこれを用 いた天井の耐力評価が妥当であったと言える.

6.4 まとめ

未対策天井および 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井 の損傷状況に応じた振動特性の変化および各天井 の脱落被害メカニズムの比較分析を行った.また, H25 年度実験結果より得られた各天井の被害状況を 基に,各天井の耐震性能の比較分析を実施した.

以上の検討より,未対策天井と比較して,天井脱 落防止対策を施した場合にはそれに見合う耐震性能 が確保されることが確認できた.また,未対策天井 では,クリップ・ハンガーの外れに起因して脱落が 生じ,耐震天井では,斜め部材の座屈に起因して損 傷が生じ,揺れが大きくなって脱落に至るメカニズ ムが明らかになった.これらの兆候を見逃さないよ うにすることが被災後の安全点検で重要であり,天 井裏を迅速に点検することが望ましい.

6.5 参考文献

[6.1] 体育館等の天井の耐震設計ガイドライン,日本建築センター,2005.

入力地	也震動	被害状況									
加振ケース	震度階 (計測震度)	未対策天井	1.1G耐震天井	2.2G耐震天井							
K-NET仙台波 25%	震度5強 (5.1)	ハンガー・クリップのずれ.	損傷なし.	損傷なし.							
K-NET仙台波	震度6弱	【1回目】 ハンガー・クリップが外れ, 天井面が たわむ.		指復な1							
50%	(5.7)	【2回目】 たわんだ天井面が大きく振動し, 脱落.	1月 慶 な し・	1月勝/よし.							
K-NET仙台波 80%	震度6強 (6.2)	-	斜め部材が座屈.	損傷なし.							
K-NET仙台波 100%	震度6強 (6.3)	_	斜め部材の座屈が進行. 斜め部材に大きな残留変形. 斜め部材上部取付金具の下がり.	斜め部材上部取付金具の下がり.							
JMA神戸波 100%	震度6強 (6.4)	-	端部で柱と激しく衝突. 仕上げ材が脱落.	斜め部材上部取付金具の破断. ロックウール吸音板のみ脱落.							
JMA神戸波 150%	震度7 (6.7)	-	天井周囲やキャットウォーク等に衝突. 天井下地材が変形. 仕上げ材が多数脱落.	斜め部材の座屈,斜め部材上部取付金具 の破断,天井下地材の変形. 仕上げ材が多数脱落.							

表 6.1 各天井・各加振ケースにおける被害状況一覧 Table 6.1 Experimental Case and Damage Progress.

表 6.2 各天井・各加振ケースにおける加速度最大値一覧 **Table 6.2** Maximum Response Acceleration on Ceiling and Roof.

			未対策天井						H26技術基準に従って設計した天井														
÷n	加振ケース			振動台		唇	己根面応	答	Э	ミ井面応	答		振動台		唇	屋根面応	答	1.	1G耐震ヲ	ミ井	2.2G耐震天井		
加振クース		~	加速度(G)			加速度(G)			加速度(G)			加速度(G)			加速度(G)			天井面応答 加速度(G)			チナ	天井面応答 加速度(G)	
			梁間	桁行	鉛直	梁間	桁行	鉛直	梁間	桁行	鉛直	梁間	桁行	鉛直	梁間	桁行	鉛直	梁間	桁行	鉛直	梁間	桁行	鉛直
K-N	NET仙台 25%	波	0.35	0.20	0.09	1.38	1.97	1.42	1.36	0.88	1.12	0.40	0.18	0.08	1.25	1.39	1.03	0.86	0.65	1.10	0.88	0.76	1.32
K−NET(I	仙台波	1回目	0.77	0.44	0.21	2.72	3.35	2.49	6.21	2.76	4.04	0.77	0.40	0.20	2 37	2 99	9 97	2.03	1 50	2 56	2 07	1 61	2 59
50	0%	2回目	0.77	0.46	0.21	2.79	3.48	2.73	7.99	4.15	5.51	0.11	0.40	0.20	2. 51	2. 55	2.21	2.03	1. 50	2.00	2.01	1.01	2. 35
K-N	NET仙台 80%	波	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.18	0.71	0.30	3.98	4.19	3.42	3.34	2.04	4.39	3. 32	2.06	4.43
K-N	NET仙台 100%	波	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.36	0.73	0.36	4.23	4.23	3.23	3.71	2.62	4. 78	4.14	2.33	5.26
JN	MA神戸派 100%	皮	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.93	0.78	0.44	3. 70	4.23	3.04	8.09	4.48	9. 21	5.34	3.40	7.81
JM	MA神戸沪 150%	皮	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.62	1.23	0. 73	3. 98	4.44	3.18	7.57	4.81	9.18	7.60	4.62	10. 59

※ 屋根面応答加速度および天井面応答加速度は各観測点の加速度最大値の平均を取った値を記載. 1.1G耐震天井と2.2G耐震天井は各天井ごとに平均値を算出.



図 6.8 1.1G 耐震天井の天井面加速度と耐力評価

Fig. 6.8 Ceiling Acceleration and Evaluation of Strength of Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1G.



- 図 6.9 2.2G 耐震天井の天井面加速度と耐力評価
- Fig. 6.9 Ceiling Acceleration and Evaluation of Strength of Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 2.2G.

7. 吊り天井の安全点検と脱落防止対策における課題

7.1 文教施設管理者による安全点検に関するアン

ケート調査

文教施設が大地震に遭遇した場合には,施設の初 期調査や安全確認,避難指示等の対応を,学校施設 関係者が担うことを考えると,学校施設関係者によ る実験結果の評価も重要となる.

そこで,実験実施時点ではまだ対策が進められて いないと考えられる天井を有する体育館施設の管理 者を想定し,未対策天井による脱落被害再現実験に おいて,実際に学校施設の管理を担当されている方 に,加振実験前後の試験体の目視調査を実施しても らい,実験結果,点検方法等についてのアンケート 調査を行った.本節では,このアンケート調査の結 果からみた天井脱落被害に対する安全確認における 課題等を報告する.

7.1.1 アンケート調査の概要

天井脱落被害再現実験を目視調査およびアンケート調査に協力頂いた方(以下,参加者という)は、学校施設の管理経験が20~30年の教職員6名であり、阪神淡路大震災または東日本大震災での対応経験がある.また6名中3名が東日本大震災時に体育館施設の地震対応にあたっている.

未対策天井試験体が、参加者が通常管理している 施設に相当する場合を想定し、実験内容について参 加者が熟知してアンケートに臨めるように配慮し た.アンケートの実施フローを図7.1.1 に示す.



図 7.1.1	アンケートの実施フロー
Fig. 7.1.1	Flow chart of questionnaire

「①実験・試験体の説明」では、参加者には本実験の概要および実験の制約条件から試験体でモデル化 できていない箇所等(壁や大型の吊り設備が無いこ と等)に関する説明を行った.

「②試験体の実験前調査」では、平成25年8月に 文部科学省から公表された「学校施設における天井 等落下防止対策のための手引き」[7.1](以下,手引き という)にある「天井等耐震点検のチェック項目一 覧」をもとに,参加者による試験体の目視調査を実 施した. この手引きは、東日本大震災においても天 井等落下被害が多かったこと,国土交通省において 建築物の天井脱落対策に関する新たな基準(技術基 準)が検討されてきたこと等を踏まえ、文部科学省 の有識者会議において検討が行われた、屋内運動場 等の天井等落下防止のための点検・対策についての 検討結果が取り纏められている. その内容は, 既存 の屋内運動場等の天井等について、点検・対策手法 がわかりやすく解説されるとともに、対策工事の要 否を迅速かつ効率的に判断するためのフローチャー ト等が提示されている.

実験前の試験体の目視調査の後,「③事前アンケート」を行った.主だったアンケート項目を表 7.1.1 に 示す.

表 7.1.1 実験前 アンケート項目 Table 7.1.1 Questions before Experiment.

01	大地震後に体育節	自施設の被	害に対応	したことが						
Q1	ある			ない						
	「学校施設におけ	る天井等落	客下防止求	†策のための手引						
	き」について									
	①手引きを									
	知っている		知らない							
Q2	②内容について									
	よく知っている	一読した	程度	未読						
	③手引によるチェ	ックを								
	実施したことがあ	らる	未実施							
	手引の「天井等耐」	震点検の	チェック項	領目一覧」について						
	①チェック項目の内容は									
	理解できる		理解できない							
^{cy}	②チェック項目による判断は									
	判断できる	判断が	難しい	判断できない						
	③気づいた点なと	ごを,自由	にご記述	下さい						
04	加振実験後に試験体で予想される被害について、可能									
Ϋ́	性のある被害について,記述して下さい									
05	実際の体育館では	は起こる可	能性の高	い地震時の被害に						
	ついて、ご意見を	お聞かせ	下さい							

「④実験見学」では、実験棟の見学エリアから試験 体の加振状況を観察した.未対策天井で天井が落下 した K-NET 仙台波 50 % 2 回目入力の後に、「⑤試 験体の実験後調査」として、参加者による内部の損 傷観察を行った.試験体内部の損傷観察では、手引 きにある「震災後の余震に備えた屋内運動場等の天 井等の緊急点検チェックリスト」を用いて損傷観察 を行った.

「⑥事後アンケート」は実験終了直後に外部から試 験体の状況を観察したとき、および試験体内部の損 傷観察を行った後の2回に分けて行った.主だった 事後アンケート項目を表 7.1.2,表 7.1.3 に示す.

表 7.1.2	実験終了時のアンケート項目
Table 7.1.2	Questions after Experiment.

	試験体の外周からの被害状況の確認について										
	①試験体の被害が	発生し	~た様子は								
Q1	予想通りであっ	た	予想	とは違った							
	②試験体の被害のレベルは予想と										
	大きかった	予	想通り	小さかった							
02	これまでに経験し	た大	地震と比べ	た、試験体被害							
Q2	の印象										

表 7.1.3 損傷観察後のアンケート項目 Table 7.1.3 Questions after Safety Inspection.

	手引の緊急点検チ	エック	リストにこ	ついて							
	①チェック項目の	内容は									
Q1	理解できる		理解できない								
	②チェック項目に	よる判	新は								
	判断できる	判断が	難しい	判断できない							
	試験体内部からの	損傷観	察について	C							
	①試験体の損傷が	発生し	た場所は								
	予想通りであっ	った	予想	えとは違った							
	②試験体の損傷のレベルは予想より										
Q2	大きかった	予想	想通り	小さかった							
	③外周からの観察	そと内部	「からの損	傷観察を比較す							
	ると										
	十キた羊毘けた	~1.5	内部観察で気がつくこと								
		KV-	があった								
	緊急点検の結果,	あなた	が今回の	建物 (試験体) の							
Q3	管理者であった場	合には	:, どのよ	うな措置をとり							
	ますか?										
04	大地震直後の体育	館施設	などの緊	急点検における							
~ .	判断で、必要とな	る情報	原があれば	ば教えて下さい							
05	今回の実験は、自	身の防	災意識の障	句上に							
	役立った		とく)	にかわらない							

7.1.2 アンケート結果

(1)事前アンケート

図 7.1.2 に,表 7.1.1 のアンケート項目の回答結果

を示す. Q2 の参加者で手引きを認知している人数 は5名と多かったが、内容については一読程度であ り、実際に手引きに従って点検を実施したことがあ る参加者は2名であった.また手引の「天井等耐震 点検のチェック項目一覧」については(Q3)、チェッ ク項目の内容は全員理解できるとの回答であった が、チェック項目による判断は難しいとの回答が多 かった.これは手引きの内容の理解度によると思わ れるが、特に目視確認の項目については、吊り設備 が高所にあり確認が難しいことや、教職員の勘違い による入力間違いを危惧するコメントが見られ、事 前講習の実施等の要望が強かった.

Q4の被害予測については、実験研究の課題上、 天井ボードの落下や照明器具の落下を予測する回答 がほとんどであった.またQ5の、今回の実験で再 現できない室内被害として以下の事項が指摘され た.

- 外壁や窓ガラスの破損
- バスケットゴールの破損, 落下
- ・ 照明器具や暖房用ダクト等の破損, 落下
- ・ステージ上の重量物品(ピアノ等)の破損







(2)事後アンケート

図 7.1.3 に,表 7.7.2 のアンケート項目の回答結果 を示す.図 7.1.3 は見学エリアから試験体を目視し た条件での回答結果である.被害状況は予想通りと の回答が多く、山形天井の中央付近での天井の落下 が多い状況が、実際の地震被害とよく似ているとの 回答が多かった.



Fig. 7.1.3 Answers to the Questions after Experiment.

図 7.1.4 に,表 7.1.3 のアンケート項目の回答結果 を示す.図 7.1.4 は実験後に試験体の内部からの観 察を終えた後での回答である.写真 7.1.1 に試験体 の損傷観察時の状況を示す.

観察に用いた手引きの緊急点検チェックリストに ついて質問したQ1に対し、チェックリストの内容、 チェックの判断については、理解できる・判断でき るとの回答が多く、チェックリストの有効性が確認 された、チェックの際の判断に関する質問では、事 前アンケートでの天井等耐震点検のチェックリスト に対する判断に関する質問とは逆の傾向となってお り、判断できると回答した参加者が大勢を占めた.



図 7.1.4 損傷観察後アンケートの結果



これは実際に実験で天井ボードが落下したため、判 断ができる回答が増えたもので、参加者からも「天 井が落ちて初めて有効となるチェック項目ではない か?」との意見もあった.



写真 7.1.1 試験体の観察状況 Photo 7.1.1 Safety Inspection of Specimen.

Q2は試験体内部の損傷観察への質問である.内部から観察した損傷について,アンケートの回答の傾向は外観から見た結果と大きくは変わっていないが,内部観察で気が付くことがあったと言う回答が多く見られた.自由記述欄より抽出した特徴的な意見は以下の通りである.

- 石膏ボードが大きな固まりとなって落下したり、
 軽鉄下地も一緒に落ちていて、危険を感じた。
- 吊り天井全体の落下ではなく、中央部分の片側のみが大きく落下したことに驚いた。
- これまでの地震時の体育館での避難は、体育館の中央に集まることと思っていたが、建物の構造をより理解した上で避難行動を計画する必要性を感じた。
- 落下防止ネットの効果が予想以上に大きかった.
 また、参加者自身の震災対応の経験と照らし合わせた以下のコメントもあった.
- 実際の体育館には壁や窓ガラスがあり、それらの破損も加わるため、実体験より被害が小さい印象があった。
- 東日本大震災では視聴覚室などの吊り天井も同様に落下しており、改修すべきであると感じた. アンケートの最後には、今回の実験研究を基に 社会への啓発資料として活用するためのアドバイスを自由記述で頂いた.以降に抜粋して示す.
- 体育館内で活動している人の、地震時の避難行 動等も示した形で実験結果をまとめて欲しい。

- ・ 余震でも被害が発生することを明示して欲しい.
- 教職員が日々の点検で行うべきポイントを紹介 してほしい。
- バスケットボードや照明等の付帯設備に対する 安全性に関しても述べて欲しい。特に吊り設備 は高所にあるため、目視確認も難しい。
- ・手引のチェックリストで使われている用語,例 えばクリアランス,斜め部材,野縁など,教職 員がチェックすることを想定すると,正しく理 解していないと違う場所を見てチェックしてし まう可能性もあるため,事前学習が必要である.

7.1.3 まとめ

本節では、学校施設の管理経験のある教職員が、 未対策天井の落下実験の前後に実施した試験体の目 視調査に対し、手引きの有効性、施設の安全確手法 などについてアンケート調査を行った結果を報告し た.アンケートによる評価の母数としては多くはな いものの、研究者や設計技術者の観点からみた実験 とは違った切り口による実験結果の評価のための基 礎資料が作成できた.

今回の参加者の管理経験から判断すると,一般の 教職員よりも地震などへの防災意識が高い方々に集 まって頂く事ができた.今回の実験への参加が自身 の防災意識の向上に与える影響についての質問(表 7.1.3 Q5)に対しては,全員から「役立った」と言う回 答を得たことは,今回の実験研究の成果展開の重要 性を再認識する結果であった.

7.2 震災後の安全点検におけるポイント

ここでは、実験により明らかになった天井が脱落 に至る前兆を、震災後の吊り天井の安全点検におけ るポイントとしてまとめる.なお、本節では、天井 技術者はもちろんのこと、施設管理者などの必ずし も天井に詳しい技術者でない者でも視覚的にわかり やすく、容易に判断できるポイントをまとめる.

未対策天井は,天井の脱落対策が施されていない ため,建物の構造体にほとんど被害がないような揺 れでも脱落の恐れがあり,注意が必要である.可能 であれば出来るだけ早期に撤去等を含む脱落対策の 検討を進めるべきである.

しかしながら,対策の検討を始めていたとしても, 対策を実施する前に被災することもあり,そのよう な場合でも,避難所等での活用が求められることが あり,使用可能かの点検は必要となる.

図 7.2.1 に、未対策天井を対象とした安全点検の フローチャートの例を示す.未対策天井では1回目 の K-NET 仙台波 50 % 加振にて天井面が大きくた わんだ為,詳細な安全点検を実施するまでもなく天 井が脱落寸前の危険な状態であると判断可能であっ た.また,未対策天井の実験では,周囲の壁での脱 落はなかったが,過去の地震被害では,壁での衝突 による脱落も報告されている.天井下からの目視確 認で異常がわかるような状態は,逸脱楽してもおか しくない状態と言え,使用を中止することが望まし い.

しかし、すべてのケースにおいてこのように天井 下から異常がわかる状態で残るとは限らず、この段 階に至る前に判断できることが望ましい.その点で 言えば、K-NET 仙台波 25 % の時点でクリップ・ハ ンガーの滑りによって野縁受けの蛇行が発生してい る点は重要である.

野縁受けの蛇行の様子を写真 7.2.1 に示す. 各接 合部のすべり,変形を野縁受けの蛇行という形でわ かりやすくとらえることが出来るため,これらの損



図 7.2.1 未対策天井の震災後安全点検フローチャートの例

Fig. 7.2.1 Flowchart of Safety Check of Non-seismic Ceiling after Earthquake.



写真 7.2.1 野縁受けの蛇行 Photo 7.2.1 Meandering of Furring Bracket.

傷を把握することができれば、脱落に至る前の兆候 をとらえられたと言える.ただし、設備の干渉など、 施工の都合により野縁受けの位置をずらすこともあ り、注意が必要である.このような場合でも、設備 の干渉がない野縁受けも含め、ほぼ全面の野縁受け が変形している場合は野縁受けがずれ動いたと見な して良い.また、動いたかどうか判断できなくても、 写真 7.2.2 に示したように金具の変形により隙間が 出来ている場合もあり、この場合も動いたと見なし て良い.

これらの損傷は、下からの目視点検ではわからないため、大地震被災直後に建物を継続利用する際には、天井裏からの安全点検が必須であるといえる. 既存の施設では、天井裏を確認するための点検口がなかったり、あったとしても高所のためにアクセスできないなど確認が難しい場合も多いことが予想されるが、実験結果からみると、天井下からの損傷観察では異常がわかりにくく、安全かどうかの判断は難しい.

また,この損傷の状態であれば,同程度以下の揺 れでは天井が脱落に至る可能性は低いものの,より 大きい揺れでは脱落すると考えられることから,余 震が収まり落ち着いた後に何らかの対策を取ること が望ましい.少なくとも,激しい余震が続く間は使 用の中止を推奨する.

これらの確認を進める上で,明確に損傷している のか判断が難しい場合も多い.そのような場合は, 最初から専門家への依頼を行うことを推奨する.

なお,これらの確認により損傷が確認された場合 はもちろんのこと,天井の損傷が十分小さくそのま ま使用可能であると判断できた場合であっても,脱



写真 7.2.2 クリップの変形による隙間 **Photo 7.2.2** Gap due to Deformation of Clip.

落防止対策のない天井の耐震性能は低く,早急な撤 去等を含む脱落防止対策を行うべきであると言え る.

図 7.2.2 に、耐震天井を対象とした安全点検のフ ローチャートの例を示す.耐震天井においても、天 井下から見て異常がわかる場合は、すでに危険な状 態であると言える.しかし、基本的には、斜め部材 周辺部の損傷が天井脱落へ至る要因となるが、これ らの損傷もまた天井下からの目視では判断できない ため、被災後には斜め部材周辺部を中心に天井裏の 安全点検を実施することが重要である.例として、 斜め部材の座屈の様子を写真 7.2.3 に、斜め部材上 部取付金具の下がりの様子を写真 7.2.5 に示す.

斜め部材や取付金具が損傷した状態であっても直 ちに天井脱落に至る訳ではないが,斜め部材が損傷 した状態で余震等を受けた場合,周囲との衝突等に より天井脱落を引き起こす可能性が十分考えられ る.そのため,脱落防止対策が施された天井におい ても被災直後に迅速な天井裏の安全点検を実施する ことが望まれる.

なお,前述したように,斜め部材の座屈耐力と, 上部取付金具,下部取付部の耐力とのバランスによ り,天井損傷のメカニズムが異なる点には注意が必 要である.斜め部材の座屈耐力で天井の耐力が決 まっている場合には,斜め部材の座屈による折れ曲 がりを判断基準にすることで,安全点検が容易に可 能である.

しかし,金具の耐力で決まっている場合には,**写 真 7.2.4**の様な金具の変形を見逃さないようにしな ければならず,確認が難しくなる.今回使用した上



図 7.2.2 耐震天井の震災後安全点検フローチャートの例 Fig. 7.2.2 Flowchart of Safety Check of Seismically Designed Ceiling after Earthquake.



写真 7.2.3 斜め部材の座屈 Photo 7.2.3 Buckling of Brace.



写真 7.2.4 斜め部材上部取付金具の下がり **Photo 7.2.4** Slipping Down of Top of Brace.



写真 7.2.5 斜め部材上部取付金具の破断 **Photo 7.2.5** Damage of Top of Brace.

部取付金具の特性では,耐力以上の荷重が作用する と,上部取付金具が下がり,上部の構造部材等に密 着させている部分に隙間ができる.このように,金 具の破壊に至るまでの過程を,事前の要素試験や天 井ユニット試験から詳細に検討しておき,その前兆 をとらえられるようにしておくことが重要となる.

以上のように、吊り天井の仕様や各部材の耐力と 使用した金具の特性などを事前に調査しておき、そ の結果に応じた安全点検マニュアルを整備するなど の対応が望ましいと言える.図7.2.1や図7.2.2に 示した安全点検フローチャートは一例であり、現場 毎の状況に応じて確認すべきところなども異なるた め、専門業者と相談して、どのような手順で安全点 検を実施するかを事前に相談しておくのが良い.

7.3 H26 技術基準による脱落防止対策を施した天井 の施工における課題

H26技術基準では、天井脱落防止対策として、1) 天井とその周囲の壁等へのクリアランスの確保、2) 天井の揺れを抑えるための斜め部材の設置、3) 天 井部材の各接合部の確実な緊結などが義務づけられ た.これらの対策は、既存の耐震対策のない吊り天 井と比較して、材料、施工手間が増加する結果が予 想される.

H26 技術基準が平成 26 年 4 月より施行され,この基準に基づいて設計された天井の施工が,各現場ではじまっているが,その際の施工に伴う様々な課題や留意点などの洗い出しはまだ不十分であり,それらの具体的な検証は急務の作業である.

そこで本節では、本実験に使用した試験体の製作 工事における天井の施工に関する調査を実施し、未 対策天井に対する 1.1G 耐震天井、2.2G 耐震天井の 施工性や、施工上の課題、留意点などを明らかにし、 その解決方法について検証する.

7.3.1 調査方法

未対策天井, 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の3 種類の吊り天井を対象とし,施工に関する調査を 行った.施工性に関係する情報を表7.3.1 にまとめ る.

基本的な施工条件としては、天井の施工は建物が 震動台上に設置された状態で行われ、天井施工のた めに全面に足場が設置された.また、本工事では、 照明 X6 通り下に取り付けた4基の照明の設置作業 以外の他の作業との交錯がない、極めて良好な施工 環境であった.現実の現場では、設備との干渉等の 厳しい条件となることも多く、異なる条件下での施 工であった点には注意が必要である.

調査方法としては,毎日の作業内容および作業人 員数を記録した作業日報によって天井施工に係る工 程を把握したほか,詳細な作業内容および課題の把 握に関して,作業現場での施工立ち会いによりその 内容を抽出した.

7.3.2 吊り天井施工の作業内容と手順

吊り天井の施工工程は、母屋材への吊りボルト設 置から下地材の接合、固定までの下地施工と、野縁 にせっこうボードやロックウール吸音板を設置する ボード施工に分けることが出来る.

以下に下地施工の手順について、その詳細を記述

する. 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井における施工 手順では, 未対策天井にはない追加作業部分につい て, 下線を引いた.

表 7.3.1 調査対象の吊り天井の仕様(一部) Table 7.3.1 Design of Ceiling of the surveyed (Part).

	未対策天井	1.1G耐震天井	2.2G耐震天井
玉井石建	600 m ²	274 m²	274 m²
大升画棋	(約19.8×30.4m)	(約9.4×29.2m)	(約9.4×29.2m)
早りポルト	1.2×1.0m間隔	0.9×1.0m間隔	0.9×1.0m間隔
ID 240781.	630本	377本	377本
ハンガー	630個	491個	497個
	ビス固定なし	ビス2本/箇所	ビス2本/箇所
野縁受け	92箇所	62箇所	46箇所
ジョイント	ビス固定なし	ビス4本/箇所	ビス4本/箇所
野緑	286箇所	224箇所	176箇所
ジョイント	ビス固定なし	ビス固定なし	ビス固定なし
クリップ	握りクリップ	耐風圧クリップ	耐風圧クリップ
S:シングル	S:1394個	S:284個W:186個	W:947個
W:ダブル	W:449個	耐震クリップ	耐震クリップ
		S:336個W:168個	W:270個
ブレース用	₹>1	114	120本
吊りボルト	14.0	114.44	120.44
プレース	なし	27組	30組
まませ トピ	せっこう ポード+	శంపి నే~గ+	ಕಂದ್ರ ಸೆ=ಸ+
X7F11110	マックウール吸音板	マックウール板音板	マックウール数音板
クリアランス	なし	60mm	60mm
	***	まいまたての日	日本はナニナ

※天井面積は実施工の見付面積を示す

下地施工手順

【未対策天井の場合】

- 1) 吊りボルトへのハンガー取り付け(事前作業)
- 2) 母屋材への吊りボルトのつり込み
- ハンガーへの野縁受けのはめ込み ワンタッチ式のはめ込み野縁受けジョイント部 は野縁受けジョイントを使用 この時点で基準となるレベルの設定を行う
- 4) クリップによる野縁受けと野縁の接合
 ワンタッチ式クリップ
 野縁ジョイント部は野縁ジョイントを使用
 天井全体のレベルを調整,確定する
- 5) 設備器具等の開口補強
- 【1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の場合】
- 1) 吊りボルトへのハンガー取り付け(事前作業)
- 2) 母屋材への吊りボルトのつり込み
- 3) ハンガーへの野縁受けのはめ込み 野縁受けをハンガーに設置後、<u>開き止め、角度</u> 保持用のビス留めを行う



写真 7.3.1 ハンガーへのビス打ち状況 **Photo 7.3.1** Screw Fastening to Hangers.

野縁受けのジョイント部は野縁受けジョイント を使用し,<u>接合後にビス留め</u>を行う この時点で基準となるレベルの設定を行う 4) クリップによる野縁受けと野縁の接合

下地材の外れやすべりを抑制するための耐風圧・



写真 7.3.2 野縁受けジョイント部ビス止め Photo 7.3.2 Screw Fastening to Joint of Ceiling Joist Receiver.

- 耐震仕様のクリップを使用 <u>ネジによる止めつけと野縁・野縁受けへのビス</u> <u>留め</u>を行う 天井全体のレベルを確定する
- 5) <u>斜め部材の設置</u>





(a) 上部取り付け(a) Top of Brace



- (b) 下部ビス固定
 (b) Screw Fasten at Bottom of Brace.
 写真 7.3.3 斜め部材取付状況
 - Photo 7.3.3 Assemble Brace.

6) 設備器具等の開口補強

施工手順では,斜め部材の設置をはじめ,下地材 のジョイント,クリップ等の固定用金物へのビス固 定の有無などが未対策天井と耐震天井の大きな違い である.なお,下地施工においては,基本的に1か ら6の手順で実施される.ただし,斜め部材につい ては,施工性の問題から,斜め部材近傍の野縁を接 合する前に設置され,その後に残りの野縁を取り付 ける順序になった.

これに対し,仕上げ材の施工手順は次のようになる.

仕上げ材施工手順

【未対策天井の場合】

せっこうボード張り(ボード用ビスにて固定)
 壁,柱等に沿わせてのボードのカットが必要



写真 7.3.4 せっこうボード張り Photo 7.3.4 Paste Plaster Boards.

2) 壁際見切りの設置

壁, 柱等に沿わせての施工が必要

- コックウール吸音板の貼付け(接着材を塗布し, ボード用ステープルピンで固定)
 壁,柱等に沿わせてのボードのカットが必要
- 4) 設備器具等のボード開口



写真 7.3.5 ロックウール吸音板貼り Photo 7.3.5 Paste Rock Wool Acoustic Tiles.



写真 7.3.6 塩ビ製見切縁 **Photo 7.3.6** Vinyl Chloride Ceiling Edge.

- 【1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の場合】
- 1) せっこうボード張り(ボード用ビスにて固定) <u>柱前面でスリットを設けクリアランスを確保</u> <u>壁,柱等に沿わせてのボードのカットは不要</u> ただし、<u>クリアランス寸法確保の為の調整が</u> <u>必要</u>
- 2) 見切りの設置

<u>壁,柱等に沿わせての施工は不要</u>

 コックウール吸音板の貼付け(接着剤を塗布し, ボード用ステープルピンで固定)

<u>壁, 柱等に沿わせてのボードのカットは不要</u>

4) 設備器具等のボード開口

仕上げ材の施工では,天井の種類によらず,ほぼ 同じ作業である.ただし,1.1G 耐震天井,2.2G 耐震 天井では,仕上げ材施工と並行して,壁,柱等と天 井とのクリアランスの寸法確認と調整を行っている.

また,今回の実験では,柱の内側を向いている面 に合わせてまっすぐになるよう天井の設計を行った ため,作業自体は楽になっているが,実際の現場で は,壁,柱等に沿わせた複雑な形状に対してクリア ランスを設けることになることも多く,格段の手間 がかかると予想される.

7.3.3 各仕様による作業の課題と対策

1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の施工により明らかになった課題について,以下に整理する.

- 各金物の種類や付属の部品が多くあり、それらの形状も似たものが多い.また、金具が分解された状態のものもあり、これの組立にも多くの手間がかかった.固定に必要なビスが場所別に複数種ある部品もあった.似た形状の部品、複数種のビスは、取り違え等のミスの要因となり得る.ミスを減らすために作業を慎重に行う必要があり、手間の増加にもつながる.
- 【対策】よく似た金物については統一化を図り、部 品、ビスの点数、種類を減らすことで効率 良く作業が可能である。 組み立てて使用する部品は工場で予め組み

立てておくことが望ましい.

使用ビスは統一することが望ましい.少な くとも1つの部品に対して使用するビスは1 種類にすべきである.

- 2) 接合部の金物は、複数の部品が重なることも多く、ビス固定に大きな労力がかかった.場所によっては自己穿孔ビスでは鋼板を貫通できず、キリにより下穴を開けてからの固定を行う必要があった.
- 【対策】ビスの止め付け箇所があらかじめわかる場合には、下穴を開けておく.
- 3) 斜め部材の取り付け作業について、上部取り付け金具は、1人でも取り付けが可能な仕様となっていたが、斜め部材取り付け位置の状況によっては、斜め部材の取り回しが難しくなり、吊り元で1人、下部取付位置で1人の計2人での作業を余儀なくされた.
- 【対策】安全に作業するためには作業用に追加で足 場を組む必要があるが、実現場では不可能 である.多少周りにスペースが無い場所で 会っても取り付けが可能な金具の開発が求 められる.
- 4) 2.2G 耐震天井は野縁の板厚が厚い為に(通常 t = 0.5 mm→t = 0.8 mm)ボード施工の為のビス 打ち作業時に通常より労力を要した.作業手間

自体は大きく変わることはないが、より大規模 な天井となり、数量が増加した場合には、作業 員の疲れによる効率の低下も顕著になる.

【対策】特になし

- 5) せっこうボード張りの際,継ぎ目位置のダブル 野縁に軽微なずれが発生していた場合,クリッ プがビス,ボルトにより固定されており,これ らを緩める必要があるなど,修正に手間がかか る.
- 【対策】ボード継ぎ目位置のダブル野縁の位置は正 確に計測しておき,手戻りの無いよう,下 地施工時から配慮しておく.
- 6) せっこうボード張りの際 60 mm を確保していた 壁際スリットのクリアランスが、天井の自重で 斜面下方向に下がり壁面と天井のクリアランス が 60 mm を下回った.仕上げ材施工中にクリア ランスを確認する度に調整を行った.特に斜め 部材のない野縁受けが大きくずれた.
- 【対策】自重により数ミリ程度のズレが生じること を予測し,設計段階からあらかじめ多めの クリアランス(例えば 70 mm など)を開ける よう図面で指示する. 斜め部材がない野縁受けが自重によりずれ る問題については,斜め部材が無い部分の 天井面に部材を追加し面剛性を高めるなど で変形を抑えることが有効である.現場で は,追加で斜材を入れることも多いが,設 計で想定されていない部材が追加されるこ とにより,斜め部材のバランスが崩れ,こ の斜材が脱落の原因になる可能性もあり, 慎重に検討する必要がある.
- 7) 今回の天井は、勾配天井であったため、下地や クリップが斜めに取りついた.クリップの上部 が傾きにより外に飛び出し、クリアランスが想 定よりも小さくなってしまった.
- 【対策】仕上げ材や野縁,野縁受けのみならず,様々 な部分の干渉の可能性を考えて,クリアラ ンスを確認する.特に勾配天井では,その 傾きにより思わぬ部分が飛び出すため,注 意する.



写真 7.3.7 勾配天井におけるクリアランス確認 Photo 7.3.7 Check of Clearance in Slope Ceiling.

7.3.4 各吊り天井の作業効率

各吊り天井の施工性を把握するため,作業日報に より表7.3.2 のように,それぞれの天井について各 作業に要した人工数を集計した.実際の施工では, 各作業が交錯したり,施工順序が変わったり,また は,並行作業になったりしたために,人工を作業毎 に分けにくい点もあったが,その分については等分 した.

各天井面積の違いによる影響を除去するために, 表 7.3.2 の結果を集計し,200 m² 当たりの作業量を 求めると表 7.3.3,図 7.3.1 のようになる.なお,作 業量の単位(人・時)を,(人・日)に変換するにあた り,1日の作業時間を実稼働で 6.5 時間と仮定した. 1日あたりの勤務時間を午前 8時 30分~午後 5 時ま での 8 時間 30分とし,そのうち昼休み 1 時間,休憩・ 打合せ等 1 時間の合計 2 時間を除く時間を作業時間 としたものである.

図 7.3.1 によれば、下地施工は未対策天井の場合 は延べ 4.19 人工であったのに対し、1.1G 耐震天井 で 14.72 人工、2.2G 耐震天井で 19.03 人工となり、 それぞれ 3.4 倍、4.5 倍を超える施工手間がかかる 結果となった.ただし、2.2G 耐震天井では、斜め部 材を取り付ける吊りボルトの吊元の鉄骨の設置位置 がずれており、その手直しが発生したために若干の 手待ち、ならびに作業量の増があったが、それらの 影響を除いても 1.1G 耐震天井と同程度の作業量が 必要である.また、あまり顕著な影響は無いと思わ れるが野縁のピッチの違いによる施工量は 2 割増と なっている.

- **表 7.3.2** 各天井の施工作業量
- Table 7.3.2
 Workload for Construction of Ceiling.
 - (a) 未対策天井
 - (a) Non-seismic Ceiling.

							未対	策							
	下地							ポード施工							
部位	吊りボ ルト	ンゴ	野生	₩受 †		野緯		石	着ボ・ 貼り	7.	見切 り	吸	音板鵙	59	
作業內容	設置	ボレー種め	ハンガーへの吊り込み	ジョイナーへの接合	仮設置	仮留め	設置	位置決め(基準段の設置)	貼付	端部、間材の採寸・裁断・貼付	投宣	位置決め(基準段の設置)	タッカー 留め) 本留め(接着剤塗布、	端部、間材の採寸・裁断・貼付	
人工数 (人・時)	32.0	11.5	11	.5		26.7			67.0	1	13		74.5		

(b) 1.1G 耐震天井

(b) Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 1.1.

			1.10																		
			下地										ボード施工								
部位	3	吊りル	ボト	ア ガ	<u>ド</u>	野	縁受	! ! †		野緑		クリッ プ	ブレ	ζ— ζ	石	春ボ・ 貼り	-ŀ	見切 り	吸	音板則	おり
作業内容	100 Mar 111	下洋篱	設置	ボルト締め	ビス留め	ハンガーへの吊り込み	ジョイナーのビス留め	追加野緑受け	仮設置	仮留め	設置	組立	ブレース設置	余剩部位切断	位置決め(基準段の設置)	貼付	端部、間材の採寸・裁断・貼付	設置	位置決め(基準段の設置)	タッカー 留め〉 本留めく 接着剤 壅布 、	端部、間材の採寸・臷断・貼付
ᇇ	数 時)	31	.5	10	0.5		17.1			32.4	ŀ	12.5	19	9.2		35.6	i	7.0		29.5	

(c) 2.2G 耐震天井

(c) Seismically Designed Ceiling with Seismic Coefficient of 2.2.

		2.2C																		
		下地											ボード施工							
部位	吊りル	デ	ア ガ	ビ	野	縁受	け	野縁			クリッ ブレー プ ス		石膏ボード 貼り		-ŀ	見切 り	切 吸音板		占り	
作業内容	下準備	設置	ビス留め	勾配用ビス留め	ハンガー への吊り込み	ジョイナーのビス留め	追加野縁受け	反於言	仮留め	設置	콅獫剦⊋設 膒	ブレース設置	余剰部位切断	位置決め(基単段の設置)	貼付	端部、同村の探寸・裁断・貼付	設置	位置決め(基準段の股置)	タッカー 留め) 本留め〔 接着剤塗布 、	端部、間材の探寸・戯断・貼付
人工数 (人・時)	40.6 25.1 35		35.0)	35.9			15	18	3.5	41.9 9.4		9.4	9.4 30.2						

単位面積当たりの施工作業量の逆数より,作業員 1人が1日で作業した場合の施工出来高を求めるこ とが出来る.表7.3.4および図7.3.2はこうして求め た作業員1人当たりの1日の施工量である.

人工数 (人・日)	下地	せっこう ボード	ロックウール 吸音板
未対策天井	4.19	3.43	4.48
1.1G 耐震天井	14.72	4.03	4.13
2.2G 耐震天井	19.03	4.73	4.48
2019.03			
18			
16 14.72			
14			

表 7.3.3 天井 200m² 当たりの施工作業量 Table 7.3.3 Workload for Construction of Ceiling with Area of 200 m².



図 7.3.1 天井 200m² 当たりの施工作業量(人・日) Fig. 7.3.1 Workload for Construction of Ceiling with Area of 200 m².

表 7.3.4 1日・1人当たりの施工量 Table 7.3.4 Amount of Construction in One Day, One Person

1日・1人当たり 施工量(m ²)	下地	せっこう ボード	ロックウール 吸音板
未対策天井	47.73	58.30	44.64
1.1G 耐震天井	13.58	49.62	48.42
2.2G 耐震天井	10.50	42.28	44.64
70			



図 7.3.2 1日・1人当たりの施工量(m²) Fig. 7.3.2 Amount of Construction in One Day, One Person.

表 7.3.4 に示す下地施工に関する作業員1人当た りの施工出来高は 47.73 m² と効率の良く作業が行 えているが、1.1G 耐震天井、2.2G 耐震天井では前 述している各種の問題点や課題の解決の為に 13.58 m²、10.50 m² と大きく出来高を下げる結果となった.

一方,下地施工と比較して仕上げ材施工には大き な差はみられないが,表7.3.4,図7.3.2より1日当 りの施工量を比較すると,未対策天井ではせっこう ボードの施工量が58.30 m²となっているのに対し 1.1G 耐震天井,2.2G 耐震天井では49.62 m²,42.28 m²と施工量が減少している.このことは,下地の わずかなずれの補正にあたり,固定部をいったん緩 める必要があるなど手間が増えていること,野縁の ピッチの違いによりビス打ちの本数も1.1G 耐震天 井,2.2G 耐震天井の方が,未対策天井に比較して 3 割程度増えたことが大きな要因であると考えられ る.また,2.2G 耐震天井では,野縁の板厚が厚いこ とも要因であると言える.

これに対し、ロックウール吸音板に関しては、未 対策天井で、柱に沿って天井を仕上げる仕様となっ ているため、壁、柱取り合い部分のボード、見切り 加工に時間がかかるが、ロックウール吸音板自体の 施工については大きな差は見ない.

天井の施工における課題は,作業効率に強く影響 していることが,改めて明らかになった.ただし, 今回の施工では,設備工事などの他業者との各種取 り合い,照明・設備機器などとの干渉の確認,開口 部の検討,意匠面での段差や特殊な納まり等,実現 場での複雑な条件までは模擬できておらず,作業環 境が良好な場合の作業効率であることは注意が必要 である.しかし,実現場の状況では,作業環境の悪 化により,効率が低下するものの,本節で挙げた課 題は同様にあると考えられるため,さらなる技術開 発が望まれる.

			仕様	
		未対策天井 (600 m ²)	1.1G 耐震天井 (274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
		W3/8 吊ボルト	同左	同左
		1.2m×1.0m 間隔 630本	0.9m×1.0m 間隔 377 本	0.9m×1.0m 間隔 377 本
吊ボルト	状況			

表 7.3.5(1) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(1) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

			仕様	
		未対策天井(600 m ²)	1.1G 耐震天井 (274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
		フリーハンガーで設定. (630 個)	耐震フリーハンガーで設定 (377 個)	耐震フリーハンガーで設定 (377 個)
ハンガー		勾配での角度固定なし	勾配での角度固定の為, ↓4 ビス打ち必要	吊ボルトワッシャ必要勾配での角度固定の為,φ4ビス打ち必要
	状況			
	課題		・ビス固定が母材 3.2mm の 為,作業上手間がかかる.	 ・ビス固定が母材 3.2mm の為 作業上,手間がかかる. ・ビスが吊ボルトと干渉し, 下穴位置にうてない.
	対 策		対策無し	下穴はボルトと干渉しない位 置とする

			仕様	
		未対策天井 (600 m ²)	1.1G 耐震天井(274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
		CC-19 (t=1.2mm)	CC-19 (t=1.2mm)	[-40×20×1.6
野縁受け	課題			材料が1サイズ大きく,板厚 も厚い為,重い.
	対 策			対策無し

表 7.3.5(2) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(2) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

			仕様	
		未対策天井 (600 m ²)	1.1G 耐震天井 (274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
		CS-19 ($t = 0.5$ mm)	CS-19 ($t = 0.5$ mm)	全数ダブル野縁 (t=0.8mm)
		CW-19 ($t = 0.5$ mm)	CW-19 ($t = 0.5$ mm)	野縁-50×25×0.8
		※シングル野縁:@364mm	※シングル野縁:@303mm	ダブル野縁:@303mm
		タフル野縁:@1820mm	タブル野縁:@910mm	ジョイント:176 箇所
		ショイント:286 箇所	レヨイント:224 箇所	
野縁	状況			
	課題		 @910 でダブル野縁が入る 為,せっこうボードのジョイント位置が不明瞭. 野縁ピッチが狭くなる為,取付本数は増加する. 	全てダブル野縁となり,ボー ドジョイント位置が不明瞭. 板厚が厚い為,重い. 野縁ピッチが狭くなる為,取 付本数は増加する.
	対 策		基準の印が付いた野縁を 取付けると判りやすくなる.	

	仕様			
	未対策天井 (600 m ²)		1.1G 耐震天井(274 m ²)	2.2G 耐震天井(274 m ²)
		ワンタッチクリップ	ビスクリップ使用	ビスクリップ使用
			2 種類使い分け 斜め部材廻り:耐震クリップ ビス固定:野縁・・2 本	耐風圧クリップが標準 W:947 個 斜め部材廻りは補強金物で野
		S:1394 個 W:449 個	野縁受・・1本 S:336個 W:168個 通常部:耐風圧クリップ S:294個 W:186個	縁に固定 野縁方向 :5箇所 野縁受方向:4箇所 ビス固定:野縁・・4本 野縁受・・1本 W・270個
クリップ	状況			
	課題		 ・斜め部材廻りのクリップと 一般部のクリップを使い分 ける必要があり,施工時に 判断がつかない. ・斜め部材廻りのクリップ補 強ビスが2種類あり,使い 分ける必要がある. ・しっかり止め付けないとク リップが滑りやすく,軽く 締めた状態での野縁の仮止 めが難しい. 	 ・斜め部材廻りのクリップ 補強ビスをとめる際,クリ ップに下穴がない為,クリ ップと野縁受けを2枚抜き する必要があり,施工手間 がかかる.
	対 策		・似た部材を統一する.	・クリップに下穴を設ける.

表 7.3.5(3) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(3) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

			仕様		
		未対策天井(600 m ²)	1.1G 耐震天井(274 m ²)	2.2G 耐震天井(274 m ²)	
		なし	あり		
クリアランス			勾配下端で 60mm,頂点部で 60mm ずつ, 120mm のクリアランスを設ける		
	状況				
				Y4	
	課題		斜め部材以外の部分を固定でき タイミングが難しい. 仕上げ材を張り付けるとその重	きない為, クリアランスを設ける 真量で下がってくる.	
	対策		勾配天井の壁際クリアランスは,指定寸法きっちりとは施工が 困難であるため,重量でずれる分なども考慮し,必要寸法+α で指示する必要がある.		

表 7.3.5(4) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(4) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

	仕様		
		1.1G 耐震天井 (274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
斜め部材		[-40×20×1.6	[-50×25×10×1.6
		X・Y 方向に 27 対ずつ	X・Y 方向に 30 対ずつ
	状況		
	課題	吊り元まで手が届かなくても作業できるよう 付が不可能であった.天井裏へ体を入れる。 なかった	うな金具を使用したが,周辺の状況によっては取 必要があり,天井下地の施工足場では作業ができ
	対 策	足場の盛り替えもしくは作業用の追加足場な 吊り元にアクセスできず,多少の障害物があ	が必要になる. 5っても作業可能な金具の開発が必要.

表 7.3.5(5) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(5) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

	仕様			
		1.1G 耐震天井 (274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)	
		ホロータイプ	ホロータイプ (スライド式)	
		斜め部材用吊ボルト:114本	斜め部材用吊ボルト:120本	
		2人1組で天井内作業 斜め部材にはビス4本で固定	斜め部材にはビス6本で固定	
斜め部材上部取付金物	状況			
	課題	吊ボルトに嵌合する部分を,一度 分解してから取付ける為,手間がかかる. 下部から取り付けることが出来るよう工夫 はされていたが,周辺の状況によっては作 業できなかった.	下部から取付けることが可能な工夫がみられた が、斜め部材が長くなると斜め部材を振り回し にくくなり困難になる.	
	対 策	さらなる技術開発が望まれる.		

表 7.3.5(6) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(6) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

	仕様			
		1.1G 耐震天井(274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)	
		ビス2本固定	ビス3本固定	
		(追加野縁受け材:[-40×20×1.6)	(追加野縁受け材: [-40×20×1.6)	
		斜め部材受けは野縁受け	斜め部材受けは野縁受け	
		4本に渡し, ビス2本/箇所	4本に渡し、ビス2本/箇所で4箇所を固定.	
斜め部材下部固定		で4箇所を固定.	但し,斜め部材受けと野縁受けを固定する取付	
		但し,取付金物はハンガーが兼ねる.	金物をビス2本/箇所で4箇所を野縁受に固定.	
	状況			
		ハンガーが斜め部材受け取付金物を兼ねる	斜め部材受け取付金物をハンガーに被せて取	
		ので、左右の回ざか限定される。 施工時に押提していたいと めり直す必要	付けるにめ, 左右の回ざか限定される. 施工時に抽握していたいと めり直す必要が出	
	課	が出る。	過上時に記述していないと、そり世 9 必要が山 る.	
	題	野縁受け材の向きを、片側1方向に決めて		
		施工する必要がある.	野縁受け材の向きを,片側1方向に決めて施工	
			する必要がある.	
	対	斜め部材設置位置を事前に十分検討しておく		
	策	向きに寄らず斜め部材が固定できるような工	法の開発が望ましい.	

表 7.3.5(7) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(7) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

		仕枝	ŧ
		1.1G 耐震天井 (274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
野縁受ジョイント		未対策天井用ジョイント 62 箇所	野縁受が[-40×20×1.6 の為, 特製ジョイントを使用 46 箇所
		未対策天井用ジョイントにビス2本ずつ,4本で固定.下穴なし(t1.2mm 2枚抜き)	St-1.6mm2 枚挟み込みの 特製ジョイントを使用 ビス2本ずつ,4本で固定.下穴なし (t1.6mm 3枚抜き)
	状況		
	課題	下穴がない為,ジョイント:1.0mm と野縁 受:1.2mm を打ち抜く必要があるため,施 工に手間がかかる.	下穴がない為,ジョイント:1.6mm×2枚と野 縁受:1.6mmの3枚を打ち抜く必要があるため, 施工に手間がかかる.
	対 策	あらかじめした穴を設けるなど、緊結しやす	い構造とする.

表 7.3.5(8) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(8) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

		仕様		
		未対策天井(600 m ²)	1.1G 耐震天井(274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
		せっこうボー	ード 9.5mm + ロックウール	吸音板 12mm
		※シングル野縁:@360mm ダブル野縁:@1820mm	※シングル野縁:@300mm ダブル野縁:@910mm	野縁-50×25×0.8:@300mm
せっこうボード張り	状況			
0	課題		@910 で W バーが入る為,ボードジョイント位置が不明瞭.	全てWバーとなり,ボードジ ョイント位置が不明瞭. 板厚が厚い為,重くボードビス を打つ場合,硬く力がいる.
	対策		ボードジョイント位置をあ らかじめマーキングしてお く	ボードジョイント位置をあら かじめマーキングしておく 板厚に対する対策はない

表 7.3.5(9) 各天井を構成する部材の相違点 Table 7.3.5(9) Difference of Characteristics of Members in Ceiling.

	仕様			
ロックウール吸音板貼り		未対策天井 (600 m ²)	1.1G 耐震天井(274 m ²)	2.2G 耐震天井 (274 m ²)
		せっこうボード 9.5mm + ロックウール吸音板 12mm		
	状況	※シングル野縁:@360mm	※シングル野縁:@300mm	野緑-50×25×0.8:@300mm
		タフル野縁:@1820mm	タフル野縁:@910mm	
	課題	壁際に沿って全面施工する	壁際にクリアランスを設けるので、クリアランスの調整が必 	
		のじ、部屋形状に合わせし不	要. 複雑な形状の場合は,確認すべき箇所が増え,より困難にな	
		ートおよい見切り縁を切火		
		さ加上する必要がある.	る.	
	対 策		クリアランス調整がしやすいよう,できる限り平易な形状と する.	

7.4 H26 技術基準による脱落防止対策にかかるコスト

7.2 節で述べたように,H26 技術基準による脱落 防止対策には,既存のJIS 規格品で構成した天井に 比較して,多くの手間がかかる.また,天井の部材 が増え,これによる材料費もかさむとともに,接合 部等に使用される金具に対して,H26 技術基準の解 説で示された方法による試験が求められており,金 具のコストも増加することとなる.

本節では,実際に脱落防止対策を施した天井の設置にかかる費用がどの程度なのかを検討するために,2章で示した体育館試験体と同規模の鉄骨造体育館を施工すると考え,この体育館の施工コストを積算し,天井設置に要するコストについて検討した.設置する天井は,未対策天井と同じ仕様の天井,1.1G耐震天井と同じ仕様の天井,2.2G耐震天井と同じ仕様の天井,それぞれを体育館の全面に設置するとした.また,この体育館にはステージなどの付随する施設は含まれていないとした.

なお,積算では,文献[7.2],[7.3]を参考に,兵 庫県内での工事と仮定して各資材の単価を求めた. 文献[7.2],[7.3]にはない事項については,試験体 施工前(平成25年夏)に複数の施工・製作業者に見 積を依頼し,最も安い見積の価格を,0.8倍に減じ た価格として採用した.建設会社による値引き交 渉等を考慮したものである.また,1.1G耐震天井, 2.2G耐震天井に使用した部材のうち,クリップ,ハ ンガー,斜め部材上部取付金具の価格は,日本鋼製 下地材工業会より同会に所属している天井資材メー カーの設計価格を提供いただき,これらの平均価格 を 0.8倍に減じた価格を資材の価格として計算に用 いた.なお,これらの価格は,施工時期,施工条件 等様々な要因により大きく変動するため,あくまで も参考値としていただきたい.

図 7.4.1 は天井設置にかかるコストを求めたもの である.ここでは、天井設置に必要な足場の設置等 準備にかかる費用、吊りボルト、野縁、野縁受けや これらを接合するための金具などの費用(下地材料 費)、斜め部材受けの取り付けにかかる費用(ブレー ス受け材追加)、下地施工にかかる人件費(下地施工 人件費)、石膏ボード、ロックウール吸音板などの 天井面仕上げの材料費(ボード材料費)、天井面仕上 げにかかる人件費(ボード施工人件費)を算出した. 直接工事費のみで有り、管理費等の経費は含まれて



図 7.4.1 天井の仕様の違いが工事費に与える影響 Fig. 7.4.1 Effect of Seismic Counter Measures for Ceiling on Construction Costs.

いない.また,試験体製作工事において実際に必要 となった作業量のうち,手戻りに相当する部分は省 いた作業量を元に人件費は算出している点には注意 が必要である.工事現場の状況による手戻りの可能 性,他の工事との干渉等様々なリスクや施工業者の 利益分も想定した価格となるため,実際の工事価格 はもっと高くなる可能性がある.

特に,斜め部材受け設置工事については,新築工 事で,鉄骨部材の工場制作時に取り付け部の加工が 終わっていることを想定した額であり,既存の体育 館に対して追加する工事を行った場合は,より高い コストがかかる可能性がある点には注意が必要であ る.

これによれば,天井設置にかかるコストは未対策 天井と比較して,1.1G 耐震天井の場合で1.9倍,2.2G 耐震天井の場合で2.0倍となっている.特に,下地 材料費と下地施工人件費の増加が顕著で有り,1.1G 耐震天井ではそれぞれ7.5倍,3.0倍,2.2G 耐震天 井では,それぞれ9.2倍,3.4倍に増加している.2.2G 耐震天井の方が,より断面の大きい材料を使用して いることも有り,下地にかかるコストが大きくなっ ているものの,1.1G 耐震天井と大きな差があるわけ ではない.2種類の耐震天井で斜め部材の数量がほ ぼ同じであることも要因と考えられる.なお,斜め 部材受けの追加にかかる費用は天井工事全体の7~ 12%程度である.

下地材料費は,未対策天井では3%と天井工事費 に占める割合は小さい.これに対し,1.1G耐震天井, 2.2G耐震天井では,12~14%程度と割合も大きく なる.しかし,下地施工の人件費が4割程度を占め ていることから、下地工事の効率化を図ることで、 天井工事にかかるコストを大きく減じることが出来 ることがわかる.一方、より高強度な材料を使用し たとしても、これがコストに与える影響は小さい. なお、ボード材料費とボード施工人件費については、 各天井でほぼ同じであり、仕様の違いによる影響は ほとんど無い.

図 7.4.2 は鉄骨造体育館を施工するために必要な コストを求めたものである.なお,体育館内には 24 基の照明を設置し,それらの配線を行う費用を照明 工事としているが,分電盤や放送機材,消火設備等 のその他の設備工事は入っていないため,これらの 費用が大きくかかる点は注意する必要がある.

これによれば、未対策天井に比較して、1.1G 耐震 天井で10%、2.2G 耐震天井で11%のコストの増加 となった。耐震天井への仕様の変更に伴うコスト増 加は、全体の工事費から見れば大きくない。この結 果では設備工事が十分入っていないが、これをさら に正確に見積もった場合にはその差はさらに小さく なると言える。

7.5 参考文献

- [7.1] 文部科学省:学校施設における天井等落下防止対策のための手引,2013.
- [7.2] 建設物価調査会:建設物価,平成25年7月.
- [7.3] 建設物価調査会:建築コスト情報,平成25 年夏.



図 7.4.2 天井設置にかかるコスト Fig. 7.4.2 Cost for Construction of Ceiling.

8. 天井落下現象の再現シミュレーション

近年,大規模空間を持つ施設では,地震により非 構造部材に多数の被害が発生している.適切な天井 落下対策を進めるには,天井の落下現象のメカニズ ムの把握が必要不可欠であり,天井要素を取り出し た実験や,これまで述べてきたような実大規模の実 験を実施してきている.しかし,実験では,実験装 置の制約等により,現場の状況を必ずしも再現でき ていないことも多く,また,屋根形状,設備の干渉 など現場毎に異なる特殊な条件に対する解決策が求 められることもあり,再現が困難である.数値解析 により天井の落下現象を再現できるようになること でこれらの課題は解決できると考えられ,解析技術 の向上も非常に重要である.

本章では、未対策天井を数値モデル化し、その地 震応答解析を行うことで、未対策天井の落下現象の 再現を試みた.解析には、地震動、弾塑性、部材破 断などを含む非線形性が高い解析でも安定して行え る ASI-Gauss 法 [8.1] を用いる.

8.1 解析モデル

今回は,未対策天井を対象として解析を実施した. 未対策天井の仕様は2章を参照されたい.

8.1.1 部分天井モデル

ASI-Gauss 法では、1部材当り2つの線形チモシェ ンコはり要素のモデル化でも、弾塑性解析におい て高い精度で解析が行えることが確認されている [8.1]. 図 8.1 に線形チモシェンコはり要素でモデル 化した部分天井モデルを示す.このモデルは、解析 手法の検証のために作成したものであり、天井の一 部を取り出した簡易モデルである。吊りボルト、野 縁受け、野縁、クリップ、せっこうボードをそれぞ れ黒、青、緑、赤、灰色で表す.なお、ここでは吊 りボルトとハンガーは一体化してモデル化してお り、荷重作用位置が部材軸から偏心していることに ついては考慮していない.



図 8.1 部分天井モデル Fig. 8.1 Ceiling model.

8.1.2 体育館仕様天井モデル

図 8.2 に,部分天井モデルと同様の手法で未対策 天井を再現した体育館仕様の天井モデルを示す.吊 りボルト間隔は X 軸方向に 1,000 mm, Y 軸方向に 1,147 mm (屋根面沿いに 1,200 mm)である.吊りボ ルトの長さは 1,500 mm,クリップの高さ寸法は 25 mm とした.



図 8.2 体育館仕様の天井モデル Fig. 8.2 Ceiling model for gymnasium.

8.1.3 天井付き体育館構造躯体モデル

体育館仕様天井モデルを体育館構造躯体に付加し たモデルを図8.3に示す.柱,梁,母屋,斜め部材 の断面については、2章を参考にモデル化した.構 造躯体の詳細な仕様は2章を参照されたい.天井の 吊り元となる母屋材はC形鋼(C-100×50×20)で あり、これがW3/8吊りボルトを介して天井を吊り 上げている.母屋および斜め部材は構造躯体とピン 接合されているため,解析でもこれらが表現できる 要素を用いた.ただし,斜め部材は線型部材でモデ ル化したため、引張、圧縮ともに抵抗力を発揮して おり、今後、履歴特性を導入するなどの検討が必要 である.また、天井周囲に壁を模擬するためのH形 鋼が配置されているが、これは模擬しておらず、本 モデルでは壁への接触は再現されていない.この解



図 8.3 天井付き体育館構造躯体モデルの鳥瞰図 Fig. 8.3 Bird-eye view of gymnasium model with ceiling.

析モデルの固有周期を求めると,桁行方向が0.247 秒,梁間方向が0.325 秒であった.解析モデルの総 要素数は17,900,総節点数は13,736 である.

8.2 解析条件

8.2.1 入力地震波

解析には、K-NET 仙台波の原波を実験と同じ振幅 に調整した記録と震動台上で観測された記録の2種 類を用いた.対象とした実験は、未対策天井の脱落 被害再現実験のうち、K-NET 仙台波 50%加振の1 回目である.この記録のうち、主要動を含む90秒 間を入力して解析した.境界条件は、全ての柱脚部 を完全固定とした.時間増分は1ミリ秒、総ステッ プ数は90,000 step である.

8.2.2 脱落条件

(i) クリップの脱落条件

天井落下の主要因であるクリップの脱落条件を導入した.野縁と野縁受けをつなぐクリップは,天井の要素試験結果 [8.2] を参考にし,図8.4 (a) に示すように鉛直下向きに0.4 kNの力が作用した場合に脱落するものと設定した.

(ii) ハンガーの脱落条件

天井落下のもう1つの主要因とされるハンガーの 脱落条件を導入した.天井の要素試験結果 [8.3] を 参考にし、図 8.4 (b) に示すように鉛直下向きに 2.8 kN の力が作用した場合、ハンガーが開き、野縁受 けの支持能力が低下するものと設定した.





8.3 解析結果

図 8.5 に天井付き体育構造躯体モデルの解析により得られた天井の落下挙動を示す. この解析では, K-NET 仙台波の原波を実験と同じ振幅に調整した



図 8.5 天井の落下挙動 Fig. 8.5 Collapse behavior of ceiling.

記録を用いた.要素の色は次式に示す関数 f_yによって変化し、赤色に近づくほど降伏が進んでいることを示している.

$$f_{y} = \left(\frac{M_{x}}{M_{x0}}\right)^{2} + \left(\frac{M_{y}}{M_{y0}}\right)^{2} + \left(\frac{N}{N_{0}}\right)^{2}$$
(1)

ここで、 M_x 、 M_y は要素における x, y軸回りのモー メント、Nは軸力である.また、添字0は各々の断 面力が部材断面に単独で作用した場合の全断面塑性 値を意味している.なお、図には脱落した要素は表 示していない.

時刻0.0 秒は自重のみが作用する初期状態である. 28.0 秒前後に Y 軸方向のクリップがいくつか脱落 し,左端から野縁およびせっこうボードが一体化し たまま落下が始まった.その後,X 軸方向のクリッ プが次々と脱落し,連鎖的に落下が進行し(31.5 秒). 33.0 秒には天井全面が落下した.

8.4 解析条件の変更および解析モデルの改良

天井は壁に囲まれており変位が拘束されることか ら、壁の有無により応答が大きく変化することが考 えられるため、壁との接触を考慮することが重要で ある.実験では壁を模擬するH形鋼を天井周囲に配 置していることから、解析モデルに図8.6の赤い点 線で示す壁を模擬するH形鋼(以降これを単に壁と 呼ぶ)を追加し、天井と壁間の接触を考慮した.

また,天井の壁への衝突による,仕上げ材の脱落 などの壁付近の局所的な天井落下を再現することが できるよう,図8.7に示すようにせっこうボードお よびビスのモデル化を行った.隣り合うせっこう ボード間の接触と,ビスの脱落条件を追加で導入し ている.ビスに作用するせん断力が0.30kNを上回っ た場合[8.4],または引き抜き力(引張軸力)が0.20 kNを上回った場合[8.5]にビスの頭抜けが生じ,せっ こうボードが脱落することとした.ここでは,野縁 1本当たり2本のビスでせっこうボードが固定され ていると仮定した.なお,せっこうボード表面に貼



(a) X-Z 平面



図 8.6 壁を模擬する H 形鋼の配置 Fig. 8.6 Location of horizontal members.



図 8.7 せっこうボードとビスを付加した天井モデル Fig. 8.7 Ceiling model with plaster board and screw.

り付けたロックウール吸音板はせっこうボードと一 体であると仮定し、その重量のみをせっこうボード に付加している.

せっこうボード間の接触とビスの頭抜けの影響を 付加した部分天井モデルによる解析結果を図8.8に 示す.この解析では、K-NET 仙台波の原波を実験 と同じ振幅に調整した記録を用いた. 解析当初から 天井が壁に衝突する現象が見られた。約34秒の時 点で赤い点線で示すせっこうボード2枚のビスが頭 抜けにより脱落し, せっこうボードが地面に落下し た(図 8.8(a)). 続いて,約36秒に別のせっこうボー ド1枚が剥がれたが、一部のビスが脱落しなかった ために地面には落下しなかった(図8.8(b)).約76 秒には、赤い点線で示す最後の1枚が地面に落下し た(図8.8(c)). この場合の落下の主要因は、ほぼ全 ての天井でビスの引き抜きによる頭抜けであり、ク リップの脱落は頂部側のものを除いて見られなかっ た.ただし、この解析では、野縁1本当たり2本の ビスでせっこうボードが固定されていると仮定して おり、引き抜きに対する耐力を小さめに見積もって いるため、改善が必要である.

今後は,天井付き体育館構造躯体モデルに壁への 接触,せっこうボード同士の接触の考慮やブレース











(c)約76秒

図 8.8 天井の局所落下現象 Fig. 8.8 Partial collapse behavior of ceiling.

材の履歴モデルの改善などの改良を施した解析を実施し、4章で示した実験結果の再現を試みる.

8.5 結言

せっこうボードや野縁等をモデル化し、クリップ、 ハンガーの破損、ビスの頭抜けなどの脱落条件を導 入して解析を実施した結果、天井が衝突により局所



Fig. 8.9 Input Ground Motion.

的に落下する現象を再現できた.主に壁と天井が衝 突し,その付近のクリップやビスが脱落し,せっこ うボードが落下するという現象が見られた.

現段階では実験結果の再現にまでは至っていない が、今後、斜め部材の履歴特性の導入、ハンガーと 吊りボルト間の偏心性の考慮、接触アルゴリズム内 のギャップ要素の特性についての検討を行い、実験 の再現を行う.

8.6 参考文献

- [8.1] 磯部大吾郎,チョウミョウリン:飛行機の衝突に伴う骨組鋼構造の崩壊解析,日本建築学会構造系論文集,第579号,pp.39-46,2004年5月.
- [8.2] 中川祐介,元結正次郎:鋼製下地在来工法天井におけるクリップの力学特性に関する研究その2:鉛直荷重を受ける場合,日本建築学会大会学術講演梗概集,B-1,pp.845-846,2006年9月.
- [8.3] 杉山達也,柏崎琢也,小林俊夫,貫井泰,薮 内彰夫:在来工法天井の構成部材および実大 天井の力学的特性に関する実験研究 その1: 全体計画およびハンガーの要素試験,日本

建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.227-228, 2009年8月.

- [8.4] 杉山達也,柏崎琢也,野曽原瑞樹,貫井泰, 鈴木篤:在来工法天井の下地ボードと野縁の ビス止め接合部のせん断試験その1,日本建 築学会大会学術講演梗概集(北陸),2010年9 月.
- [8.5] 櫻井重喜,熊谷祥吾,永井拓生,川口健一, 安藤顕祐,新谷眞人:非地震時における屋内 プール天井の落下被害に関する基礎的考察一 吸水時のビスの頭抜け強度について一,日本 建築学会大会学術講演梗概集(東北),2009 年8月.
9 まとめ

大規模空間に設置された吊り天井の脱落被害メカ ニズム解明と、吊り天井脱落被害の低減に向けた技 術開発のための、実大大規模空間吊り天井の加振実 験を実施した.本実験では、山形屋根を有する実大 鉄骨造体育館に屋根と同じ勾配を持つ吊り天井を設 置し、東北地方太平洋沖地震での K-NET 仙台観測 点における観測記録(K-NET 仙台波)および兵庫県南 部地震での神戸海洋気象台における観測記録 (JMA 神戸波)を用いて加振した.本実験で対象とした天 井は、脱落防止対策のない未対策天井と、設計水平 震度 1.1 で平成 26 年 4 月に施行された技術基準(H26 技術基準)に基づき設計した、JIS 材を主たる部材と する 1.1G 耐震天井と, H26 技術基準に基づき, 設 計水平震度 2.2 で設計した, JIS 材よりも高強度な 部材で構成された 2.2G 耐震天井の3 種類である. 本実験により得られた結論は以下の通りである.

- 1) 勾配を持ち、クリアランス、斜め部材などの脱 落防止対策のない在来天井の脱落被害メカニズ ムを明らかにした.クリアランスのない勾配天 井では、壁からの反力が、地震の慣性力と頂部 に作用する隣り合う天井の慣性力と釣り合うこ とで耐える構造となるが、この力の釣り合いか らすると、天井が頂部で持ち上がるようなモー メントが作用することとなる. このモーメント による頂部の持ち上がりにハンガーが耐えられ なくなってハンガーが外れる. 天井が元の位置 に戻ると、ハンガーが外れた吊りボルトの隣に ある吊りボルトにより大きな荷重が作用するこ ととなり、その直下にあるクリップにも大きな 負担がかかる.その結果、クリップが外れ、天 井面が大きくたわむこととなる. その後たわん だ天井面が大きく振動してその周囲のクリップ を次々と破壊していき最終的に天井の脱落に至 る.
- 2) 1.1G 耐震天井は, K-NET 仙台波 50 % 加振により, 天井面の梁間方向に 2.03G の応答加速度が 生じたが, 無損傷であった.一方, K-NET 仙台 波 80% 加振により, 天井面の応答加速度が 3.34G に達すると梁間方向の斜め部材が座屈した.各 部材の試験等に基づく耐力からすると, 1.1G 耐 震天井は, 梁間方向については, 天井面加速度

が1.98Gに達すると座屈するよう設計しており, K-NET 仙台波 50 % 加振の時点で耐力を超えた ものの実験では座屈しなかったことから,斜め 部材の座屈耐力は安全側に評価されていると言 える.桁行方向については,斜め部材は,2.28G で座屈するよう設計されているのに対して,実 験では,K-NET 仙台波 80 % 加振により,2.04G の天井面加速度が生じた際には桁行方向の斜め 部材は無損傷であり,K-NET 仙台波 100 % 加振 による 2.62G の天井面加速度で桁行方向の斜め 部材は座屈しており,斜め部材の座屈耐力妥当 な評価を与えている.

- 3) 2.2G 耐震天井は,K-NET 仙台波 100%により, 梁間方向に 4.14G の天井面加速度が生じたが, 金具の変形程度の損傷のみであり,ほぼ無損傷 であった.その後のJMA 神戸波 100%加振では, 5.34G の天井面加速度が作用し,斜め部材上部 取付金具が一部破断した.続けて実施した JMA 神戸波 150%加振では,天井面加速度は 7.60G に達し,斜め部材下部の下地材の変形により仕 上げ材が脱落している.一方,要素試験に基づき, 2.2G 耐震天井の耐力を求めると,4.41G で斜め 部材上部取り付け金具が損傷し,6.04G で斜め 部材下部の下地材が変形すると評価され,実験 結果に一致する.要素試験に基づく金具の耐力 とこれによる天井の耐力評価が妥当であったと 言える.
- 4) 斜め部材が座屈した 1.1G 耐震天井に対して, JMA 神戸波 100 % 加振を実施した結果,斜め 部材が座屈により揺れを抑えることが出来なく なっていたために,天井面が大きく振動し,柱 などへ激しく衝突し,仕上げ材が多数脱落した. 斜め部材が座屈した後は,天井の耐震性能は大 きく落ちており,耐震天井の被災後の安全点検 では,これらの被害を確認することが必要であ る.
- 5) すでに仕上げ材の脱落している 1.1G 耐震天井に 対して, JMA 神戸波 150 % 加振を実施した結果, 100 % 加振時よりも大きく振動した. これによ り, 天井面の周囲への衝突だけでなく, 吊りボ ルトなどの部材もキャットウォークへ接触した 結果, さらに激しい仕上げ材の脱落が生じた. 壁などに対するクリアランスのみならず, 吊り

ボルトなど,天井を構成する部材の全てに対し てクリアランスを正しく設けることが重要であ るといえる.

- 6) ワイヤとネットで構成された,脱落した天井を 受け止めるフェイルセーフ機能は,脱落したせっ こうボードなどがネットを突き破ることなく, 外れたクリップなどの細かい金具もネットで受 け止められ,有効であった.ただし,斜め部材 の損傷した天井など,脱落直前の天井は大きく 振動することがあり,この振動によりフェイル セーフを構成する部材に激しく衝突する結果, ワイヤに大きな荷重が作用することがある点に は注意が必要である.
- 7) 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井の施工調査から, H26 技術基準に基づく脱落防止対策が施された 天井の施工における課題が明らかになった.こ れらの天井は,在来のワンタッチクリップ,ハンガーが用いられた未対策天井に比較して,3 倍以上の大きな手間がかかっており,この要因 としては,各金具のビス等による固定や各部材 が頑強になったことに伴う効率の悪化などによ るものである.
- 8) 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井は, 未対策天井に 比較して, 1.9~2.0 倍のコストがかかる.体育 館全体の工事費からすると1割程度のコスト増 加である.下地施工の人件費が特に大きく,天 井工事費の4割を占めており,各金具を改良す ることによって施工効率を高めることがコスト 削減につながると言え,さらなる技術開発が期 待される.

<謝辞>

独立行政法人防災科学技術研究所の運営費交付金 PJによる学校施設における大空間建築物の実験研究 は,防災科学技術研究所に設置されている学校施設 における大空間建築物の実験研究分科会(委員長: 壁谷澤寿海,東京大学教授)およびこの下部組織で ある実験検討ワーキング(主査:佐々木智大,防災 科学技術研究所研究員)を立ち上げ,実験計画策定, 試験体設計,報告書作成に関し,議論を重ねながら 実施した.委員名は添付資料に示す.

また,試験体設計および報告書作成に当たり,国 土交通省国土技術政策総合研究所の脇山善夫氏に多 数のご助言をいただいた.

文部科学省大臣官房文教施設企画部施設企画課防 災推進室の廣田貢氏(計画策定,実験実施当時)には, 文教施設に関する情報の提供をいただいた.また, 文部科学省が推進する学校施設における非構造部材 の耐震対策の推進に関する調査研究の研究協力者会 議(主査:岡田恒男氏,一般財団法人日本建築防災 協会理事長)では,計画立案において多大なるご支 援をいただくとともに,実験結果の報告に際してご 助言をいただいた.

国土交通省住宅局建築指導課の前田亮氏(計画策 定,実験実施当時)には,試験体設計において,技 術基準の考え方などに関するご助言をいただいた.

本報告書に掲載した被害写真のうち,天井の被害 については,国土交通省による平成23年度基準整 備促進事業の一貫で実施された調査「地震被害を踏 まえた非構造部材の基準の整備に資する検討」(事業 主体:一般社団法人建築性能基準推進協会)による 成果の一部であり,構造体の被害については,国土 交通省国土技術政策総合研究所と独立行政法人建築 研究所が実施した平成23年(2011年)東北地方太平 洋沖地震(東日本大震災)調査研究(速報)(国総研資 料第636号,建築研究資料第132号)の一部である.

大阪市立大学副学長 宮野道雄氏,講師 生田英輔 氏には,天井脱落が人体に与える影響の評価にあた り,使用した人体ダミーをお借りした.

東京都教育庁地域教育支援部義務教育課小中学校 係耐震化推進担当渡部あけ美氏および東京都が主催 で実施された『「学校施設の非構造部材の耐震対策」 に係る講習会』に参加された方々には,文教施設の 耐震対策,防災研究に関するアンケート調査にご協 力いただいた.

赤間弘英氏(宮城県泉館山高等学校事務室長),鈴 木和文氏(茨城県立大子清流高等学校主査兼事務 長),柴崎聖司氏(茨城県立竜ヶ崎南高等学校事務 長),野口博史氏(兵庫県教育委員会事務局教育企画 課防災・情報教育係長),生田淳仁氏(兵庫県教育委 員会事務局教育企画課主任指導主事),遠藤貞悟(兵 庫県教育委員会事務局教育企画課指導主事)には, 未対策天井の脱落被害再現実験において,被災時の 安全点検に関するアンケート調査にご協力いただい た.

耐震天井の施工にかかる費用の算出において必要

な金具の価格の調査に当たり,日本鋼製下地材工業 会にご協力いただいた.

ここに記して厚くお礼を申し上げる.

<関連発表論文>

- ・梶原浩一,佐々木智大,青井淳,佐藤大樹:2.2 大空間建築物の耐震安全性に関わる防災科学技 術研究所の検討方針,「鉄骨置屋根構造の被害分 析および耐震診断の進め方」シンポジウム報告 書,2013.
- 佐々木智大,梶原浩一,青井淳,田川浩之,荒 井智一,金井貴浩,高岡昌史,岩下裕樹:E-ディフェンスを用いた大規模空間吊り天井の加 振実験 その1 プロジェクト概要および試験体 設計,日本建築学会近畿支部研究発表会研究報 告集,265-268,2014.
- 田川浩之,佐々木智大,青井淳,梶原浩一:E ーディフェンスを用いた大規模空間吊り天井の 加振実験 その2 入力地震動,計測方法,お よび構造躯体の応答,日本建築学会近畿支部研 究発表会研究報告集,269-272,2014.
- 青井淳,佐々木智大,田川浩之,梶原浩一,荒 井智一,金井貴浩,高岡昌史,岩下裕樹:E-ディ フェンスを用いた大規模空間吊り天井の加振実 験 その3 天井の損傷状況,日本建築学会近 畿支部研究発表会研究報告集,273-276,2014.
- ・梶原浩一,佐々木智大,青井淳,田川浩之,壁 谷澤寿海,清家剛,山田哲,福山洋:E-ディフェ ンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被 害低減技術開発 その1プロジェクト概要,日本 建築学会大会学術講演梗概集,997-998,2014.
- 佐々木智大,青井淳,田川浩之,梶原浩一,荒 井智一,金井貴浩,高岡昌史,岩下裕樹:E-ディ フェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱 落被害低減技術開発 その2 試験体構造設計およ び未対策天井の設計,日本建築学会大会学術講 演梗概集,999-1000,2014.
- 金井貴浩,白崎了悟,佐々木智大,青井淳,田 川浩之,梶原浩一,荒井智一,高岡昌史,岩下 裕樹:E-ディフェンス実験に基づく大規模空 間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その31.1G 耐震天井の設計,日本建築学会大会学術講演梗 概集,1001-1002,2014.

- 梅野友里,荒井智一,佐々木智大,青井淳,田川浩之,梶原浩一,金井貴浩,高岡昌史,岩下裕樹: E ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その42.2G耐震天井の設計,日本建築学会大会学術講演梗概集,1003-1004,2014.
- 増田寛之,吉澤睦博,佐々木智大,田川浩之, 青井淳,梶原浩一:E-ディフェンス実験に基 づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開 発 その5 実大鉄骨造体育館試験体の構造特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集,1005-1006, 2014.
- 田川浩之,佐々木智大,青井淳,梶原浩一:E ーディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天 井の脱落被害低減技術開発 その6構造躯体の応 答,日本建築学会大会学術講演梗概集,1007-1008,2014.
- 岩下裕樹, 佐々木智大, 青井淳, 田川浩之, 梶 原浩一, 荒井智一, 金井貴浩, 髙岡昌史, 岩下 裕樹: E - ディフェンス実験に基づく大規模空 間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その7 未対 策天井の損傷, 日本建築学会大会学術講演梗概 集, 1009-1010. 2014.
- 白崎了悟,金井貴浩,佐々木智大,青井淳,田 川浩之,梶原浩一,荒井智一,高岡昌史,岩下 裕樹:E-ディフェンス実験に基づく大規模空 間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その 8 1.1G 耐震天井の応答,日本建築学会大会学術講演梗 概集,1011-1012,2014.
- 売井智一,小林俊夫,佐々木智大,青井淳,田 川浩之,梶原浩一,金井貴浩,高岡昌史,岩下 裕樹:E-ディフェンス実験に基づく大規模空 間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その92.2G 耐震天井の応答,日本建築学会大会学術講演梗 概集,1013-1014,2014.
- 青井淳,佐々木智大,田川浩之,梶原浩一,荒 井智一,金井貴浩,岩下裕樹,高岡昌史:E-ディ フェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱 落被害低減技術開発 その10 各天井の脱落被害 メカニズムの分析,日本建築学会大会学術講演 梗概集,1015-1016,2014.
- 佐々木智大,清家剛,石川種俊,磯部孝行,高 岡昌史,青井淳,梶原浩一,荒井智一,金井貴

浩,岩下裕樹: E - ディフェンス実験に基づく 大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 そ の11 大規模空間における吊り天井の施工調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集,1017-1018, 2014.

- 佐々木智大,橋口寛史,青井淳,梶原浩一:E ーディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天 井の脱落被害低減技術開発 その12フェイルセー フ機能の設計とその有効性,日本建築学会大会 学術講演梗概集,1019-1020,2014.
- ・井上貴仁,吉澤睦博,佐々木智大,青井淳,田 川浩之,梶原浩一: E - ディフェンス実験に基 づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開 発 その13 天井脱落被害再現実験を目視調査し た学校施設管理者へのアンケート調査結果,日 本建築学会大会学術講演梗概集,1021-1022, 2014.

(2015年1月8日原稿受付,2015年1月8日原稿受理)

要 旨

東北地方太平洋沖地震およびその後の余震では、多数の施設において吊り天井の脱落被害が発生し、 人的被害も発生している.これを受け、国土交通省では、建築基準法施行令の改正と関連する告示を 制定し、吊り天井に対して脱落対策を施すことを求めている.しかしながら、なぜ、どのようにして 天井が落下していくのかのメカニズムは十分に明らかにされてきておらず、天井が脱落に至るメカニ ズムの解明は急務である.そこで、防災科学技術研究所では、大規模空間吊り天井の脱落被害メカニ ズムの解明を目的とし、吊り天井を有する実大体育館試験体の加振実験を実施した.実験の結果、ク リアランスや斜め部材、接合部の十分緊結などの脱落対策のない既存の天井のうち、勾配を持つ天井 が頂部より脱落していくメカニズムを明らかにするとともに、技術基準に従い設計された耐震天井の 耐震性能が各金具の要素試験で評価できており、設計法が妥当であることを検証した.本報告書はそ の成果をまとめたものである.

キーワード:吊り天井,脱落被害,耐震設計,実大振動実験, E-ディフェンス