

太陽電池アレイ搭載型構造物の安全性能評価に関する研究 (ルーフレス型支持架台構造の開発)

松本 慎也*1, 山田 裕義*2, 山下 肅*2, 堯 勝久*2, 山口 善徳*2, 民永 健太朗*2

Study on Seismic Performance for Solar Array on-board Structure (Development of the roofless type frame structure)

Shinya MATSUMOTO*1, Hiroyoshi YAMADA*2, Susumu YAMASHITA*2,
Katsuhisa TAKASHI*2, Yoshinori YAMAGUCHI*2 and Kentaro TAMINAGA*2

In this study, we rationalize a connection between stake structure and superstructure for the solar array on-board structure setting type above the ground. Then, the dead space under the solar panel is improved to the available space as the agriculture site by suggesting new construction. We call the new solar array on-board structure “roofless type frame structure”. And, the roofless type frame structure is planned the sunshine and rain reached to the ground. The fracture experiments for the connection in the structure are shown to investigate the seismic performance of the structure. In addition, the micro tremor measurements are carried out using wireless high-sensitivity accelerometers for actual roofless type frame structure which planned by based on these examinations. As a result, we investigated the mechanical characteristic of the structure and verified these mechanical performances.

Keywords: Solar power, Light steel structure, Bending material, Thin-walled beams

1. はじめに

地球環境の問題対策として様々な取り組みがされている。その中で再生可能エネルギーの活用として太陽光発電システムが注目され、近年様々な場所で利用されている⁽¹⁾⁽²⁾。これらの太陽光発電システムに使用される太陽電池アレイ（ソーラーパネル）を建物あるいは敷地内に設置する際には、環境への影響負荷を考慮し、より省エネルギーで省コストを図った軽量で生産性の良い外装システムが望まれる。本研究ではこれまでにロールフォーミング加工による生産性に優れた特殊溝形鋼を用いた大規模太陽光発電（メガソーラー）を対象としたリフトアップ型支持架台の開発を行ってきた⁽³⁾。一般に地上設置型の

太陽電池アレイ支持架台は、発電事業を主体とした工業用途として土地を利用することになる。しかしながら耕作放棄地など元々農業用途として利用していた土地に計画するケースが多く、ユーザーによっては将来あるいはその時折で農業用途としての土地の再利用が可能なフレキシブルな構造形式が望まれている。そこで本研究ではこれらの地上設置型の架台構造において、杭構造との連結部の高度合理化を図り、さらに基礎構造と上部構造との構造形式を新たに提案することで、デッドスペースであったパネルの下に空間を確保し、光と雨が適度に地上に届くように計画したルーフレス型支持架台構造（図1参照）の開発を行った。

原稿受付 2015年5月10日

*1 近畿大学工学部 建築学科 准教授（〒739-2116 東広島市高屋うめの辺1番）

E-mail matsumoto@hiro.kindai.ac.jp

*2 日創プロニティ株式会社（〒815-0035 福岡県福岡市南区向野1-15-29）

連絡先：松本慎也（研究代表者）

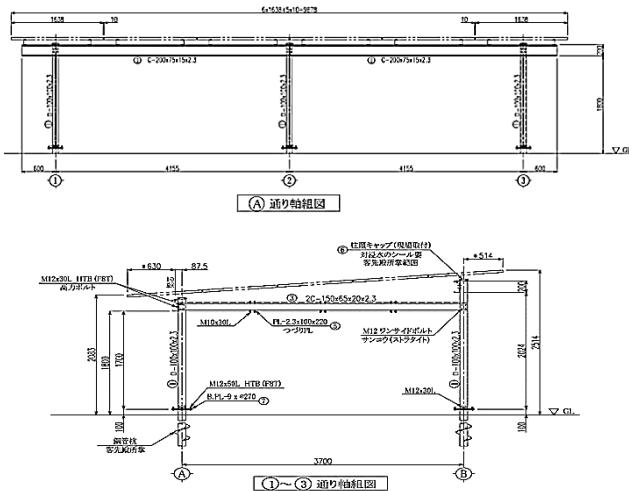


図 1. ルーフレス型支持架台

本報告では、提案するルーフレス型支持架台の構造安全性能を検証するために実施した柱脚接合部の耐力試験の結果について報告する。また、これらの耐力試験に基づき設計した実構造物（写真 1 参照）に対し高感度加速度計による振動計測を実施し、平常時の振動特性から強風時の架構の構造安全性能を検討した。



写真 1. ルーフレス型支持架台

2. 柱脚接合部の強度試験

2.1 曲げ試験

柱脚接合部の曲げに対する強度特性を調査するために、図 2 に示すような試験体を作成した。そして、試験体頂部に水平荷重を正負交番繰り返し載荷した際の水平荷重及び 7 か所の変位 (D1~D7) を測定するとともに、試験体の状況を目視観察した。写真 2 に曲げ試験体の写真を示す。加力は変形角 1/500, 1/350, 1/250, 1/175, 1/120, 1/85, 1/60, 1/45, 1/30, 1/20, 1/10 (最終変形) の繰り返し載荷とした。これらの載荷プログラムを図 3 に示す。

図 4 に加力試験によって得られた荷重-頂部変位関係を示す。図より頂部変位 50mm あたりの変形レベルでハードニングを示す挙動であることがわかる。これは、接合部側面における M12 ボルトのすべり変位が、およその

この変形域でボルト孔に接触するために生じているものと考察される。

設計で重要となる初期の耐力挙動を詳しく検討するために、初期の変形域における曲げモーメント-変形角関係を図 5 に示す。図より、変形角 1/120 時の曲げモーメントは $M=0.206 \text{ kNm}$ であり、初期剛性(変形角 1/120rad 時)を図中に赤直線で示すと $K_B=24.7 \text{ kNm/rad}$ となることが示された。また最終変形時(変形角 1/10)における試験体の状況を写真 3 に示す。

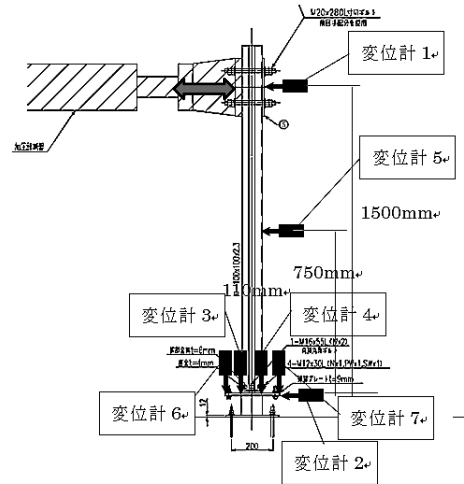


図 2. 曲げ試験体 (No.1) 図面および計測位置

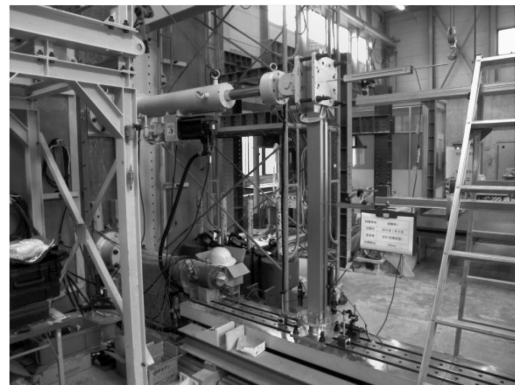


写真 2. 曲げ試験体 (No.1)

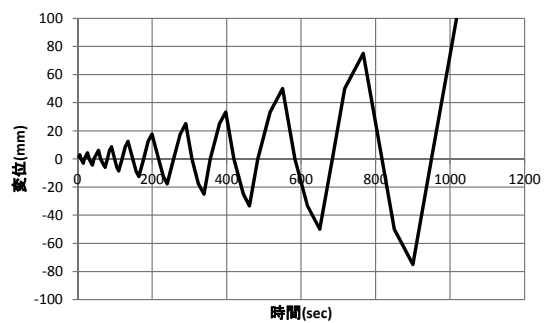


図 3. 曲げ試験における載荷プログラム

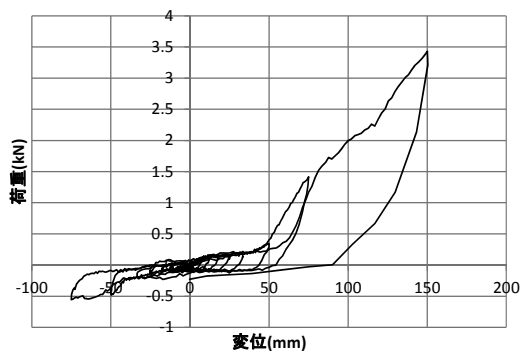


図 4. 荷重－頂部変位関係

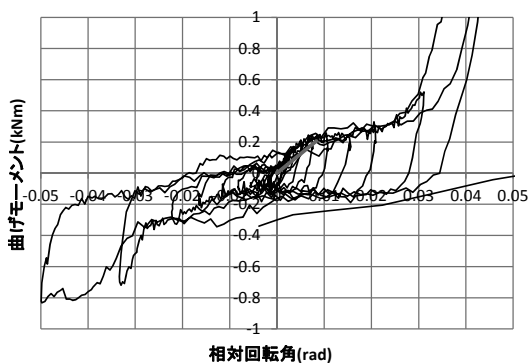


図 5. 曲げモーメント－変形角関係
($K_B=24.7 \text{ kNm/rad}$)

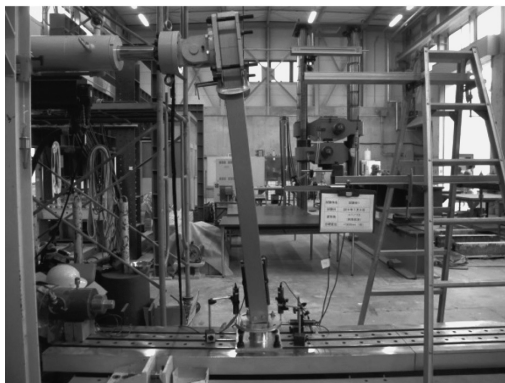


写真 3. 曲げ試験体の終局状況 (1/10rad 変形時)

2.2 せん断試験

柱脚接合部のせん断に対する強度特性を調査するために、図 6 に示すような試験体を作成した。そして試験体に水平荷重を単調載荷した際の水平荷重及び 3 か所の変位 (D1～D3) を測定するとともに、試験体の状況を目視観察した。写真 4 にせん断試験体の写真を示す。

図 7 に加力試験によって得られた荷重－変位関係を示す。試験体の中央部 (下面から 180mm 位置) における水平変位 (変形計 1) は部材の曲げ変形の影響があるた

めに、下面から 60mm 位置で計測した水平変位 (変位計 3) の値よりも若干大きめとなるが、ほぼ同様の傾向であることがわかる。また鋼管杭との接合プレートにおける変位 (変形計 2) はほとんど生じていないことが確認された。

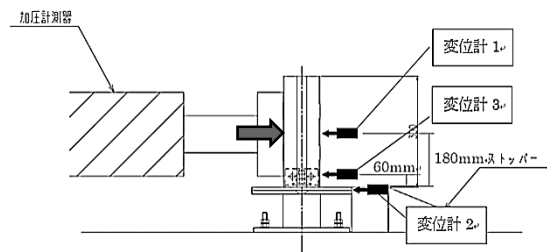


図 6. せん断試験体 (No.2) 図面および変形計位置

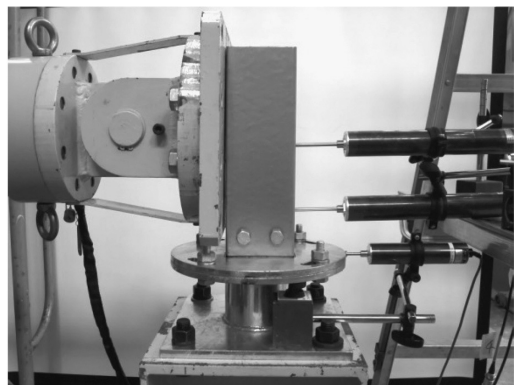


写真 4. せん断試験体 (No.2)

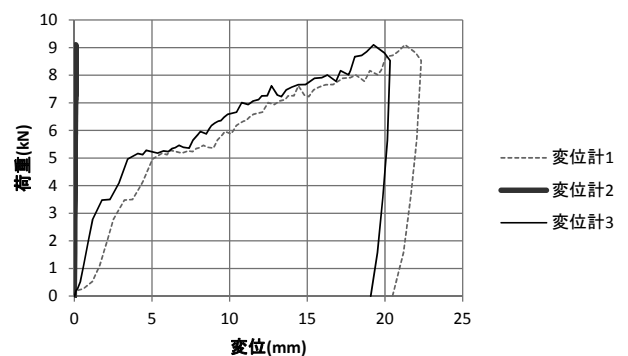


図 7. 試験体 No.2 の荷重－変位関係

設計においてせん断力に対する柱脚接合部の挙動を取り扱うために、バイリニア型復元力特性を用いてモデル化を行うこととする。このとき、図 8 に示すようなバイリニアモデルによって荷重－変位関係をモデル化した。すべり変位は変位計 3 において計測された変位を用い、変位が 2mm までを線形とみなし、この時のせん断力 $Q=3.47\text{kN}$ における初期剛性を求めると、 $K_S=1.74$

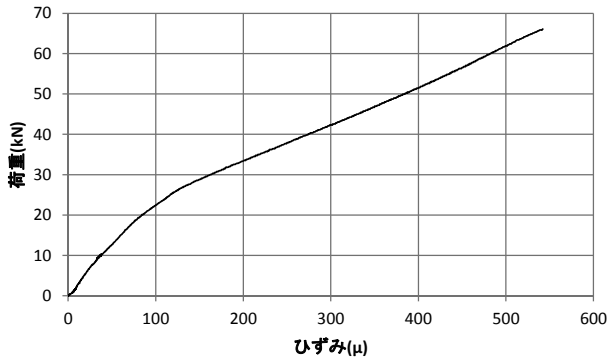


図 11. 荷重－ひずみ度関係（引張試験）



写真 7. 最終加力時の引張試験体の状態



写真 8. 加力試験後の M16 ボルトの状態

2.4 圧縮試験

柱脚接合部の圧縮に対する強度特性を調査するために、図 12 に示すような試験体を作成した。そして、試験体に圧縮荷重を載荷した際の荷重、鉛直方向変位及び試験体中央部 6 か所のひずみ (S1～S6) を測定するとともに、試験体の状況を目視観察した。写真 9 に圧縮試験体の写真を示す。

図 13 に加力試験によって得られた荷重－変位関係を示す。また、図 11 に荷重とひずみ度 (6 か所の軸方向ひずみの平均値) の関係を示す。

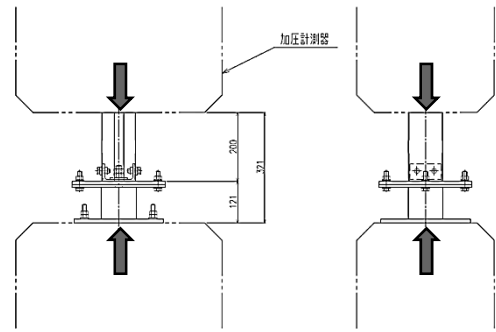


図 12. 圧縮試験体 (No.4) 図面

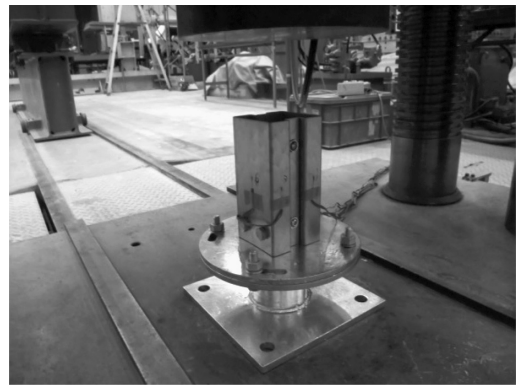


写真 9. 圧縮試験体 (No.4)

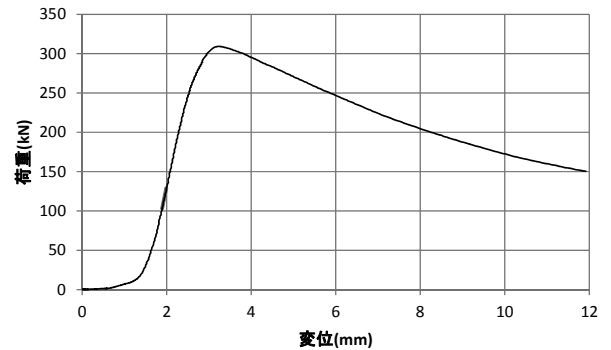


図 13. 荷重－変位関係（圧縮試験）

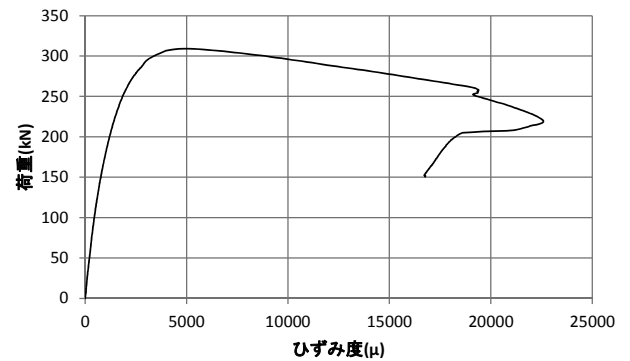


図 14. 荷重－ひずみ度関係（圧縮試験）



写真 10. 圧縮試験体の終局状態

図 13 に示した荷重-ひずみ関係より、弾性限荷重を 129 kN と評価し、その荷重レベル近傍において初期剛性を算定すると、 $K_C=266.0$ kN/mm となった。

圧縮試験における最大荷重は 309kN であり、写真 10 に示すように、最終的に部材の局部座屈により、試験体は終局状態に至った。

2.5 各強度試験のまとめ

各強度試験結果をまとめると表 1 となる。各種加力実験によって提案した柱脚接合部における基礎的な特性を把握することができた。

表 1. 実験結果 (特性値一覧)

試験体	試験種別	P_{max} (kN)	特性値 (降伏値, 初期剛性)	
No.1	曲げ試験	3.43	変形角 1/120 時の 曲げモーメント $M=0.206$ kNm	変形角 1/120 時の 回転剛性 $K_B=24.7$ kNm/rad
No.2	せん断試験	9.10	すべり変位 2mm 時の荷重 $Q=3.47$ kN	すべり変位 2mm 時の剛性 $K_S=1.74$ kN/mm
No.3	引張試験	66.1	弾性限荷重 $P_y=21.2$ kN	初期剛性 $K_T=2.71$ kN/mm
No.4	圧縮試験	309	弾性限荷重 $P_y=129$ kN	初期剛性 $K_C=266$ kN/mm

3. 実構造物の剛性評価

3.1 振動特性評価実験

前章では柱脚接合部の力学的特性を要素実験によって求めた。本章では、これらのデータをもとに実施工された実構造物に対して実施した常時微動計測の結果を示し、提案するルーフレス型支持架台構造の振動特性について検討を行う。計測は、熊本県熊本市において 2014 年 9

月 17 日に実施した。このとき構造物の動的変形挙動は写真 11 に示す 6 台の三軸加速度計を用いて行った。これらは高感度ワイヤレス三軸加速度 (MEMS サーボ型) であり、加速度検出範囲は $\pm 29.4\text{m/s}^2$ ($\pm 2940\text{gal}$)、ノイズレベルは $300 \text{ nG}_{\text{rms}}/\sqrt{\text{Hz}}$ の性能を有している。計測箇所は、図 15 に示す 6 個所であり、計測の条件をまとめると以下の通りである。

- サンプル周波数：100Hz
- 測定時間：5 分間 (300 秒)
- 加速度検出範囲： $\pm 3\text{G}$ ($\pm 29.4\text{m/s}^2$, $\pm 2940\text{gal}$)
- AD 分解能：24bit
- サンプル精度： $\pm 1\text{ppm}$
- 測定振動数範囲：DC~1kHz

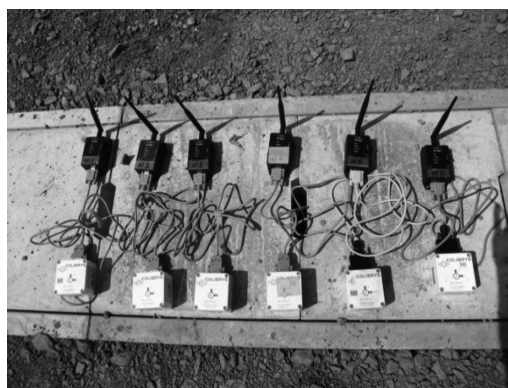


写真 11. 高感度ワイヤレス三軸加速度

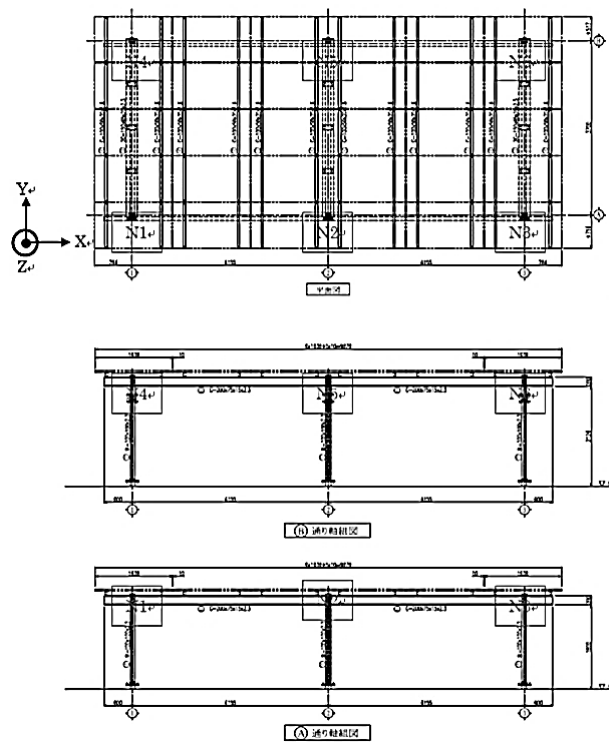


図 15. 加速度計の設置箇所

写真 12 に加速度計の設置状況を示す。また、現地では、風速計により計測日当日における周辺の風の状況を計測している（写真 13 参照）。当日は北西から最大風速 1.44m/s 程度の風が吹いていた。



写真 12. 加速度計設置状況

計測した微動波形から 2048 データを 1 セットとして抽出した複数のフーリエスペクトルの平均スペクトルを図 16～図 21 に示す。これらのピーク値から構造物の固有周期を推定した。その結果、計測によって構造物の長辺方向（X 方向）1 次モードは 0.284sec，短辺方向（Y 方向）1 次モードは 0.256sec と推定された。また、モード解析の結果，ねじり振動モードは 0.209sec，および 2 次モードは 0.103sec がそれぞれ確認された。各振動モードに対して推定した固有周期を表 2 に示す。

推定された固有周期を中心として±0.1Hz のバンド幅でフィルター処理を行い，3 次元座標上に加速度分布方向を可視化した振動モード図を図 22～図 25 に示す。

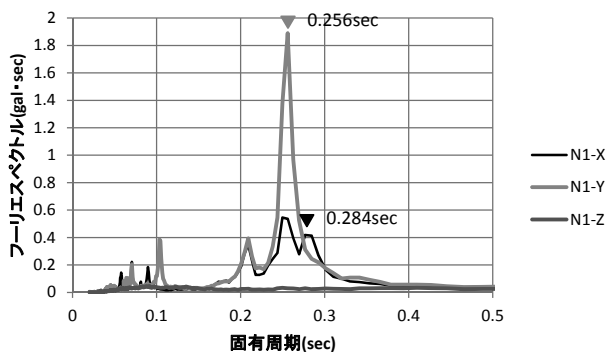


図 16. フーリエスペクトル (N1)

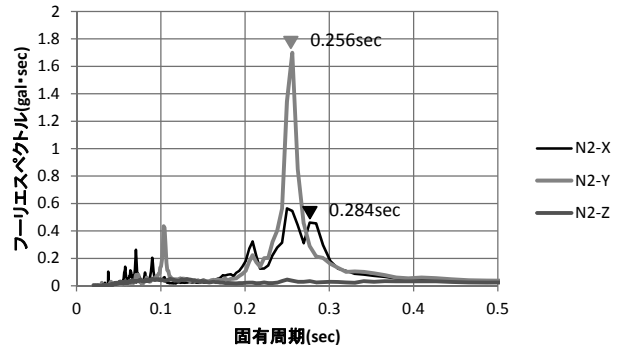


図 17. フーリエスペクトル (N2)

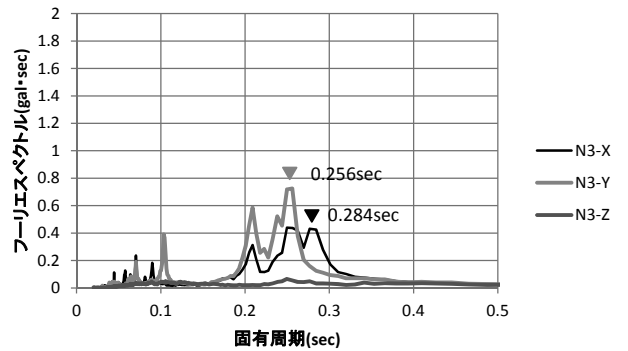


図 18. フーリエスペクトル (N3)

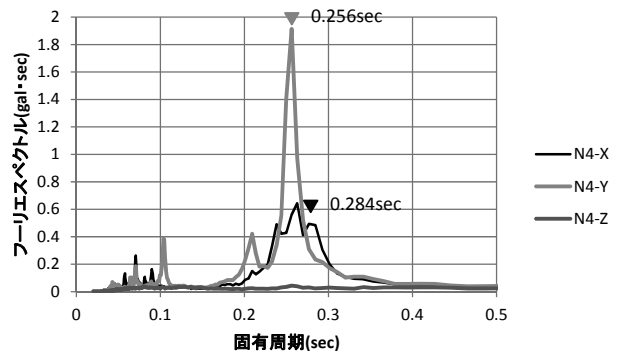


図 19. フーリエスペクトル (N4)

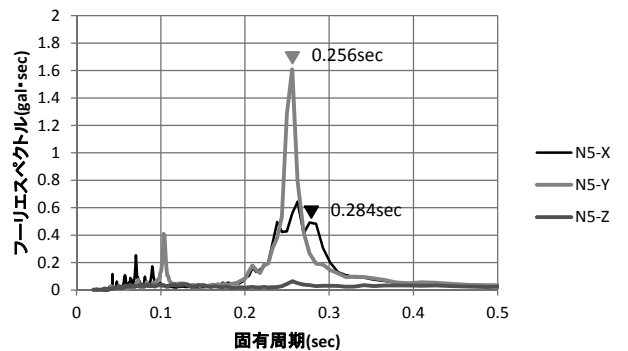


図 20. フーリエスペクトル (N5)

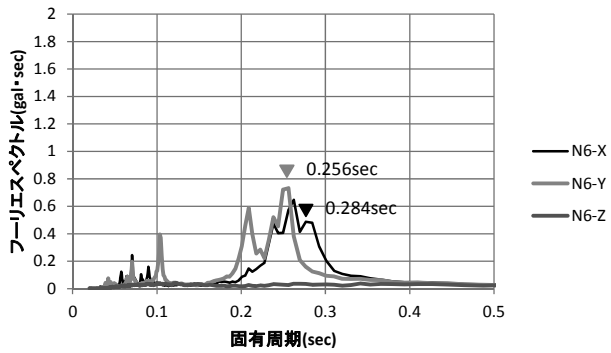


図 21. フーリエスペクトル (N6)

表 2. 固有周期(単位 : sec)

長辺方向 (X 方向) 1 次モード	0.284
短辺方向 (Y 方向) 1 次モード	0.256
ねじり振動モード	0.209
2 次モード	0.103

バンドパスフィルタ 4.78Hz(0.209sec)±0.1Hz

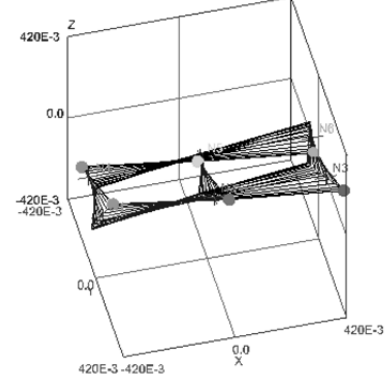


図 24. 振動モード (ねじり振動モード : 0.209sec)

バンドパスフィルタ 9.71Hz(0.103sec)±0.1Hz

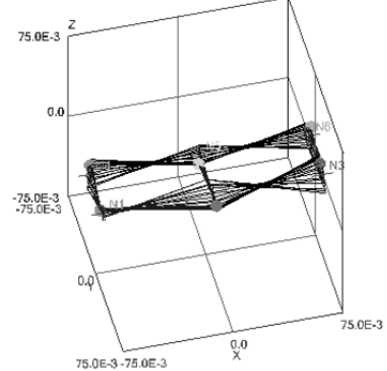


図 25. 振動モード (2 次モード : 0.103sec)

バンドパスフィルタ 3.52Hz(0.284sec)±0.1Hz

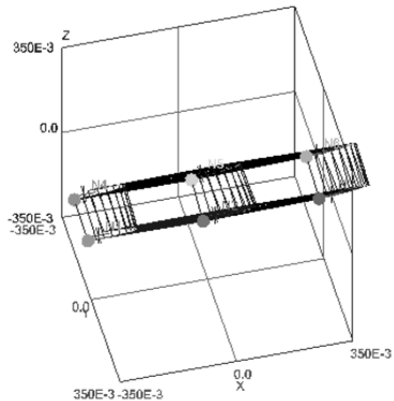


図 22. 振動モード (X 方向 1 次モード : 0.284sec)

バンドパスフィルタ 3.91Hz(0.256sec)±0.1Hz

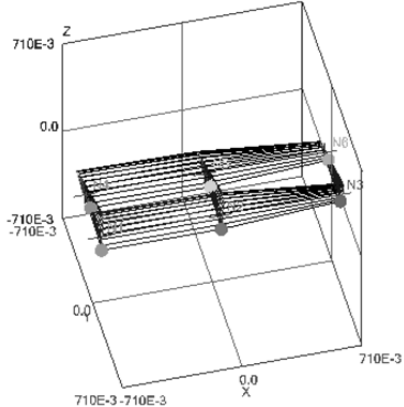


図 23. 振動モード (Y 方向 1 次モード : 0.256sec)



写真 13. 周囲風速状況 (最大風速 1.44m/s, 気温 26.4℃)

3.2 構造物の力学モデル

実測した固有周期から構造物の剛性評価を行う。このとき力学モデルは図 26 のような半剛接骨組モデルを用いて解析を行う。

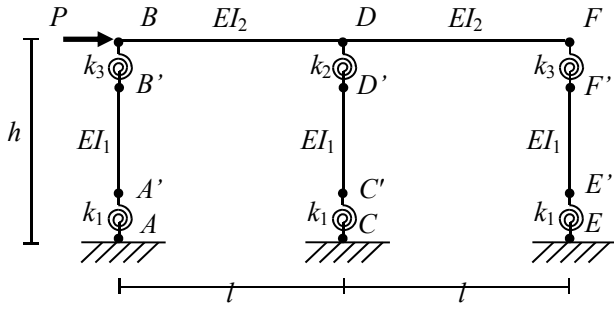


図 26. 力学モデル (長辺方向フレーム)

図 26 に示した力学モデルをたわみ角法によって解くこととする. この問題における未知変数はたわみ角 $\theta_A, \theta_B, \theta_C, \theta_D, \theta_E, \theta_F, \theta_{A'}, \theta_{B'}, \theta_{C'}, \theta_{D'}, \theta_{E'}, \theta_{F'}$ ($\theta_A = \theta_C = \theta_E = 0$) および柱材の部材角 R であり, 未知数は計 10 となる. このとき, たわみ角法の基本式 (材端モーメント) は次式で表される.

$$M_{AA'} = k_1(\theta_A - \theta_{A'}) \quad (1)$$

$$M_{A'A} = k_1(\theta_{A'} - \theta_A) \quad (2)$$

$$M_{A'B'} = \frac{2EI_1}{h}(2\theta_{A'} + \theta_{B'} - 3R) \quad (3)$$

$$M_{B'A'} = \frac{2EI_1}{h}(2\theta_{B'} + \theta_{A'} - 3R) \quad (4)$$

$$M_{B'B} = k_3(\theta_{B'} - \theta_B) \quad (5)$$

$$M_{BB'} = k_3(\theta_B - \theta_{B'}) \quad (6)$$

$$M_{CC'} = k_1(\theta_C - \theta_{C'}) \quad (7)$$

$$M_{C'C} = k_1(\theta_{C'} - \theta_C) \quad (8)$$

$$M_{C'D'} = \frac{2EI_1}{h}(2\theta_{C'} + \theta_{D'} - 3R) \quad (9)$$

$$M_{D'C'} = \frac{2EI_1}{h}(2\theta_{D'} + \theta_{C'} - 3R) \quad (10)$$

$$M_{D'D} = k_2(\theta_{D'} - \theta_D) \quad (11)$$

$$M_{DD'} = k_2(\theta_D - \theta_{D'}) \quad (12)$$

$$M_{EE'} = k_1(\theta_E - \theta_{E'}) \quad (13)$$

$$M_{E'E} = k_1(\theta_{E'} - \theta_E) \quad (14)$$

$$M_{E'F'} = \frac{2EI_1}{h}(2\theta_{E'} + \theta_{F'} - 3R) \quad (15)$$

$$M_{F'E'} = \frac{2EI_1}{h}(2\theta_{F'} + \theta_{E'} - 3R) \quad (16)$$

$$M_{F'F} = k_3(\theta_{F'} - \theta_F) \quad (17)$$

$$M_{FF'} = k_3(\theta_F - \theta_{F'}) \quad (18)$$

$$M_{BD} = \frac{2EI_2}{l}(2\theta_B + \theta_D) \quad (19)$$

$$M_{DB} = \frac{2EI_2}{l}(2\theta_D + \theta_B) \quad (20)$$

$$M_{DF} = \frac{2EI_2}{l}(2\theta_D + \theta_F) \quad (21)$$

$$M_{FD} = \frac{2EI_2}{l}(2\theta_F + \theta_D) \quad (22)$$

節点における材端モーメントのつり合いである節点方程式は次式となる.

$$M_{A'A} + M_{A'B'} = 0 \quad (23)$$

$$M_{B'A'} + M_{B'B} = 0 \quad (24)$$

$$M_{BB'} + M_{BD} = 0 \quad (25)$$

$$M_{C'C} + M_{C'D'} = 0 \quad (26)$$

$$M_{D'C'} + M_{D'D} = 0 \quad (27)$$

$$M_{DD'} + M_{DB} + M_{DF} = 0 \quad (28)$$

$$M_{E'E} + M_{E'F'} = 0 \quad (29)$$

$$M_{F'E'} + M_{F'F} = 0 \quad (30)$$

$$M_{FF'} + M_{FD} = 0 \quad (31)$$

柱に作用するせん断力 (層せん断力) のつり合い式である層方程式は次式となる.

$$\frac{M_{AA'} + M_{BB'}}{h} + \frac{M_{CC'} + M_{DD'}}{h} + \frac{M_{EE'} + M_{FF'}}{h} + P = 0 \quad (32)$$

境界条件 ($\theta_A = \theta_C = \theta_E = 0$) を考慮して(1)式~(32)式を連立して解くと, 解を陽に求めることができる.

3.3 解析による水平剛性の算出

実験で得られた接合部の回転剛性を以下のように仮定する. 図 27 に示す柱脚部に対しては, 回転剛性を $k_1 = 24.7 \text{ kNm/rad}$ ($\theta = 1/120 \text{ rad}$ 時の等価剛性) とする.

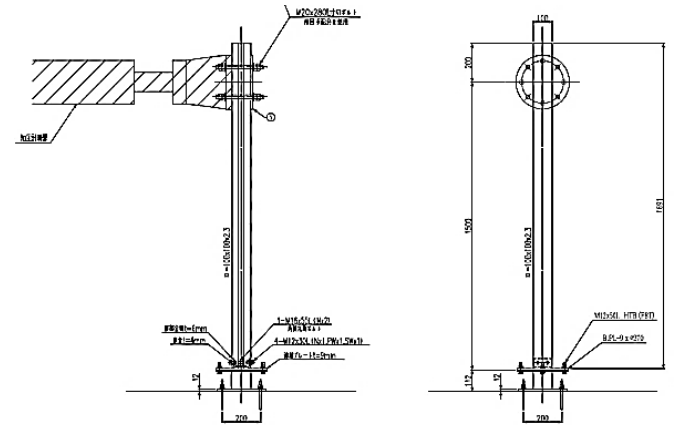


図 27. 計算根拠とした要素試験体形状

また, 図 28 に示す既往の要素実験で得られた結果は, 図 29 に示す通りであり, この実験から, 接合部の回転剛性を $k_2 = 325.2 \text{ kNm/rad}$ ($= 1/120 \text{ rad}$ 時の等価剛性) とした.

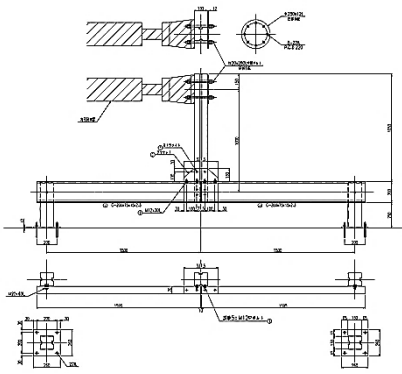


図 28. 計算根拠とした要素試験体形状

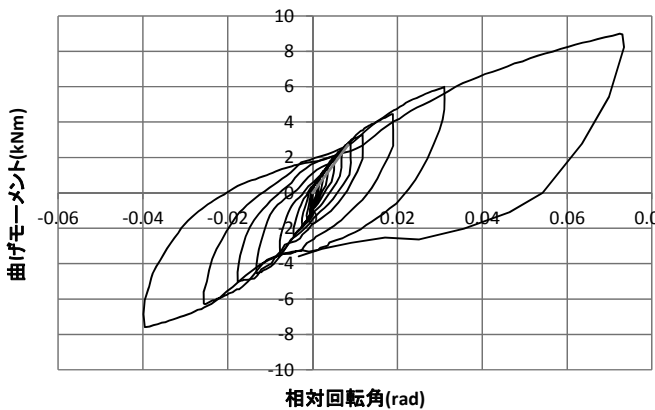


図 29. 曲げモーメントー相対回転角関係

端部の接合部の回転剛性 k_3 は、 $k_3 = k_2 = 325.2$ kNm/rad と仮定した。また部材のヤング係数は $E=2.05 \times 10^8$ kN/m² (2.05×10^5 N/mm²)として解析に用いた。このとき、各部材の断面 2 次モーメントは次の値とした。

$$I_1 = 1.4259 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (1.4259 \times 10^2 \text{ cm}^4 : \square-100-100-2.3)$$

$$I_2 = 5.1691 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (5.1691 \times 10^2 \text{ cm}^4 : C-200-75-15-2.3)$$

スパンは $l = 4.155$ m であり、水下川構面の階高 $h_1 = 1.800$ m および水上側構面の階高 $h_2 = 2.124$ m である。これらの諸データを用い、水下川構面、水上側構面それぞれの水平剛性を算出すると以下ようになる。

水下川構面水平剛性： $K_1 = 191.456$ kN/m

水上側構面水平剛性： $K_2 = 131.038$ kN/m

よって、構造物全体の水平剛性 K_a は

$$K_a = K_1 + K_2 = 191.456 + 131.038 = 322.5 \text{ kN/m}$$

このときの、各構面の曲げモーメント分布は図 30 となる。ここに P はそれぞれの構面に作用する水平荷重(kN)である。

また得られた関係式から接合部剛性と構造物全体の水平剛性の関係を求めると図 31 となる。図より、接合部の剛性が増加するにつれて、構造物全体の水平剛性がどの

ように変化するかが分かる。白丸で示した点は、計算において用いた接合部回転剛性の値 ($k_2 = 325.2$ kNm/rad)を示す。接合部の回転剛性がこの値 (325.2 kNm/rad) までは、構造物全体の水平剛性に概ね比例的に変化を与えるものの、この値以上ではその構造物全体の水平剛性に与える影響は緩やかになることがわかる。

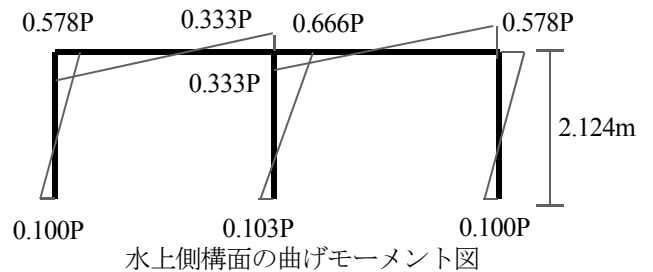
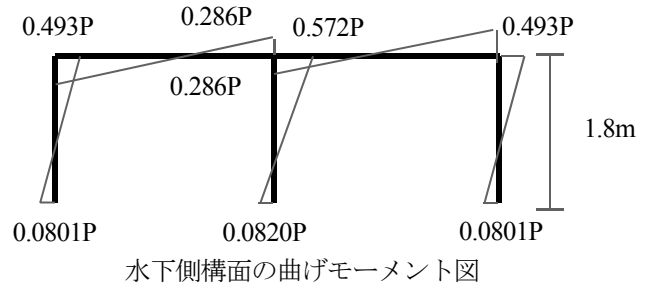


図 30. 各構面の曲げモーメント図 (単位 kNm)

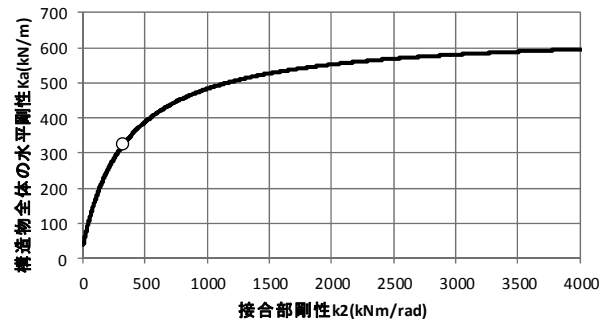


図 31. 接合部剛性と構造物全体の水平剛性の関係

3.4 質点系モデルによる振動評価

前節で示した構造物全体の水平剛性を用いて、構造物を図 32 に示すような 1 質点系によってモデル化を行い、振動特性を検討する。

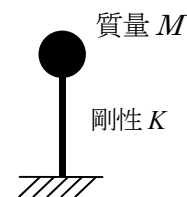


図 32. 1 質点系モデル

実測した構造物長辺方向の固有周期は $T=0.284\text{sec}$ であり、構造物の質量は、 $M=1.075\text{ton}$ である。質量の内訳は以下の通りである。

モジュール	19kg×30 枚	=570kg
主梁 C-100-50-20-1.6	L4950 数量 12	=164kg
大梁 2C-150-85-20-2.3	L3790 数量 6	=136kg
大梁 C-200-75-15-2.3	L9500 数量 2	=135kg
柱φ100-100-2.3	L4171 数量 3	=140kg÷2 =70kg
		計 1075kg

1 質点系の固有周期は次式で表される。

$$T = 2\pi\sqrt{M/K}$$

上式より、剛性を算出すると、

$$K = \frac{M}{\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} = \frac{1.075}{\left(\frac{0.284}{2\pi}\right)^2} = 525.6 \text{ kN/m}$$

となり、前述の解析による水平剛性 $K_a=322.5 \text{ kN/m}$ と比べて実測値から推定される剛性は高い値であることがわかる。これは、計測した振動における振幅レベルは微小であるため、等価剛性が高めとなる傾向と一致する。

3.5 風圧に対する変形挙動の解析的検討

前節までに示した結果を元に、構造物の風圧に対する変形挙動を解析的に検討する。基準風速は $V_0=34\text{m/s}$ とした。構造物の水平剛性 K_a は前述のように、 $K_a=322.5 \text{ kN/m}=322.5 \text{ N/mm}$ である。速度圧 q (N/m^2) と風速には以下の関係式が成り立つ。

$$q = \frac{1}{2}\rho V^2$$

ここに、 ρ : 空気密度で $1.22(\text{kg/m}^3)$ とする。 V : 風速(m/s)

である。風速を $V=34 \text{ m/s}$ とすると $q = \frac{1}{2}\rho V^2 = \frac{1}{2} \times 1.22 \times 34^2 = 705.16 \text{ N/m}^2$ となる。

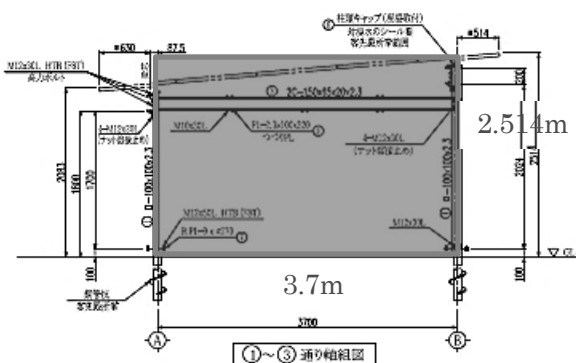


図 33. 受風面積の仮定

受風面積を図 33 に示すように $A=3.7\text{m}\times 2.514\text{m}=9.3018\text{m}^2$ と仮定すると、 $P=q\times A=705.16\times 9.3018=6559\text{N}=6.559\text{kN}$ となる。よって、モデル全体の水平変

位 δ は、 $\delta = \frac{P}{K_a} = \frac{6.559}{322.5} = 0.0203\text{m}=20.3\text{mm}$ となり、水

下側と水上側の平均階高 ($h_a=1962\text{mm}$) を用いて変形角

γ を求めると、 $\gamma = \frac{\delta}{h_a} = \frac{20.3}{1962} = 0.0103\text{rad}(=1/97\text{rad})$ とな

る。

柱脚の曲げ試験体 (高さ $h=1500\text{mm}$) の実験における荷重—水平変位関係は、図 4 に示す通りであり、水平変位 20.3mm 時は、最大荷重時以下の領域であることがわかる。風圧力は動的な外乱であり、柱の間を通り抜ける場合や向きが変動する挙動のため、単純に受風面積に対する静的荷重として考えることは厳密には困難であるが、実測および解析の結果、推定された剛性および荷重の作用バランスからみて、基準風速 34m/s に対して構造物が水平方向に過大に変形し、倒壊にいたることは考えにくく、構造物の水平剛性は十分であると考察される。

4. まとめ

本研究では、提案するルーフレス型支持架台の構造安全性能を検証するために柱脚接合部の耐力試験を実施した。また、これらの耐力試験に基づき設計した実構造物に対し高感度加速度計による振動計測を実施し、平常時の振動特性から強風時の架構の構造安全性能を検討した。

これらの結果、提案した杭頭柱脚接合部の耐力特性を確認し、これらの実験データをもとに合理的な接合法を提案した。そして、実大構造物の剛性特性を調査し、その性能を検証した。

謝辞

本研究は、実構造物の現地計測調査において、新日鉄住金エンジニアリング株式会社殿のご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- (1) 松本慎也, 大里和生, 石田徹, 山田裕義, 山下肅, 堯勝久, 山口善徳, 太陽電池アレイ用支持架台における軽鋼構造部材の耐力特性に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第 35 卷 (2012.3), pp.289-292
- (2) 松本慎也, 山田裕義, 山下肅, 山口善徳, 薄板組立構造を用いた太陽電池アレイ搭載型建築外装システムの開発, 近畿大学次世代基盤技術研究所報告, Vol.4 (2013.6), pp.77-85
- (3) 山口善徳, 山下肅, 松本慎也, 薄板鋼材による太陽電池アレイ用支持架台の開発と耐力評価に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), A-1 (材料施工) (2013.8), pp.1201-1202